



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPUS I



COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

“EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRENES DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS DOMICILIARIAS, ESTUDIO DE CASO: BERRIOZÁBAL, CHIAPAS”.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA
CON FORMACIÓN EN CALIDAD DEL AGUA**

PRESENTA:

REY DAVID HERNÁNDEZ TRUJILLO C100063

DIRECTOR DE TESIS:

DRA. DAISY ESCOBAR CASTILLEJOS

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS; ENERO DE 2023.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez; Chiapas.
A 11 de febrero del 2022
Oficio FI. 01/274/2022.

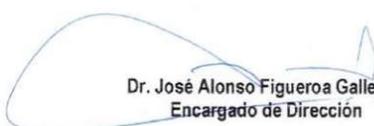
C. Rey David Hernández Trujillo
Estudiante de la Maestría en Ingeniería con Formación en Calidad del Agua
Presente.

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: "**Evaluación de alternativas de trenes de tratamiento para aguas residuales domésticas domiciliarias, Estudio de caso: Berriozábal, Chiapas**", para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del Grado de la Maestría en Ingeniería con Formación en Calidad del Agua.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente.
"Por la conciencia de la necesidad de servir"




Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Encargado de Dirección

DIRECCIÓN DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

C. c. p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado. - F.I.
Archivo Minutario.
DEC/aclr*



Código: FO-113-05-05

Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Rey David Hernández Trujillo,
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Evaluación de alternativas de trenes de tratamiento para aguas residuales domésticas domiciliarias, Estudio de caso: Berriozábal, Chiapas,"
presentada y aprobada en el año 2022 como requisito para obtener el título o grado de Maestría en Ingeniería con Formación en Calidad del Agua, autorizo licencia a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), para que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para su consulta, reproducción parcial y/o total, citando la fuente, que contribuya a la divulgación del conocimiento humanístico, científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 30 días del mes de enero del año 2023.

Rey David Hernández Trujillo.

Nombre y firma del Tesista o Tesistas



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez; Chiapas.
A 04 de febrero del 2021.

Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Encargado de Dirección
Facultad de Ingeniería, Campus I
Universidad Autónoma de Chiapas
Presente.

En nuestra calidad de sinodales del examen para obtener el Grado de la **Maestría en Ingeniería** con formación en **Calidad del Agua** del alumno **C. Rey David Hernández Trujillo**, nos permitimos manifestarle la aceptación del trabajo escrito de tesis titulada: "**Evaluación de alternativas de trenes de tratamiento para aguas residuales domesticas domiciliarias, Estudio de caso: Berriozábal, Chiapas**". Quedamos enterados de que formaremos parte del jurado del examen de grado, en la fecha y hora que se nos comunique.

Atentamente
"Por la conciencia de la necesidad de servir"

Dra. Daisy Escobar Castillejos
Directora de tesis

Dr. Humberto Miguel Sansebastián García
Asesor de tesis

Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Asesor de tesis

*Archivo/Minutario.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Primeramente, doy gracias a mi Dios por medio de Jesucristo con respecto a todos ustedes, porque su fe es proclamada en todo el mundo (Ro 1:8).

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud, para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Bertha Trujillo Abadía: _____

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien pero más que nada, por su amor.

A mi padre José Melecio Hernández Hernández: _____

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundido siempre, por el valor mostrado para salir a delante y por su amor.

A mi director de tesis.

Dra. Daisy Escobar Castillejos, por su apoyo y motivación para la culminación de nuestros estudios y para la elaboración de tesis.

A mis asesores de tesis.

Al Dr. José Alonso Figuera Gallegos y al Dr. Hugo Alejandro Guillén Trujillo, por su apoyo y motivación para elaboración de la tesis.

A mis amigos.

Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación y que hasta ahora, seguimos siendo amigos y camaradas: Luis Alberto, Benjamín, por su apoyo incondicional y motivación.

Finalmente, a todos los maestros, que nos marcaron cada etapa de nuestro camino en el posgrado, y que me ayudaron en asesorías y dudas presentadas en la elaboración de tesis.

¡GRACIAS A TODOS USTEDES!

“Por la conciencia de la necesidad de servir”

ÍNDICE

TEMA	PÁGINA
AGRADECIMIENTOS	1
ÍNDICE.....	2
ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE TABLAS	10
RESUMEN	12
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	14
1.1. Justificación	16
1.2. Objetivo del trabajo	17
1.2.1. Objetivo general	17
1.2.2. Objetivos específicos.....	17
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO	19
2.1. Descripción del área de estudio	19
2.1.1. Delimitación del área de estudio	19
2.2. Marco físico	20
2.2.1. Localización geográfica	20
2.2.2. Clima	21
2.2.2.1. Tipos de climas.....	21
2.2.2.2. Temperaturas promedio mínimas y máximas.....	22
2.2.2.3. Precipitación promedio anual (mm).	24
2.2.3. Vegetación y uso del suelo.....	25
2.2.4. Edafología	26
2.2.5. Geología	27
2.2.6. Fisiografía.....	28
2.2.7. Hidrografía	29
2.2.7.1. Principales ríos y arroyos cercanos.	29
2.2.8. Áreas naturales protegidas	30
2.2.9. Aspectos sociodemográficos	31
2.2.9.1. Demografía.	31
2.3. Descargas de aguas residuales municipales e industriales.....	32
2.4. Gasto y calidad de las aguas residuales	33

2.4.1. Población de proyecto y estimación de la generación de aguas residuales.....	34
2.4.2. Identificación de las aguas residuales	36
2.4.3. Selección del sitio.....	38
CAPÍTULO 3. REVISIÓN DE LA LITERATURA	40
3.1. Los recursos hídricos en México	40
3.2. La cobertura de alcantarillado en México.....	40
3.3. Tecnologías más usadas en América Latina y el Caribe (ALC).....	46
3.3.1. Manejo de lodos resultantes del tratamiento de aguas residuales en América Latina	48
3.4. Sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón.....	49
3.5. Sustentabilidad y análisis de ciclo de vida en el tratamiento de aguas residuales en América Latina y el Caribe (ALC)	50
3.6. Análisis de los impactos ambientales generados por los sistemas de tratamiento de agua residual en América Latina y el Caribe (ALC)	52
3.7. Impactos ambientales más relevantes en sistemas de tratamiento de aguas residuales: Eutrofización, cambio climático y formación de oxidantes fotoquímicos	53
3.7.1. Eutrofización	53
3.7.2. Cambio climático (alteración en el clima)	53
3.7.3. Formación de oxidantes fotoquímicos	55
3.8. Acuerdos de mitigación de gases de efecto invernadero	55
3.9. La huella de carbono en las Edars (P.T.A.R.).....	55
3.10. Composición de los caudales de aguas residuales	56
3.11. Análisis del proceso	57
3.12. Criterios para el análisis y selección de alternativas.....	57
CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES UNITARIAS	59
4.1. Situación actual.....	59
4.2. Tratamiento preliminar o pretratamiento	59
4.2.1. Canal de acceso o, de entrada.....	59
4.2.2. Rejillas o desbaste	65
4.2.3. Desarenador.....	66
4.2.4. Medición de gastos: Canal Parshall	67
4.3. Tratamiento primario	68
4.3.1. Sedimentador rectangular.....	68
4.3.2. Sedimentador circular	70
4.4. Síntesis de las características principales de los tipos de sedimentadores primarios	73

4.5. Tratamiento secundario.....	74
4.5.1. ALTERNATIVA 1. Lodos activados + Sedimentador secundario.....	74
4.5.1.1. Lodos activados convencionales (Reactor biológico).	74
4.5.1.2. Sedimentador secundario.....	78
4.5.2. ALTERNATIVA 2. Filtro percolador + Sedimentador secundario.....	80
4.5.2.1. Filtro percolador o rociador.	80
4.5.2.2. Sedimentador secundario.....	83
4.5.3. ALTERNATIVA 3. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB) + Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)	84
4.5.3.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB).	84
4.5.3.2. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA).....	88
4.6. Tratamiento terciario.....	92
4.6.1. Tanque de contacto de cloro.....	93
4.7. Tratamiento y disposición de lodos	97
4.7.1. Los procesos básicos para el tratamiento del lodo	97
4.7.2. Tipos de lodos y sus características.....	97
4.7.3. Espesamiento.....	98
4.7.3.1. Espesamiento por flotación.	98
4.7.3.2. Espesamiento a gravedad.....	99
4.7.4. Estabilización	100
4.7.4.1. Digestión aerobia.....	100
4.7.4.2. Digestión anaerobia.	101
4.7.5. Acondicionamiento, deshidratado y reducción.....	104
4.7.5.1. Acondicionamiento.....	104
4.7.5.2. Deshidratado.....	104
4.7.5.3. Reducción.	107
4.8. ECUACIONES DE DISEÑO	108
4.8.1. Tratamiento preliminar o pretratamiento	108
4.8.1.1. Diseño hidráulico del canal de entrada.....	108
4.8.1.2. Diseño de las rejillas.....	111
4.8.1.3. Diseño del desarenador de flujo horizontal, con sección de control constituida por canaletas Parshall.	114
4.8.2. Diseño del sedimentador primario circular	118
4.8.3. Diseño del sistema de lodos activados (Reactor biológico).....	122
4.8.4. Diseño del filtro percolador.....	125

4.8.5. Diseño del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB).....	127
4.8.6. Diseño del filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) como postratamiento del efluente de un reactor anaerobio	129
4.8.7. Diseño del tanque de contacto de cloro.....	130
4.9. Normativa	131
CAPÍTULO 5. METODOLOGÍA.....	138
5.1. Clasificación de los sistemas de tratamiento	139
5.1.1. Comparación entre el balance de carbono orgánico en el tratamiento aerobio y anaerobio.	140
5.1.2. De acuerdo al grado de tratamiento que se obtiene, existen los siguientes tipos de tratamiento:.....	140
5.1.3. Procesos para el tratamiento de las aguas residuales	141
5.2. Datos básicos del proyecto	144
5.2.1. Vida útil de las obras.....	144
5.2.2. Período económico de diseño.....	145
5.2.3. Población de proyecto	146
5.2.4. Cálculo de la de la población actual y futura	147
5.2.4.1. Proyección de población (10 AÑOS).	147
5.2.5. Aportación de aguas residuales	149
5.2.6. Gastos de diseño.....	150
5.2.6.1. Gasto medio diario.	150
5.2.6.2. Gasto mínimo.	150
5.2.6.3. Gasto máximo instantáneo.	150
5.2.6.4. Gasto máximo extraordinario.	151
5.2.6.5. Gasto máximo diario y horario.....	151
5.2.7. Lineamientos generales de diseño.....	152
5.2.8. Capacidad de la planta de tratamiento.....	153
5.2.9. Planteamiento de alternativas de tratamiento (diagrama de flujo).....	154
5.3. Parámetros de la calidad del agua.....	155
5.3.1. Caracterización de las aguas residuales	155
5.3.2. Resumen de los datos básicos de diseño	155
CAPÍTULO 6. MEMORIA DE CÁLCULO DE LAS ALTERNATIVAS.....	157
6.1. Dimensionamiento del pretratamiento.....	158
6.2. ALTERNATIVA 1. Sedimentador primario + Lodos activados + Sedimentador secundario	159

6.2.1. Sedimentador primario circular.....	159
6.2.2. Lodos activados + Sedimentador secundario circular.....	160
6.2.3. Calidad del efluente.....	161
6.3. ALTERNATIVA 2. Sedimentador primario + Filtro percolador + Sedimentador secundario	162
6.3.1. Sedimentador primario circular.....	162
6.3.2. Filtro percolador (Medio plástico) + Sedimentador secundario circular	163
6.3.3. Calidad del efluente.....	164
6.4. ALTERNATIVA 3. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB) + Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA).....	165
6.4.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB).....	165
6.4.2. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)	166
6.4.3. Calidad del efluente.....	166
CAPÍTULO 7. EVALUACIÓN DE PROPUESTAS.....	168
7.1. Matriz de atributos para las tres alternativas a evaluar	168
7.2. Propuesta del tren seleccionado	171
CAPÍTULO 8. CONCLUSIÓN.....	173
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
ANEXOS	181
ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO DE EXCEL.....	181
ANEXO A1. DATOS GENERALES	182
ANEXO A2. NORMATIVA	183
ANEXO A3. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	183
ANEXO A4. EJEMPLO DE DATOS DE LABORATORIO (SI HUBIERA UNA MUESTRA DE AGUA RESIDUAL)	184
ANEXO A5. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO	184
ANEXO A6. DOTACIÓN Y APORTACIÓN	185
ANEXO A7. DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO	186
ANEXO A8. DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL DE ENTRADA	188
ANEXO A9. DISEÑO DE LAS REJILLAS	189
ANEXO A10. DISEÑO DEL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL, CON SECCIÓN DE CONTROL CONSTITUIDA POR CANALETAS PARSHALL	195
ANEXO A11. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO (CIRCULAR).....	202
ANEXO A12. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: A) CIRCULAR Y B) RECTANGULAR (MÉTODO 1).....	203

ANEXO A13. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: B) RECTANGULAR (MÉTODO 2).....	207
ANEXO A14. DISEÑO DEL SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS (REACTOR BIOLÓGICO) + SEDIMENTADOR SECUNDARIO (CIRCULAR).....	207
ANEXO A15. DESINFECCIÓN: DISEÑO DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 1).....	219
ANEXO A16. DISEÑO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN: TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 2).....	223
ANEXO A17. DATOS PARA FILTROS BIOLÓGICOS	223
ANEXO A18. DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR	224
ANEXO A19. DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR (CNA)	229
ANEXO A20. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE FILTROS PERCOLADORES).....	229
ANEXO A21. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS	233
ANEXO A22. DIGESTOR ANAEROBIO	233
ANEXO A23. DIGESTOR AEROBIO	233
ANEXO A24. DISEÑO DEL REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA).....	234
ANEXO A25. DISEÑO DEL FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA).....	248
ANEXO A26. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS (CONAGUA, 2019)	253
ANEXO A27. GENERACIÓN DE AGUAS RESIDUALES POR AÑO.....	254

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localidad de Berriozábal, Berriozábal, Chiapas	19
Figura 2. Macro y micro localización de la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.....	20
Figura 3. Climas del municipio de Berriozábal, Chiapas.....	21
Figura 4. Temperatura mínima promedio, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas	22
Figura 5. Temperatura máxima promedio, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas.....	22
Figura 6. Temperatura mínima promedio, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas.....	23
Figura 7. Temperatura máxima promedio, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas	23
Figura 8. Precipitación media, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas	24
Figura 9. Precipitación media, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas.....	24
Figura 10. Vegetación y uso del suelo del municipio de Berriozábal, Chiapas	25
Figura 11. Edafología del municipio de Berriozábal, Chiapas.....	26
Figura 12. Geología del municipio de Berriozábal, Chiapas	27
Figura 13. Fisiografía del municipio de Berriozábal, Chiapas.....	28
Figura 14. Hidrografía del municipio de Berriozábal, Chiapas	29
Figura 15. Áreas naturales protegidas del municipio de Berriozábal, Chiapas.....	30
Figura 16. Cuerpos de agua intermitentes de Berriozábal, Chiapas.....	32
Figura 17. Incremento en la generación de aguas residuales, en función al año de proyección	35
Figura 18. Ubicación de la planta de tratamiento, para la localidad de Berriozábal.....	38
Figura 19. Número de plantas de tratamiento en función del tipo de tecnología en la muestra de PTAR en ALC.....	46
Figura 20. Caudal acumulado que ingresa a plantas de tratamiento en función de la tecnología utilizada en ALC	47
Figura 21. Configuración de trenes de tratamiento representativos de la región de ALC	48
Figura 22. Descripción de los dispositivos de desbaste empleados en el tratamiento de las aguas residuales.....	65
Figura 23. Tanque rectangular de decantación primaria: a) en planta, y b) en perfil.....	69
Figura 24. Tanques circulares de decantación primaria: (a) de alimentación central, y (b) de alimentación periférica	71
Figura 25. Proceso básico de lodos activados.....	75
Figura 26. Parámetros de diseño para los procesos de lodos activados	76
Figura 27. Sección transversal de un tanque sedimentador secundario	78
Figura 28. Elementos de un filtro percolador o rociador	81
Figura 29. Sistema de drenaje de un filtro percolador o rociador	81
Figura 30. Esquema de un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA).....	85
Figura 31. Reactor anaerobio de flujo ascendente rectangular	85
Figura 32. Criterios de dimensionamiento en un FAFA	90
Figura 33. Componentes principales de un FAFA.....	91
Figura 34. Esquema de tanque de cloración.....	96
Figura 35. Esquema de tanque de cloración (continuación)	96
Figura 36. El proceso de flotación del lodo con aire disuelto se usa para espesar el lodo de desecho	98
Figura 37. Espesador a gravedad típico	99
Figura 38. Esquema de un digestor anaerobio de tasa estándar	102
Figura 39. Esquema de un digestor anaerobio de alta tasa.....	103
Figura 40. Lecho de secado de arena típico	106
Figura 41. (c) Filtro prensa de banda, (d) filtro de presión	107
Figura 42. Esquema del diseño de rejillas.....	112
Figura 43. Diseño de las longitudes en las rejillas	112

Figura 44. Factor de forma de barras para rejas (β)	113
Figura 45. Configuración de la canaleta Parshall.....	115
Figura 46. Separación de sólidos en suspensión (% SS), en función del tiempo de retención o permanencia.....	118
Figura 47. Separación de sólidos en suspensión (% SS), en función de la carga superficial.....	119
Figura 48. Balance de materia para clarificadores primarios.....	120
Figura 49. Gráfico de % de sólidos en los lodos, en función del tiempo de retención	120
Figura 50. Incremento de la población.....	148
Figura 51. Ejemplo de tren de agua residual.....	154
Figura 52. Tren de tratamiento, alternativa 1	159
Figura 53. Tren de tratamiento, alternativa 2	162
Figura 54. Tren de tratamiento, alternativa 3	165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Población 1990-2020, de la Entidad Federativa: 07 Chiapas.....	31
Tabla 2. Población 1990-2020, del Municipio: 0012 Berriozábal	31
Tabla 3. Datos generales 2020, de la Localidad: 0001 Berriozábal	31
Tabla 4. Consumo doméstico per cápita, para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.....	33
Tabla 5. Población de proyecto y generación de aguas residuales por año.....	34
Tabla 6. Composición típica de las aguas crudas de origen doméstica.....	36
Tabla 7. Principales grupos de contaminantes del agua y sus efectos.....	37
Tabla 8. Comparación entre gastos de diseño y gastos de operación de las P.T.A.R. de la Ciudad de México.....	42
Tabla 9. Calidad de agua de entrada a la P.T.A.R.....	45
Tabla 10. Principales gases de efecto invernadero.....	54
Tabla 11. Equivalencias de dióxido de carbono con respecto a los gases de efecto invernadero	56
Tabla 12. Clasificación de los procesos de tratamiento de aguas residuales.....	57
Tabla 13. Elementos geométricos de secciones de canal (más frecuentes).....	60
Tabla 14. Bordo libre. En relación con el caudal	62
Tabla 15. Bordo libre. En relación con el ancho de solera.....	62
Tabla 16. Bordo libre. En función al caudal y revestimiento del canal.....	62
Tabla 17. Criterios de diseño para desarenadores horizontales.....	67
Tabla 18. Velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores	67
Tabla 19. Relaciones geométricas para unidades rectangulares.....	69
Tabla 20. Criterios de diseño para tanques de sedimentación primaria	72
Tabla 21. Valores usuales de gravedad específica y concentración de sólidos en lodos provenientes de sedimentadores primarios	72
Tabla 22. Tipos de sedimentadores primarios.....	73
Tabla 23. Técnicas de control de la concentración de oxígeno con aireadores mecánicos.....	76
Tabla 24. Información típica de diseño para decantadores secundarios.....	79
Tabla 25. Información general sobre el diseño de filtros percoladores o rociadores	82
Tabla 26. Caudales de dosificación típicos de filtros percoladores.....	82
Tabla 27. Constantes de tratabilidad típicas para filtros percoladores de torre de 6 m rellenos con medio de plástico [a]	83
Tabla 28. Tiempo de residencia hidráulica recomendados para un RAFA de una altura de 4 metros para el tratamiento de aguas residuales domésticas.....	86
Tabla 29. Velocidades de flujo ascendente recomendados para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente que tratan aguas residuales domésticas	86
Tabla 30. Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo en un RAFA	86
Tabla 31. Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica	86
Tabla 32. Criterios de diseño para reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA) que tratan agua residual doméstica	87
Tabla 33. Criterios de diseño para filtros anaerobios aplicables para el post tratamiento de efluentes de reactores anaerobios	91
Tabla 34. Dosis típicas para desinfección	94
Tabla 35. Dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual.....	95
Tabla 36. Coliformes remanentes.....	95
Tabla 37. Parámetros de diseño típicos para digestión aerobia.....	100
Tabla 38. Parámetros de diseño para digestores anaerobios	102

Tabla 39. Velocidades máximas y mínima permisible en tuberías	108
Tabla 40. Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para conducciones a superficie libre	110
Tabla 41. Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica	111
Tabla 42. Fórmulas para canales Parshall	114
Tabla 43. Dimensiones de la canaleta Parshall, de acuerdo con la configuración	114
Tabla 44. SS separados, en %, en función del tiempo de retención, o residencia	118
Tabla 45. % SS separados en función del factor de carga	119
Tabla 46. Coeficientes de temperatura-actividad para diversos procesos biológicos de tratamiento	123
Tabla 47. Pasos a seguir en el diseño de un RAFA	127
Tabla 48. Dimensionamiento de un FAFA en función de la variación de los gastos	129
Tabla 49. Normas técnicas para el análisis de parámetros	132
Tabla 50. NOM-001-SEMARNAT-1996 (Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales)	133
Tabla 51. Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros (NOM-001-SEMARNAT-1996).....	134
Tabla 52. Límites máximos permisibles para metales pesados en biosólidos	135
Tabla 53. Límites máximos permisibles para patógenos y parásitos en lodos y biosólidos.....	135
Tabla 54. Aprovechamiento de biosólidos	135
Tabla 55. Procesos para el tratamiento de las aguas residuales.....	141
Tabla 56. Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado	144
Tabla 57. Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado.....	145
Tabla 58. Fórmula para calcular la población futura a través del método geométrico.....	146
Tabla 59. Datos generales de proyecto (Anexo memoria de cálculo)	147
Tabla 60. Proyección de población futura (Método geométrico)	147
Tabla 61. Consumos domésticos per cápita	149
Tabla 62. Clasificación de climas por su temperatura.....	149
Tabla 63. Coeficiente de variación diaria y horaria	151
Tabla 64. Área libre requerida en función del tamaño del predio para P.T.A.R.	152
Tabla 65. Resumen de los datos básicos de diseño y parámetros de la calidad del agua del afluente (Anexo A. Memoria de cálculo de Excel)2	155
Tabla 66. Características de diseño hidráulico del canal de entrada	158
Tabla 67. Características de diseño de las rejillas	158
Tabla 68. Características de diseño vertedor para el Desarenador-Canal Parshall.....	158
Tabla 69. Dimensionamiento del sedimentador primario circular, alternativa 1	159
Tabla 70. Dimensionamiento de lodos activados más sedimentador secundario circular.....	160
Tabla 71. Calidad del efluente, alternativa 1	161
Tabla 72. Dimensionamiento del sedimentador primario circular, alternativa 2	162
Tabla 73. Dimensionamiento del filtro percolador más sedimentador secundario circular	163
Tabla 74. Calidad del efluente, alternativa 2	164
Tabla 75. Dimensionamiento del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB)	165
Tabla 76. Dimensionamiento del filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)	166
Tabla 77. Calidad del efluente, alternativa 3	166
Tabla 78. Calidad del efluente de la alternativa seleccionada.....	171

RESUMEN

“EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRENES DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS DOMICILIARIAS, ESTUDIO DE CASO: BERRIOZÁBAL, CHIAPAS”.

El objetivo de este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, es proponer y evaluar tres alternativas de trenes de tratamiento para aguas residuales domésticas domiciliarias, para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, para coadyuvar en la estimación preliminar del dimensionamiento básico de las operaciones unitarias que permita obtener los requerimientos de área y la determinación de los requerimientos de calidad para el agua residual tratada en función de la NOM-001-SEMARNAT-1996, de acuerdo con el tipo del cuerpo receptor C, con la finalidad de aplicarlos en la selección de nuevas plantas de tratamiento.

La selección de los procesos considerados para su estudio son las tres alternativas propuestas:

ALTERNATIVA 1: Tratamiento preliminar + Sedimentador primario + Lodos activados + Sedimentador secundario + Desinfección: Cloración + Tratamiento de lodos.

ALTERNATIVA 2: Tratamiento preliminar + Sedimentador primario + Filtro percolador + Sedimentador secundario + Desinfección: Cloración + Tratamiento de lodos.

ALTERNATIVA 3: Tratamiento preliminar + Reactor anaerobio de flujo ascendente + Filtro anaerobio de flujo ascendente + Desinfección: Cloración + Lecho de secado.

Los valores generados por las ecuaciones propuestas para el diseño de los componentes, son productos de experiencias mexicanas y se estiman en función del gasto promedio de agua residual municipal por tratar, de un diseño modular; de la generación y tratamiento de lodos; el cumplimiento de los parámetros de calidad de acuerdo con la NOM-001-SEMARNAT-1996 de manera continua a lo largo del año a la salida de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.), de la menor área ocupada y la mayor eficiencia de remoción.

El resultado son valores indicativos, el cual puede variar dependiendo de los adverso o favorable de las condiciones para construir la planta.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Desafortunadamente, las aguas residuales (al igual que los residuos sólidos) son un producto inevitable de la actividad humana. En la antigüedad, diferentes civilizaciones (desarrolladas por obvias razones en las riberas de ríos y lagos) hicieron uso de la capacidad de asimilación o autodepuración del agua, pero con descargas tan pequeñas que sus vertidos no presentaban mayor problema. No obstante, la densificación actual de las ciudades y el crecimiento poblacional e industrial, entre otros aspectos, ha ocasionado que esta capacidad limitada de autopurificación de los cuerpos hídricos haya sido excedida. Por esta razón, se hace necesario “asistir” a la naturaleza mediante la instalación de depuradoras y unidades de tratamiento de las aguas servidas.

Todos los cuerpos de agua poseen una capacidad natural y limitada de dilución y “autopurificación” de los elementos que incorpora, conocida como Capacidad de Asimilación o Capacidad de Carga (Lozano-Rivas, 2012).

Se considera como contaminación hídrica, la presencia de formas de energía, elementos, compuestos (orgánicos o inorgánicos) que disueltos, dispersos o suspendidos alcanzan una concentración tal, que limita cualquiera de los otros usos del agua (consumo humano, uso agrícola, pecuario, industrial, recreativo, estético, conservación de flora y fauna, etc.). Esta definición deja en evidencia que el uso del agua depende, de manera ineludible, a sus características físicas, químicas, microbiológicas y organolépticas que definen su calidad en función del uso establecido por una normativa.

Las aguas residuales son aquellas aguas de desecho que contienen una gran cantidad de sustancias contaminantes y que han sido empleadas en alguna actividad humana sea doméstica, industrial, pecuaria, agrícola o recreativa.

Las aguas residuales colectadas en los pueblos o asentamientos humanos deben conducirse, finalmente a cuerpos de agua receptores o al suelo. Uno de los cuestionamientos acerca de qué contaminantes contenidos en el agua residual deben ser eliminados para proteger el entorno, y en qué cantidad, precisa de una respuesta específica a cada caso concreto, por ello se requiere del análisis de las condiciones y necesidades locales junto con la aplicación de conocimientos científicos, de la experiencia previa de la ingeniería y de las normas reguladoras de la calidad de aguas existentes, las cuales no se cumplen en algunas cabeceras municipales (Lozano-Rivas, 2012).

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por medios físicos, químicos y biológico, los métodos individuales de tratamiento suelen, normalmente, clasificarse en operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y procesos biológicos, estos procesos y operaciones se utilizan conjuntamente según diversas combinaciones en el sistema de tratamiento.

Por tanto, el tratamiento de las aguas residuales implica una serie de procesos y operaciones unitarias, adicionalmente a estos procesos es necesario un tratamiento biológico a través del cual el material orgánico presente en el agua residual es convertido a materia celular o biosólido.

Actualmente en la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, no cuentan con una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.), por lo que es conveniente la propuesta de una.

1.1. Justificación

Después de indagar, sobre donde se encuentran los puntos de vertidos finales, de la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, nos puso de manifiesto varios motivos del porque una planta de tratamiento de aguas residuales, entre ellos destaca la depuración de la materia orgánica, reduciendo la carga contaminante que desembocará de la red de drenaje a algún receptor de agua, devolviéndolo a la naturaleza el vital líquido en un buen estado y sin contaminación.

Teniendo en cuenta los impactos ambientales en los ecosistemas acuáticos, así como las enfermedades gastrointestinales presentes en nuestro país relacionado con las continuas descargar de aguas residuales domésticas en los cuerpos de agua cercanos, es indispensables tener una adecuada protección de las fuentes de suministro de agua, esto no lleva a contar con tecnologías que provean un tratamiento efectivo y adecuado al agua residual.

Es por eso que una de las alternativas de solución de gran importancia es la creación de una P.T.A.R., para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, para tratar las aguas residuales domésticas domiciliarias, ya sea para cumplir con la normatividad y cuidado del medio ambiente o reúso, para evitar mayor contaminación en el sitio de vertido del agua tratada (río, arroyo, lago o el suelo), con base a esto es que se tomó la decisión de realizar este estudio e indagación de este proyecto.

Por otra parte, los beneficios que traerán la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales domesticas domiciliarias en esta localidad, son la creación de fuentes de empleo, que es uno de los objetivos del plan de gobierno correspondiente. Al mismo tiempo las personas de la localidad y las personas aledañas a esta, se beneficiarán evitando que se encuentren en riesgo de contraer enfermedades por la contaminación que provocan las aguas residuales.

1.2. Objetivo del trabajo

1.2.1. *Objetivo general*

- Diagnosticar y dar alternativas de solución para el tratamiento de aguas residuales domésticas domiciliarias para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.

1.2.2. *Objetivos específicos*

- Cálculo de la población de proyecto y caracterización del agua residual.
- Selección del tren de tratamiento.
- Memoria de cálculo de cada alternativa o tren de tratamiento.
- Comparación de alternativas de tratamiento de aguas residuales domésticas domiciliarias para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.

CAPÍTULO II. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

2.1. Descripción del área de estudio

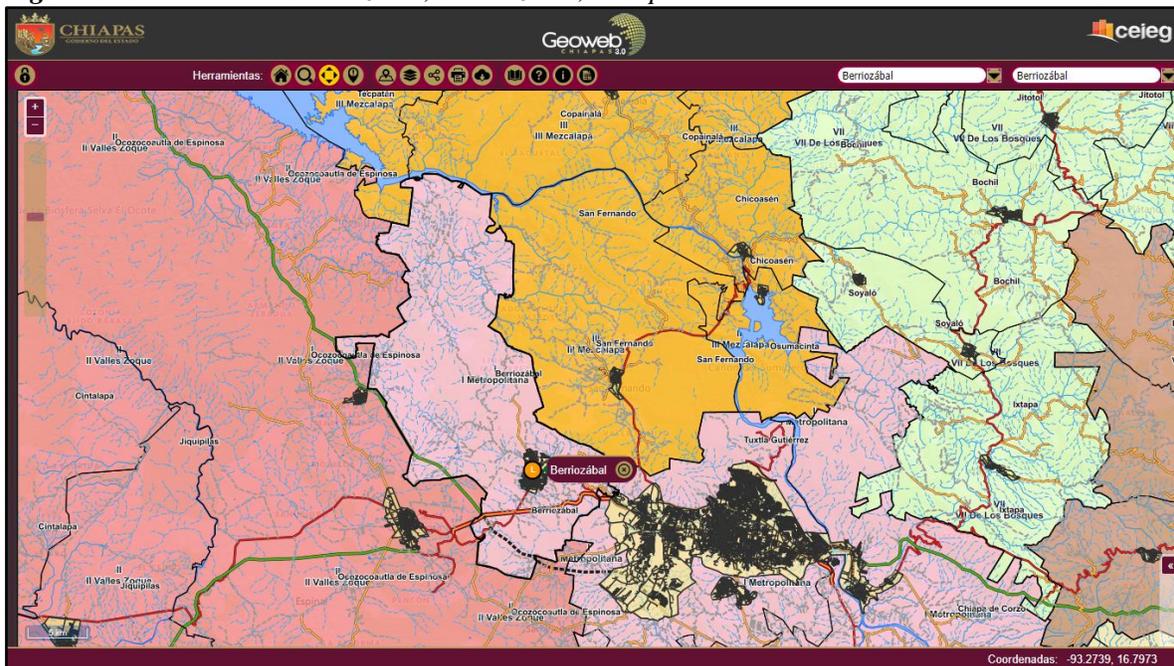
2.1.1. Delimitación del área de estudio

El área de estudio se ubica en la localidad de Berriozábal¹, municipio de Berriozábal, Chiapas, por lo que se localiza en la Región Socioeconómica I METROPOLITANA.

La región socioeconómica I Metropolitana, según el Marco Geoestadístico 2017 que publica el INEGI, tiene una superficie de 1,799 km², y se integra por 4 municipios localizados en la parte central del estado.

Colinda al norte con las Regiones III Mezcalapa y VII de Los Bosques, al este con las Regiones V Altos Tzotzil Tzeltal y IV de Los Llanos, al sur con la Región VI Frailesca y al oeste con la Región II Valles Zoque (CEIEG, 2020).

Figura 1. Localidad de Berriozábal, Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de (CEIEG-GEOWEB, 2010).

¹ Cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.

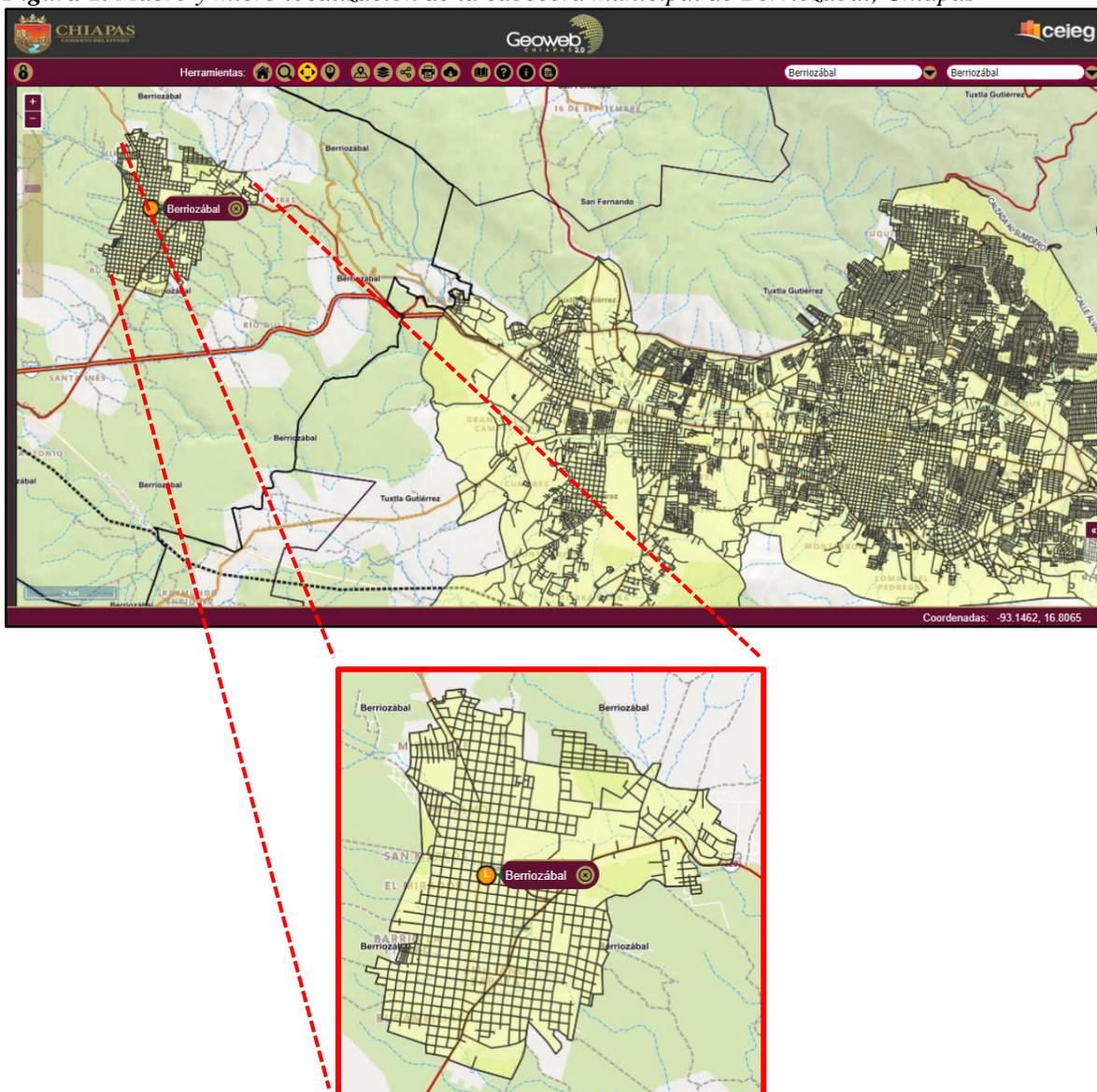
2.2. Marco físico

2.2.1. Localización geográfica

La localidad de Berriozábal, está situada en el municipio de Berriozábal, Chiapas. Limita al norte con Tecpatán y Copainalá, al este con San Fernando y Tuxtla Gutiérrez al sur y al oeste con Ocozocoautla de Espinosa.

Las coordenadas de la cabecera municipal son: 16°48'00" de latitud norte y 93°16'22" de longitud oeste y se ubica a una altitud de 900 metros sobre el nivel del mar. Con una superficie territorial de 351.7 km², ocupa el 0.47 % del territorio estatal (CEIEG, 2020).

Figura 2. Macro y micro localización de la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas



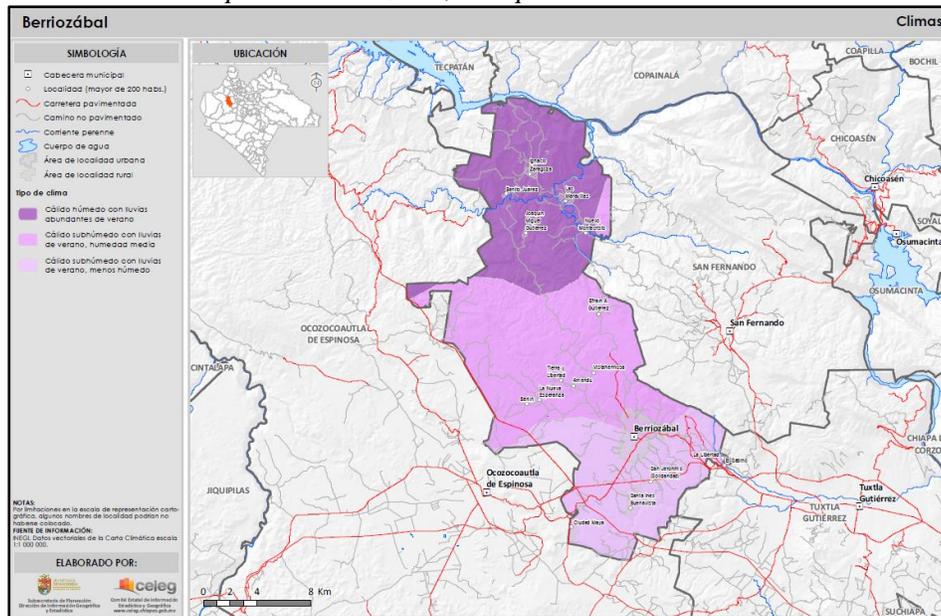
Fuente: Adaptado de (CEIEG-GEOWEB, 2010).

2.2.2. Clima

2.2.2.1. Tipos de climas.

Los climas existentes en el municipio son: Cálido subhúmedo con lluvias de verano, humedad media (42.68 %), Cálido húmedo con lluvias abundantes de verano (31.19 %), Cálido subhúmedo con lluvias de verano y menos húmedo (26.14 %) (CEIEG, 2020).

Figura 3. Climas del municipio de Berriozábal, Chiapas

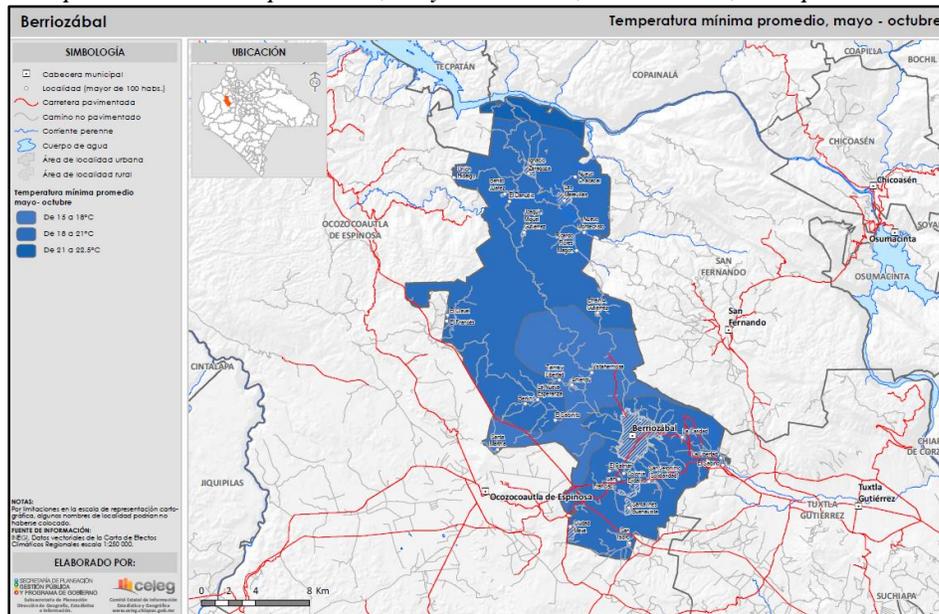


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.2.2. Temperaturas promedio mínimas y máximas.

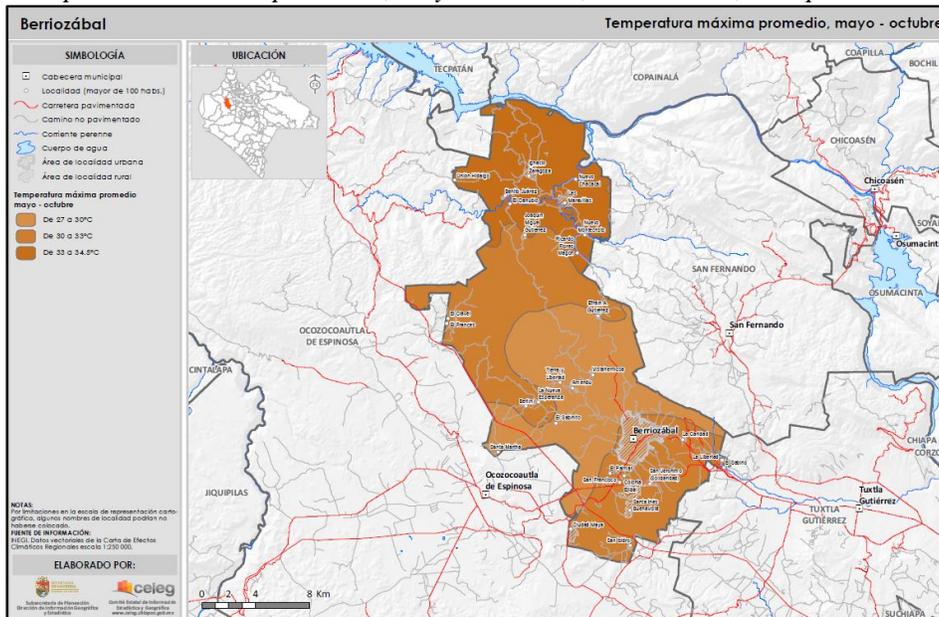
En los meses de mayo a octubre, las temperaturas mínimas promedio son de 15 a 18 °C (20.18 %), de 18 a 21 °C (77.02 %) y de 21 a 22.5 °C (2.8 %). Mientras que las máximas promedio son de 27 a 30 °C (30.5 %), de 30 a 33 °C (45.33 %) y de 33 a 34.5 °C (24.17 %) (CEIEG, 2020).

Figura 4. Temperatura mínima promedio, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

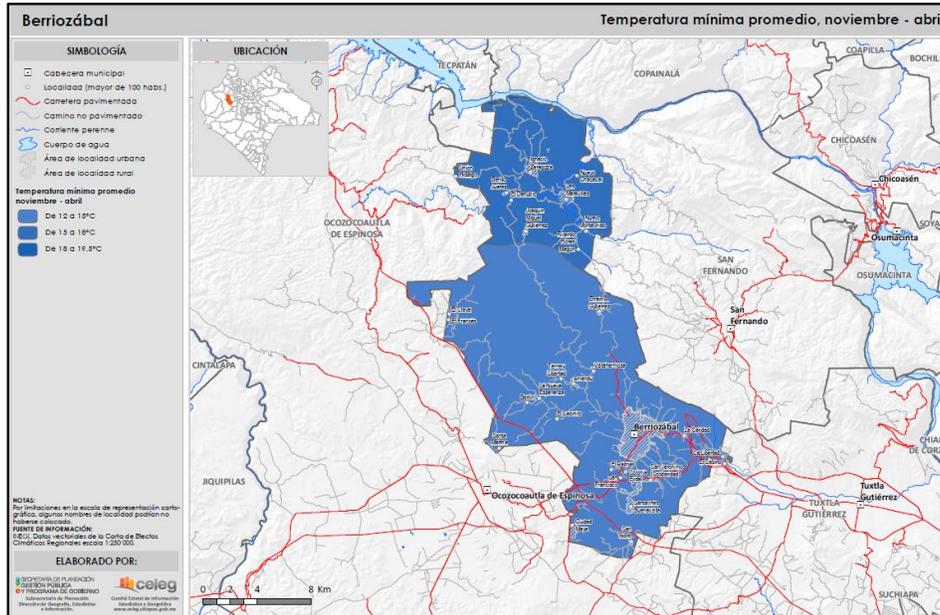
Figura 5. Temperatura máxima promedio, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

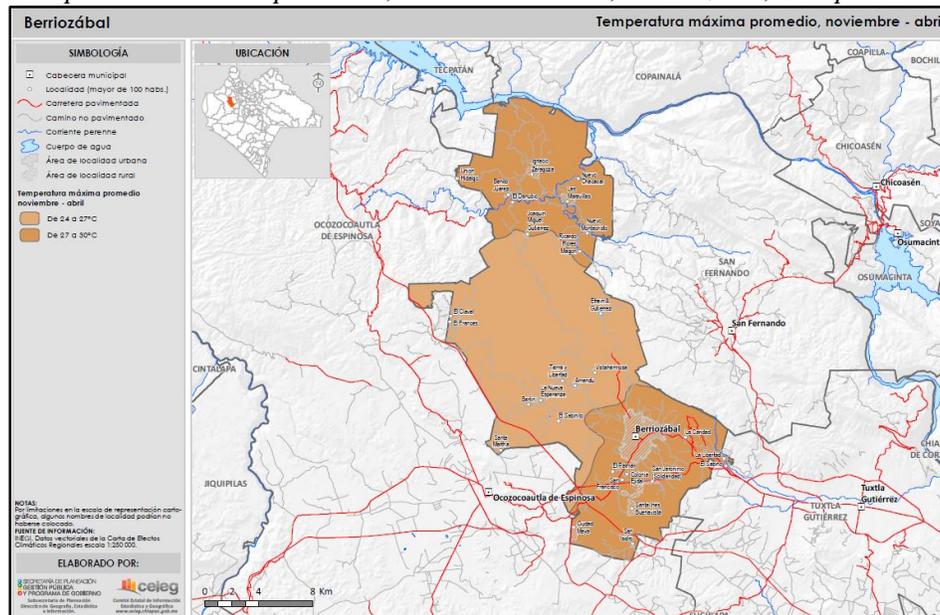
Durante los meses de noviembre a abril, las temperaturas mínimas promedio se distribuyen porcentualmente de la siguiente manera: de 12 a 15 °C (73.62 %), de 15 a 18 °C (26.1 %) y de 18 a 19.5 °C (0.28 %). Mientras que las máximas promedio en este mismo periodo son: de 24 a 27 °C (48.8 %) y de 27 a 30 °C (51.2 %) (CEIEG, 2020).

Figura 6. Temperatura mínima promedio, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

Figura 7. Temperatura máxima promedio, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas

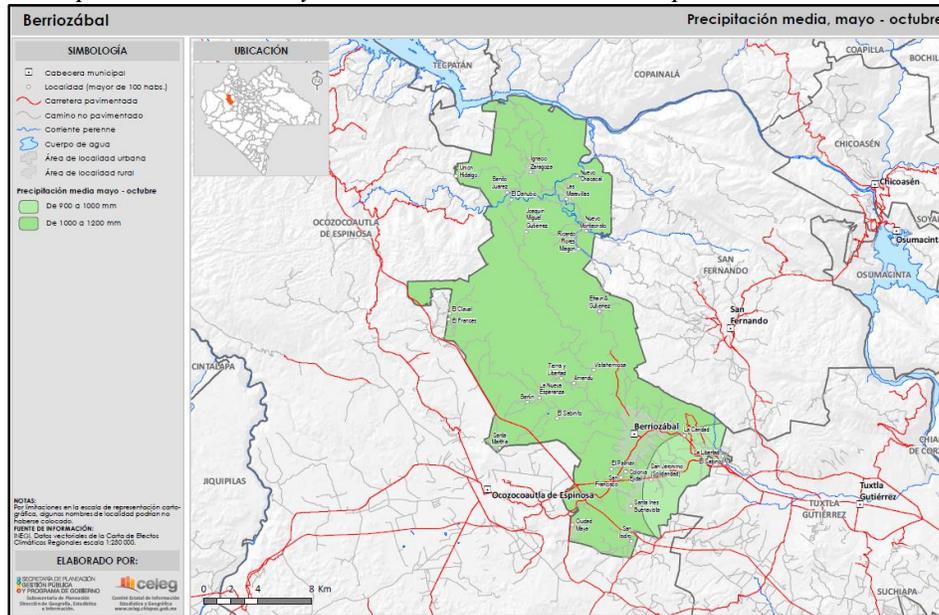


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.2.3. Precipitación promedio anual (mm).

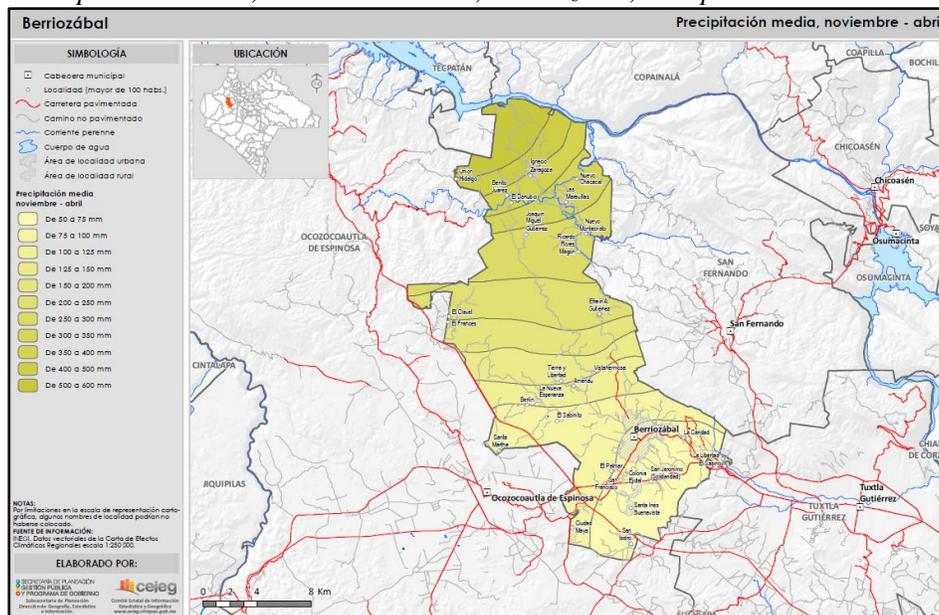
En los meses de mayo a octubre, la precipitación media es: de 900 a 1,000 mm (7.71 %) y de 1,000 a 1,200 mm (92.29 %). En los meses de noviembre a abril, la precipitación media es: de 50 a 75 mm (17.58 %), de 75 a 100 mm (17.09 %), de 100 a 125 mm (6.64 %), de 125 a 150 mm (7.45 %), de 150 a 200 mm (8.09 %), de 200 a 250 mm (11.57 %), de 250 a 300 mm (11.39 %), de 300 a 350 mm (6.19 %), de 350 a 400 mm (4.44 %), de 400 a 500 mm (4.14 %) y de 500 a 600 mm (5.4 %) (CEIEG, 2020).

Figura 8. Precipitación media, mayo – octubre, Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

Figura 9. Precipitación media, noviembre – abril, Berriozábal, Chiapas

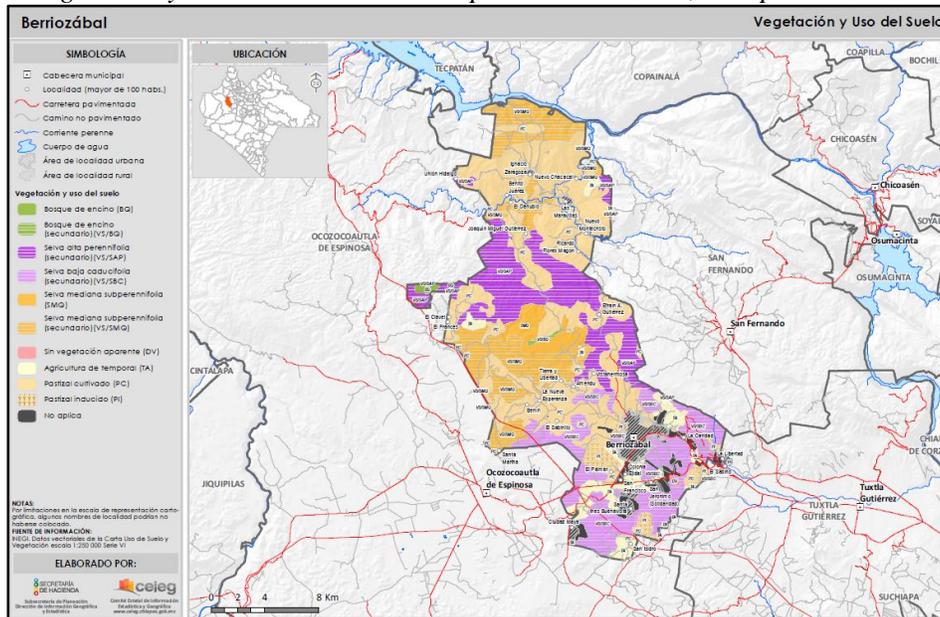


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.3. Vegetación y uso del suelo

La cobertura vegetal y el aprovechamiento del suelo en el municipio se distribuye de la siguiente manera: Pastizal cultivado (37.4 %), Selva alta perennifolia (secundaria) (15.65 %), Selva baja caducifolia (secundaria) (15.01 %), Selva mediana subperennifolia (secundaria) (14.8 %), Agricultura de temporal (5.58 %), No aplicable (5.32 %), Selva mediana subperennifolia (3.38 %), Pastizal inducido (2.18 %), Bosque de encino (0.37 %), Bosque de encino (secundaria) (0.21 %) y Sin vegetación aparente (0.1 %) (CEIEG, 2020).

Figura 10. Vegetación y uso del suelo del municipio de Berriozábal, Chiapas

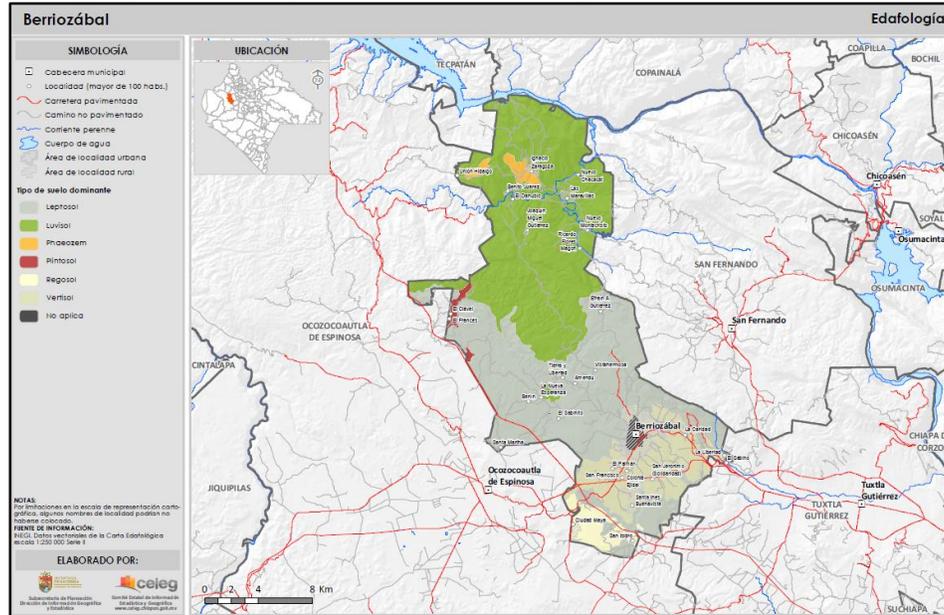


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.4. Edafología

Los tipos de suelos presentes en el municipio son: Luvisol (41.98 %), Leptosol (38.81 %), Vertisol (13.3 %), Regosol (3.24 %), Phaeozem (1.31 %), No aplica (0.72 %) y Plintosol (0.65 %) (CEIEG, 2020).

Figura 11. Edafología del municipio de Berriozábal, Chiapas

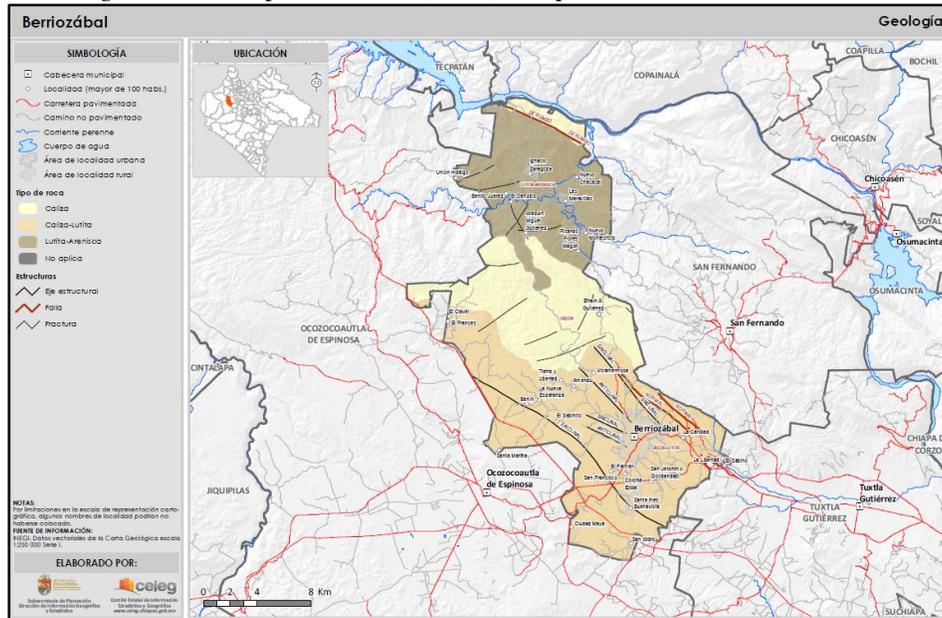


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.5. Geología

Los tipos de roca que conforman la corteza terrestre en el municipio son: Caliza-Lutita (roca sedimentaria) (49.84 %), Caliza (roca sedimentaria) (25.15 %), Lutita-Arenisca (roca sedimentaria) (24.66 %), no aplica (0.35 %), no aplica (0 %), no aplica (0 %), Caliza (roca sedimentaria) (0 %) y Lutita-Arenisca (roca sedimentaria) (0 %) (CEIEG, 2020).

Figura 12. Geología del municipio de Berriozábal, Chiapas

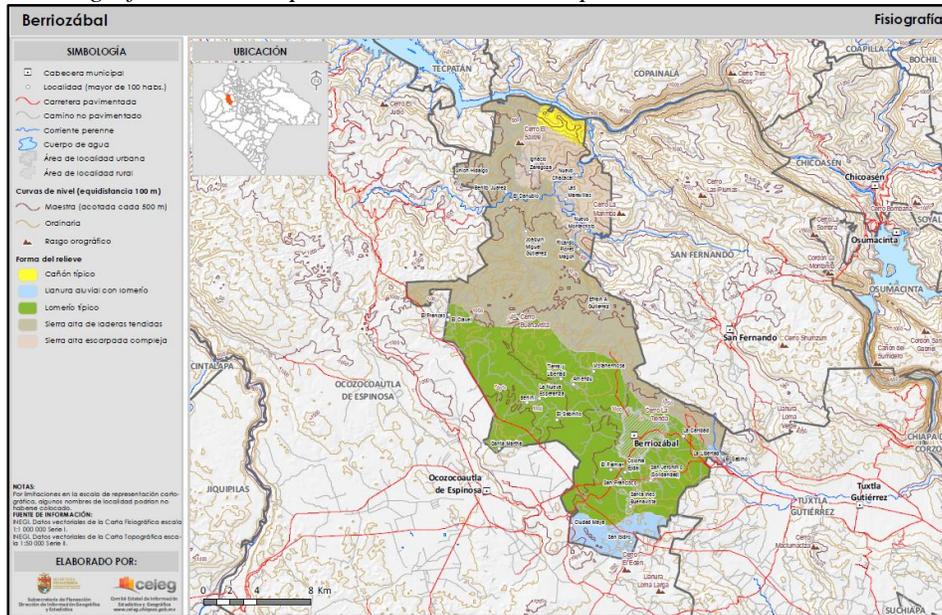


Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.6. Fisiografía

El municipio forma parte de las regiones fisiográficas Montañas del Norte y Depresión Central. La altura del relieve varía entre los 200 mts. y los 1,200 mts. sobre el nivel del mar. Lomerío típico (43.41 %), Sierra alta de laderas tendidas (39.31 %), Sierra alta escarpada compleja (10.68 %), Llanura aluvial con lomerío (4.82 %) y Cañón típico (1.78 %) (CEIEG, 2020).

Figura 13. Fisiografía del municipio de Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

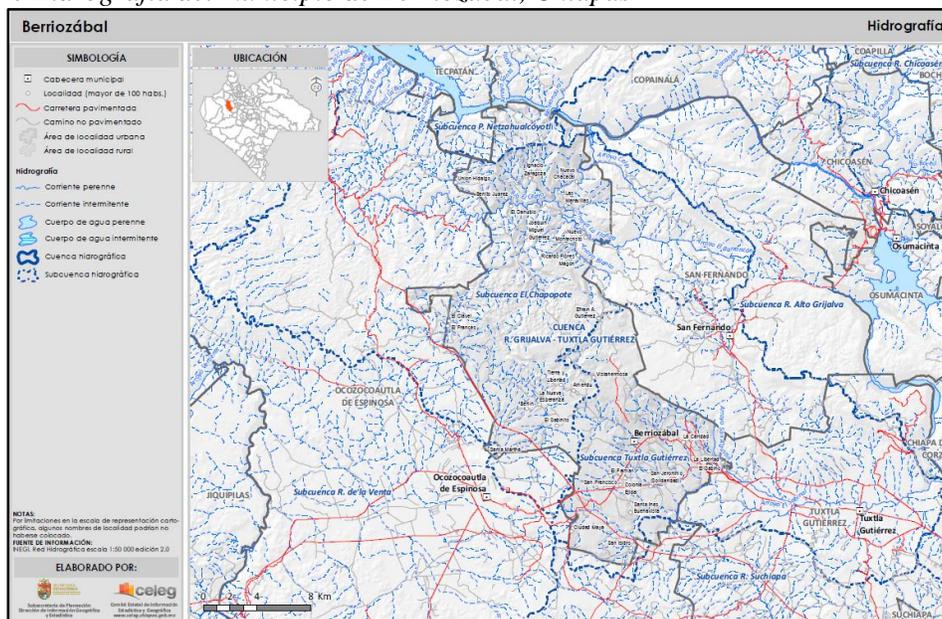
2.2.7. Hidrografía

2.2.7.1. Principales ríos y arroyos cercanos.

El municipio se ubica dentro de las subcuencas El Chapopote, Tuxtla Gutiérrez, P. Netzahualcóyotl, R. Suchiapa, R. Alto Grijalva y R. de la Venta que forman parte de la cuenca R. Chixoy.

Las principales corrientes de agua en el municipio son: Río Grijalva, Río El Cedro, Arroyo La Florida, Arroyo San Agustín, Arroyo Blanco y Arroyo Celín; y las corrientes intermitentes: Río El Sabinal, Arroyo La Pimienta, Arroyo San Francisco, Arroyo Aguajito, Arroyo Yerba Santa, Arroyo Aguajito, Arroyo La Providencia, Arroyo El Tigre, Arroyo La Rana y Arroyo El Tigre (CEIEG, 2020).

Figura 14. Hidrografía del municipio de Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

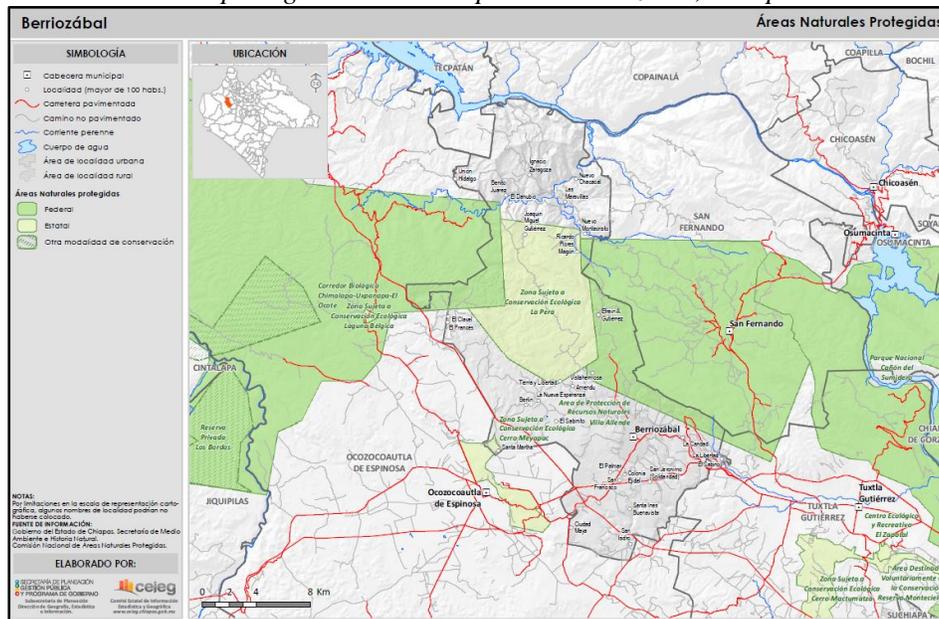
2.2.8. Áreas naturales protegidas

El municipio cuenta con una superficie protegida o bajo conservación de 12,782.83 hectáreas, que representa el 36.35 % del territorio municipal y el 0.17 % del territorio estatal.

Las áreas naturales protegidas de administración federal ubicadas en el municipio son: Reserva de la Biósfera Selva El Ocote (1,913.29 ha) y Área de Protección de Recursos Naturales Villa Allende (3,766.47 ha).

Las áreas naturales protegidas estatales ubicadas en el municipio son: Zona Sujeta a Conservación Ecológica La Pera (7,506.65 ha) y Zona Sujeta a Conservación Ecológica Cerro Meyap (75.06 ha) (CEIEG, 2020).

Figura 15. Áreas naturales protegidas del municipio de Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de CEIEG, 2020.

2.2.9. Aspectos sociodemográficos

2.2.9.1. Demografía.

Información según INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020, para el estado de Chiapas, para el municipio de Berriozábal y la localidad de Berriozábal (INEGI, 2022).

De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). Censo de Población y Vivienda 2020, se identifican los siguientes resultados:

Tabla 1. Población 1990-2020, de la Entidad Federativa: 07 Chiapas

Sexo	Población de la Entidad Federativa: Chiapas 1990-2020						
	1990	1995	2000	2005	2010	2015*	2020
Hombres	1,604,773	1,790,580	1,941,880	2,108,830	2,352,807	2,536,721	2,705,947
Mujeres	1,605,723	1,794,206	1,979,012	2,184,629	2,443,773	2,681,187	2,837,881
Total	3,210,496	3,584,786	3,920,892	4,293,459	4,796,580	5,217,908	5,543,828

Nota: [*] INEGI. Encuesta Intercensal 2015 (Fecha de elaboración: 08/12/2015).

Fuente: Adaptado de INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020.

Tabla 2. Población 1990-2020, del Municipio: 0012 Berriozábal

Sexo	Población del Municipio: Berriozábal 1990-2020						
	1990	1995	2000	2005	2010	2015*	2020
Hombres	11,174	13,411	14,493	17,359	21,562	25,639	31,914
Mujeres	10,996	12,890	14,226	16,483	21,617	26,083	32,718
Total	22,170	26,301	28,719	33,842	43,179	51,722	64,632

Nota: * INEGI. Encuesta Intercensal 2015 (Fecha de elaboración: 08/12/2015).

Fuente: Adaptado de INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020.

Tabla 3. Datos generales 2020, de la Localidad: 0001 Berriozábal

Entidad Federativa: 07 Chiapas. Municipio: 0012 Berriozábal. Localidad: 0001 Berriozábal*.	
Número de localidades del municipio:	306
Superficie del municipio en km ² :	351.7
% de superficie que representa con respecto al estado:	0.47
Cabecera municipal:	Berriozábal
Población de la cabecera municipal:	36,084
Hombres:	
Mujeres:	
Coordenadas geográficas de la cabecera municipal:	
Longitud:	93°16'22" O
Latitud:	16°48'00" N
Altitud:	900 msnm
Clasificación del municipio según tamaño de localidades (*):	Urbano Medio

Nota: [*] Cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.

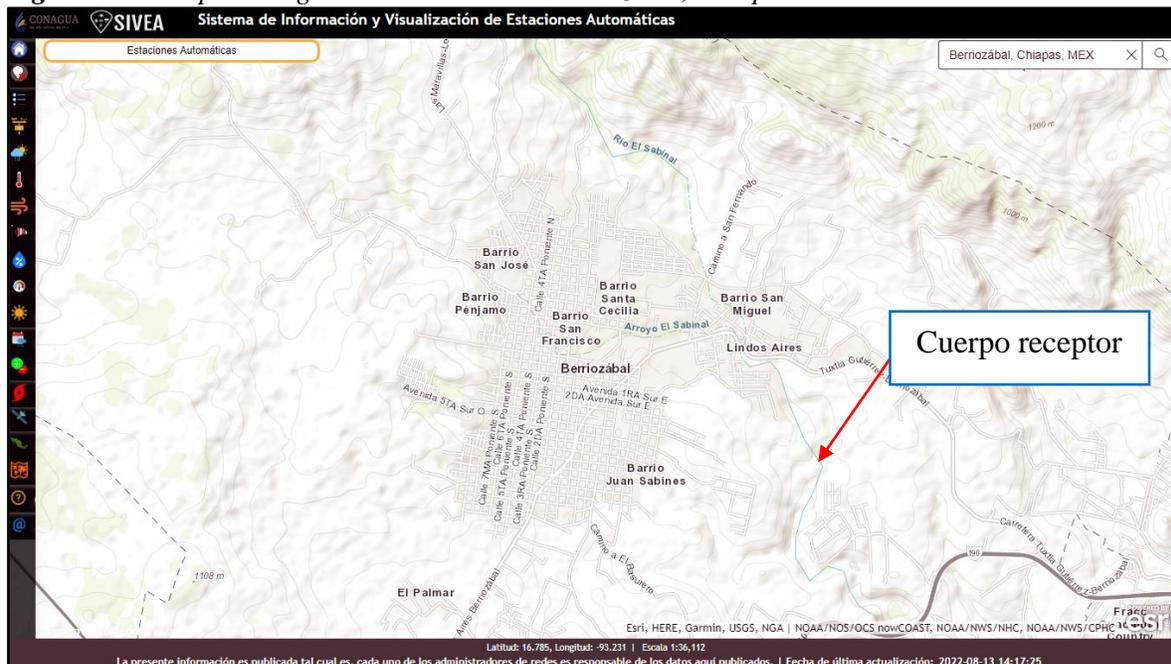
Fuente: Adaptado de INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020.

2.3. Descargas de aguas residuales municipales e industriales

Las aguas residuales que serán tratadas son aguas residuales domésticas provenientes de la localidad de Berriozábal. Al tratarse de aguas residuales domésticas, el contaminante de mayor concentración es la materia orgánica y los nutrientes. Cuando estos contaminantes están en exceso existen alteraciones en la vida acuática del cuerpo receptor.

El cuerpo receptor para el destino de las aguas tratadas, es el río llamado “El Sabinal” localizado cerca del sitio donde se pretende realizar el proyecto, para la localidad de Berriozábal.

Figura 16. Cuerpos de agua intermitentes de Berriozábal, Chiapas



Fuente: Adaptado de (CONAGUA-SIVEA, 2020).

2.4. Gasto y calidad de las aguas residuales

La aportación estimada de generación de aguas residuales, es el equivalente al 75 % de la dotación de agua potable por habitante por día. De esta manera los datos anteriores sirven para estimar el gasto total de la generación de aguas residuales.

Es comúnmente aceptado que la aportación de aguas residuales representa el 75 % de la dotación de agua, asumiendo que el 25 % restante se pierde y nunca llega a la tubería (CONAGUA, 2019).

Tabla 4. Consumo doméstico per cápita, para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (litros/habitante/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CÁLIDO	400	230*	185
SEMICÁLIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado.

Nota: [*] Valor de la dotación para la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas.

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos* (Libro 5, p. 50), por (CNA, 2007).

Por lo tanto, la cabecera municipal de Berriozábal tendría una **dotación de 230 litros/habitantes/día**, ya que se encuentra en una región donde **el clima es cálido** y su clase socioeconómica está dentro de **la clase media**.

2.4.1. Población de proyecto y estimación de la generación de aguas residuales

GASTO TOTAL = (POBLACIÓN DE PROYECTO) (DOTACIÓN) (APORTACIÓN)

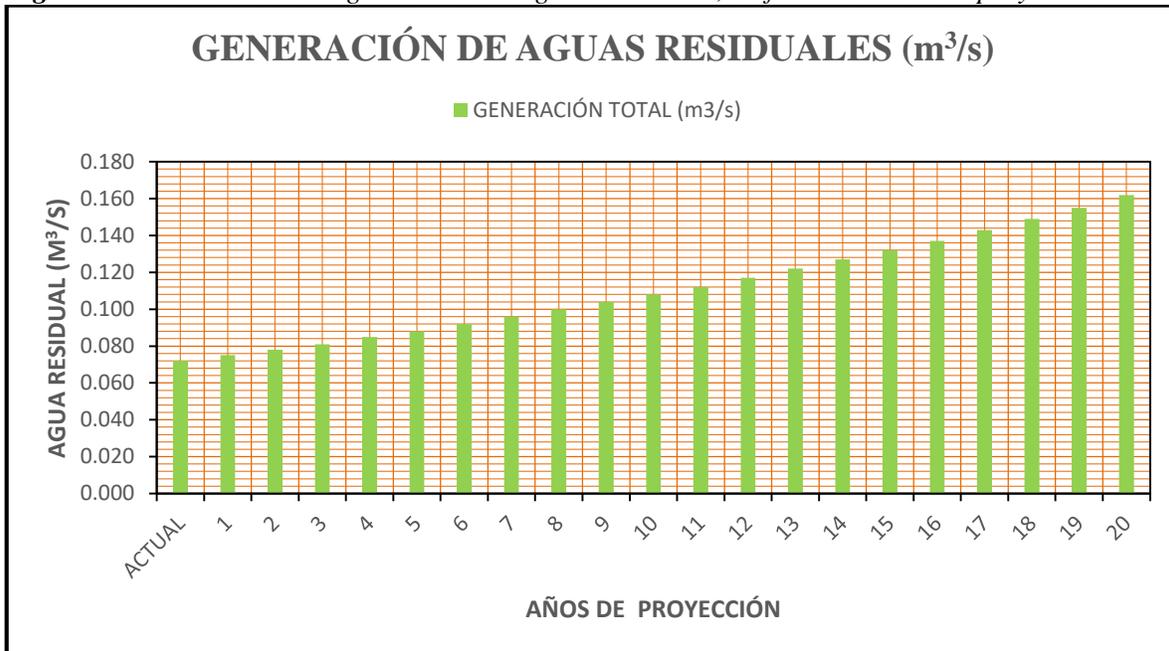
Tabla 5. Población de proyecto y generación de aguas residuales por año

AÑOS DE PROYECCIÓN	AÑO	POBLACIÓN (hab.)	DOTACIÓN (l/hab./día)	APORTACIÓN (%)	GENERACIÓN TOTAL (m ³ /s)
ACTUAL	2020	36,084	230	0.75	0.072
1	2021	37,571	230	0.75	0.075
2	2022	39,119	230	0.75	0.078
3	2023	40,730	230	0.75	0.081
4	2024	42,408	230	0.75	0.085
5	2025	44,156	230	0.75	0.088
6	2026	45,975	230	0.75	0.092
7	2027	47,869	230	0.75	0.096
8	2028	49,841	230	0.75	0.100
9	2029	51,895	230	0.75	0.104
10	2030	54,033	230	0.75	0.108
11	2031	56,259	230	0.75	0.112
12	2032	58,577	230	0.75	0.117
13	2033	60,990	230	0.75	0.122
14	2034	63,503	230	0.75	0.127
15	2035	66,119	230	0.75	0.132
16	2036	68,843	230	0.75	0.137
17	2037	71,680	230	0.75	0.143
18	2038	74,633	230	0.75	0.149
19	2039	77,708	230	0.75	0.155
20	2040	80,909	230	0.75	0.162

Fuente: Autoría propia, de cálculos realizados y obtenidos en Excel-2016, 2022.

Con respecto a los cálculos elaborados, **la población de proyecto (a 10 años) será de 54,033 habitantes**, para la localidad de Berriozábal, municipio de Berriozábal, Chiapas.

Figura 17. Incremento en la generación de aguas residuales, en función al año de proyección



Nota: Como se puede ver en el gráfico el incremento de aguas residuales en m³/s, con respecto al año de proyección.

Por lo tanto, el diseño de la planta de tratamiento de la localidad deberá tener la capacidad para tratar **0.108 m³/s**.

2.4.2. Identificación de las aguas residuales

La composición de las aguas residuales se refiere a las cantidades de constituyentes físicos, químicos y biológicos presentes en las aguas residuales. Las aguas residuales serán de origen doméstico, proveniente de las viviendas conectadas al dren público. Debido a que no se tiene la caracterización del agua residual, se tomará de referencias bibliográficas, la composición típica de las aguas crudas de origen doméstico. Para el diseño del tren de tratamiento se escoge el valor de la composición media de los contaminantes (Metcalf & Eddy, 1996).

Tabla 6. Composición típica de las aguas crudas de origen doméstica

COMPOSICIÓN TÍPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA BRUTA				
Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350.00	720.00	1,200.00
Disueltos totales (SDT)	mg/l	250.00	500.00	850.00
Fijos	mg/l	145.00	300.00	525.00
Volátiles	mg/l	105.00	200.00	325.00
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100.00	220.00	350.00
Fijos	mg/l	20.00	55.00	75.00
Volátiles	mg/l	80.00	165.00	275.00
Sólidos sedimentables	ml/l	5.00	10.00	20.00
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ , 20°C)	mg/l	110.00	220.00	400.00
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80.00	160.00	290.00
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250.00	500.00	1,000.00
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20.00	40.00	85.00
Orgánico	mg/l	8.00	15.00	35.00
Amoníaco libre	mg/l	12.00	25.00	50.00
Nitritos	mg/l	0.00	0.00	0.00
Nitratos	mg/l	0.00	0.00	0.00
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4.00	8.00	15.00
Orgánico	mg/l	1.00	3.00	5.00
Inorgánico	mg/l	3.00	5.00	10.00
Cloruros	mg/l	30.00	50.00	100.00
Sulfato	mg/l	20.00	30.00	50.00
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50.00	100.00	200.00
Grasa	mg/l	50.00	100.00	150.00
Coliformes totales	NMP/100 ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	< 100	100-400	> 400

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 1, Edición 3ª, p. 125), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill/Interamericana de España, S. A.

La tabla anterior nos indica que los principales contaminantes en un agua de origen doméstico son la materia orgánica, DBO, sólidos totales, sólidos suspendidos, sólidos sedimentables. En concentraciones más bajas se encuentran los nutrientes, pero éstos representan una gran importancia en la contaminación de cuerpos de agua, debido a que son los causantes de eutrofización en las aguas.

Tabla 7. Principales grupos de contaminantes del agua y sus efectos

ANÁLISIS PRINCIPAL	CONTAMINANTE CONSIDERADO	EFEECTO
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).	Materia orgánica biodegradable.	Abatimiento del oxígeno disuelto en cuerpo receptor. Crecimiento de microorganismos.
Demanda química de oxígeno (DQO) o Carbón orgánico total (COT).	Materia orgánica total.	Mismos que DBO. Acumulación en cuerpo receptor. Riesgos de toxicidad.
Sólidos suspendidos totales (SST) Volátiles (SSV) y fijos (SSF).	Materia en suspensión sedimentable y no sedimentable (coloidal).	Sedimentación y azolvamientos en cuerpos receptores. Digestión y liberación de materia orgánica e inorgánica.
Nitrógeno total Kjeldhal (NTK), nitratos y nitritos (NO_3^- , NO_2^-), fósforo total (Pt), ortofosfatos (PO_4^{3-}).	Nitrógeno y fósforo.	Nutrientes que provocan eutrofización en cuerpos de agua. Contaminación de acuíferos.
Grasas y aceites.	Grasas y aceites.	Acumulación en drenajes y cuerpos de agua. Reducen la transferencia de oxígeno a los cuerpos de agua. Flotación de lodos. Contaminación visual.
Sólidos Disueltos Totales (SDT).	Sales inorgánicas.	Restringen el uso de agua tratada.
Coliformes fecales y huevos de helmintos.	Patógenos y parásitos.	Transmisión de enfermedades gastrointestinales.

Nota: Esta tabla presenta los principales parámetros utilizados en la caracterización del agua residual, asociados con el contaminante que miden y los efectos o impactos derivados de una eventual descarga a un cuerpo receptor o a la salud humana.

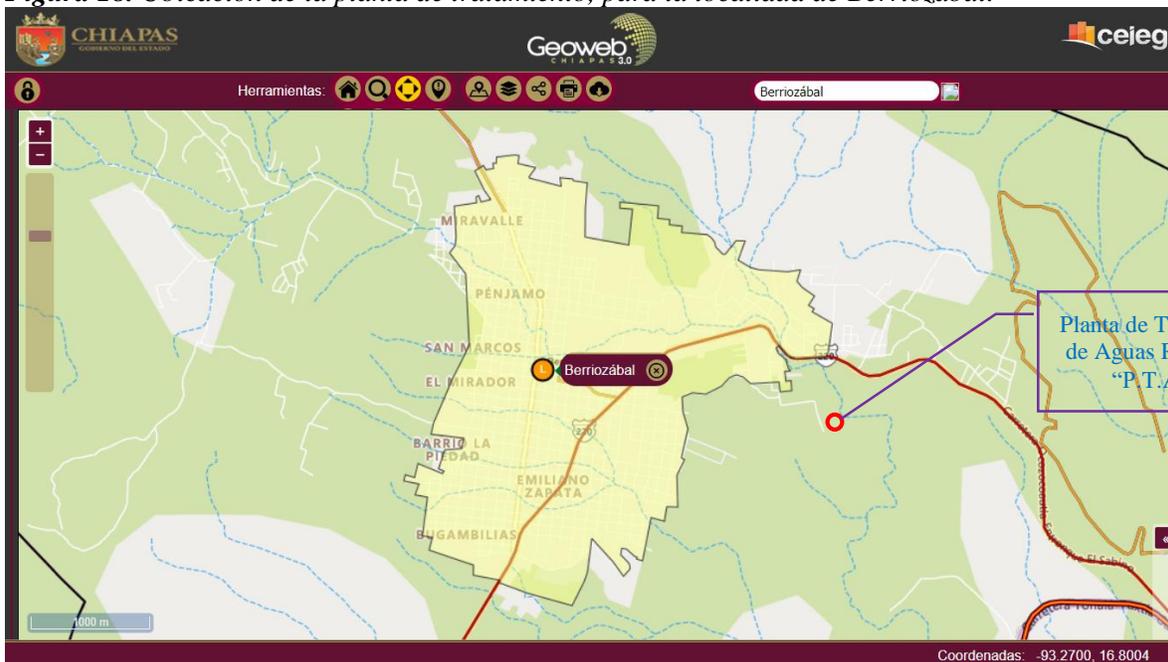
Fuente: Adaptado de *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Edición 1ª, p. 40), por A. Noyola, J. M. Morgan-Sagastume y L. P. Güereca, 2013, ©Instituto de Ingeniería, UNAM.

2.4.3. Selección del sitio

Por la ubicación de la descarga actual del colector emisor se seleccionó un sitio que estuviera de forma cercana a dicho punto de descarga y que cumpliera con ciertas expectativas, como lo es, que las aguas residuales lleguen por medio de gravedad y que se cause un impacto ambiental mínimo al sitio. De tal manera, que se seleccionó el sitio que cumple con todas las expectativas que se requieren para el diseño y construcción.

El lugar propuesto para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.), será a las afueras de la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, ya que se aprovecha la gravedad para descargar las aguas residuales tratadas hacia el Río "El Sabinal". Así también, se encuentra alejado de la localidad para no interferir con las actividades de la población.

Figura 18. Ubicación de la planta de tratamiento, para la localidad de Berriozábal.



Fuente: Adaptado de (CEIEG-GEOWEB, 2010).

CAPÍTULO III. REVISIÓN DE LA LITERATURA

CAPÍTULO 3. REVISIÓN DE LA LITERATURA

3.1. Los recursos hídricos en México

Al igual que en el resto del mundo, se encuentran bajo una creciente presión. El crecimiento demográfico, la urbanización y el incremento en el consumo de agua en los hogares, la agricultura y la industria, han aumentado significativamente el uso global del agua.

A pesar de esta condición, los usuarios del agua y demás actores involucrados en el sector, siguen satisfaciendo sus necesidades sin tomar en cuenta el impacto sobre los demás. Las diferentes actividades productivas al generar desechos diversos, son las fuentes principales de contaminación de los diferentes cuerpos de agua; lo que se traduce en la desaparición de la vegetación natural, así como en la muerte de peces y demás animales acuáticos. Por otra parte, la descarga directa a cuerpos de agua de las aguas residuales generadas en estas actividades, limita el uso del recurso para los diferentes usos productivos como el riego o la pesca y la agricultura; el consumo (agua potable) y recreación de contacto.

Ante esta problemática, el saneamiento de las aguas residuales adquiere más importancia para asegurar su recolección, conducción, tratamiento y adecuada disposición en los cuerpos receptores, en condiciones que no perjudiquen al medio ambiente y la salud de la población (De la Peña, Ducci, & Zamora, 2013).

3.2. La cobertura de alcantarillado en México

Está definida por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), como el porcentaje de la población que habita en viviendas particulares, cuya vivienda cuenta con un desagüe conectado a la red pública de alcantarillado, a una fosa séptica, a un río, lago o mar, o a una barranca o grieta. A diciembre de 2012 se registró una cobertura nacional de alcantarillado de 90.5 %.

Por ello, cuando se habla de tratamiento de aguas residuales como indicador, se habla del porcentaje de aguas residuales colectadas en los sistemas formales de alcantarillado municipales que reciben tratamiento, sin considerar el tratamiento de las descargas industriales; alcanzando para finales de 2012 un 47.5 % de tratamiento, de un caudal de aguas residuales estimado en 210 m³/s (De la Peña, Ducci, & Zamora, 2013).

De acuerdo con la información de los Organismos de Cuenca y las Direcciones Locales de la Conagua, a diciembre de 2012 existían en el país 2,342 plantas en operación formal, 53 más que en el ejercicio anterior, con una capacidad total instalada de 140.1 m³/s.

De las plantas en operación destacan 64 instalaciones nuevas, con una capacidad instalada de 4.5 m³/s y 2.7 m³/s en operación, más 4 plantas de tratamiento rehabilitadas y ampliadas, que constituyen una capacidad de tratamiento adicional de 782 l/s.

A nivel regional: Los estados del norte cuentan con los niveles más altos del país, donde Aguascalientes y Nuevo León presentan niveles de tratamiento del 100 %, siguiendo Baja California con 93 %, Nayarit con 90.7 %, Tamaulipas con 85.6 % y Chihuahua, Sinaloa y Guerrero con más de 75 %. Por el contrario, las coberturas más bajas las presentan Yucatán y Campeche tratando sólo un 3 % y 7 % respectivamente, mientras que en el centro del país el Distrito Federal registra una cobertura de alrededor del 15 % (De la Peña, Ducci, & Zamora, 2013).

En el norte del país, propuso para la localidad de Marín, Nuevo León, para el pretratamiento: Cribas, Desarenadores, Medidor Parshall; para el tratamiento primario: Tanque Imhoff; para el tratamiento secundario: Laguna de Estabilización; y el tratamiento terciario: Desinfección por cloración, esto con la finalidad de darle reutilización para el riego agrícola, proyectando una población al 2050 de 26,102 habitantes, con una DBO₅ de 265 mg/l y un caudal máximo de 27.3 l/s obteniendo resultados aceptables, los cuales logran que las aguas tratadas puedan reusarse (Torres Caceres, 1994).

En el oriente del país, en el trabajo de investigación “Monografía” realizado en el estado de Hidalgo, describe las principales características de las aguas residuales, los principales procesos biológicos utilizados en el tratamiento de aguas residuales, en cuanto a este tipo de tratamiento son: Fangos (lodos) activados, nitrificación, lagunas aireadas aerobias, estanques de estabilización aerobia, filtros percoladores, digestión anaerobia, proceso anaerobio de contacto, filtro anaerobio, estanques facultativos (Muñoz Cruz, 2008).

Por otra parte, se realizó un estudio en la Ciudad de México, esta se localiza en el centro del país, dentro del Valle de México y está dividida en 16 delegaciones. Con base en el censo realizado en el año 2010, la ciudad cuenta con una población de 8,851,080 habitantes. Esta entidad presenta la densidad de población más grande de todo el país, la cual es de 5,920 hab./km². El abastecimiento de agua potable es de 33,000 l/s, la dotación de agua por habitante en litros por habitante por día es de 322, el agua residual generada es de 22,462 l/s, el agua residual colectada es de 22,121 l/s, las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en operación son 23, la capacidad instalada de tratamiento es de 6,770.5 l/s, el caudal tratado de aguas residuales es de 3,329.8 l/s (Riveros Olivares, 2013).

El proyecto por medio de un túnel de 62 km de longitud y 7 metros de diámetro, con capacidad para conducir hasta 150 m³/s. El túnel trabaja por gravedad y recibe las aguas residuales y pluviales provenientes de los túneles interceptor oriente y del interceptor Río de los Remedios, cuyos caudales se juntan en la denominada lumbrera 0 del TEO. Junto con el emisor central conduce las aguas residuales de la Ciudad de México a la planta de tratamiento de aguas residuales de Atotonilco, la cual tiene la capacidad de tratamiento de 23 m³/s durante el estiaje, con un módulo adicional para tratar 12 m³/s durante la época de lluvias.

La primera planta de tratamiento en la Ciudad de México en 1956 fue la P.T.A.R. “Chapultepec”, las aguas tratadas se reutilizaron principalmente para el riego de áreas verdes de parques, áreas públicas y de esta forma reducir costos en abastecimiento de agua potable a la ciudad. A finales de la década de los años cincuenta del siglo pasado se inauguraron las PTAR. “Ciudad Deportiva”, “San Juan de Aragón” y “Coyoacán”.

La PTAR “Cerro de la Estrella”, que en su momento fue la planta más grande de la República Mexicana. Hasta el año 1988 se tenían en servicio 9 plantas de tratamiento las cuales resultan insuficientes para cubrir las necesidades de tratamiento del agua residual.

En las unidades habitacionales como: Nonoalco-Tlatelolco, El Rosario, Picos-Iztacalco, Pemex-Picacho o fraccionamientos como Acueducto de Guadalupe y Bosques de Las Lomas se construyeron plantas de tratamiento de agua residual, las cuales cuando estuvieron en funcionamiento se reutilizaba al agua tratada, no solo para el riego de áreas públicas, también en áreas privadas como clubes de golf y deportivos, también se inició la promoción en industrias y servicios de lavado de vehículos (Riveros Olivares, 2013).

Planta de Tratamiento de Aguas Residuales como: San Lorenzo, El Llano y Santa Martha, con una capacidad de 489 l/s, fueron diseñadas para la remoción de nutrientes del agua tratada, en el caso de Santa Martha su efluente es utilizado para contacto indirecto, ya que se utiliza en los sanitarios del CEFERESO.

En todas las instalaciones se cuenta con pretratamiento para eliminar arenas y material flotante, la desinfección se lleva a cabo por medio de cloración. Para el abasto de agua residual a las plantas se dispone de: 6 rebombes de agua residual, 16 km de líneas de conducción de agua residual a presión.

Para la distribución del agua tratada de tienen: 174 km de red primaria de aguas residual tratada, 680 km de red secundaria de agua residual tratada, 14 rebombes de agua residual tratada, 12 tanques de almacenamiento, 13 cuellos de garza y 2 cárcamos de agua tratada.

Las plantas de tratamiento continúan utilizando los procesos con los que fueron diseñadas, en algunos casos se han llevado a cabo modificaciones que permiten mejorar la calidad del producto terminado (Tlatelolco, Reclusorio Sur, San Pedro Atocpan, San Andrés Mixquic y Cerro de la Estrella) además de optimizar el proceso y reducir los costos de tratamiento (Riveros Olivares, 2013).

Tabla 8. Comparación entre gastos de diseño y gastos de operación de las P.T.A.R. de la Ciudad de México

Planta de tratamiento	Gasto de diseño (l/s)	Gasto de operación (l/s)
Cerro de la Estrella	4,000	2,300
Santa Martha	14	22
Bosques de las Lomas	55	16
San Juan de Aragón	500	250
Chapultepec	160	110
Tlatelolco	22	11
San Lorenzo	225	50
San Luis Tlaxialtemalco	225	120
Picos Iztacalco	13	5
Abasolo	15	7
Pemex-Picacho	26	10
San Miguel Xicalco	7.5	4
Parres	7	7
Reclusorio Sur	30	18
San Andrés Mixquic	30	25
San Nicolás Tetelco	15	10
La Lupita	15	14
San Pedro Atocpan	60	30
El Rosario	25	15
Coyoacán	400	200
Ciudad Deportiva	230	150
Acueducto de Guadalupe	80	100
Santa Fe	280	140
El Llano	250	-
Rastro Milpa Alta	7	-
TOTAL:	6,691.5	3,614

Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales Municipales en la Ciudad de México* (Tesis de Licenciatura, pp. 128-129), por B. Riveros Olivares, 2013, Facultad de Ingeniería, UNAM.

En otro estudio de investigación y proyecto: Propone 4 Alternativas de tratamiento de aguas residuales usando sistemas naturales, para la localidad de Tenango, en el municipio de Ocosingo, en el estado de Chiapas. Alternativa 1: Sedimentador y humedales. Alternativa 2: Sedimentador, humedales y cloración. Alternativa 3: Sedimentador, humedales y laguna de maduración. Alternativa 4: Laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración. Para una población de proyecto futura a 10 años de 11,096 habitantes, teniendo una dotación de 130 l/hab./día, y un gasto máximo extraordinario de 54.65 l/s. Siendo la Alternativa 1, la más viable en cuanto a las características constructivas, requerimiento de área, mano de obra especializada para la operación y mantenimiento, eficiencias de remoción de los contaminantes, uso de energías renovables, impacto ambiental (Ríos Nuñez, 2015).

También en otro estudio de investigación y proyecto: Propone 4 Alternativas de tratamiento de aguas residuales usando sistemas convencionales, para la localidad de Tenango, en el municipio de Ocosingo, en el estado de Chiapas. Alternativa 1: Tanque Imhoff y filtro percolador. Alternativa 2: Sedimentador de 3 cámaras y filtro percolador. Alternativa 3: Sedimentador primario y lodos activados. Alternativa 4: Reactor anaerobio de flujo ascendente y humedal artificial de flujo superficial. Para una población de proyecto futura a 10 años de 11,096 habitantes, teniendo una dotación de 130 l/hab./día, y un gasto máximo extraordinario de 55 l/s. Siendo la Alternativa 4, la más viable en cuanto a las características constructivas, requerimiento de área, mano de obra especializada para operación y mantenimiento del sistema de tratamiento, eficiencias de remoción de los contaminantes, de acuerdo a las normas, impacto ambiental, durante la construcción y operación de la planta de tratamiento (Pérez Rodríguez, 2015).

En otro proyecto: La propuesta de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, para la ciudad de San Cristóbal de las Casas, Chiapas. Consiste en un pretratamiento: Caja de distribución, cribado grueso y fino, desarenadores circulares, el tratamiento secundario: Reactor biológico o lodos activados convencionales bajo la modalidad de mezcla completa y uno bajo la modalidad de aireación modificada con sedimentadores secundarios de geometría circular, el tratamiento terciario: Desinfección por medio de un tanque de contacto mediante el uso de gas cloro, con un tratamiento de lodos que consiste en espesadores gravimétricos, digestores aerobios, una vez estabilizados los lodos serán enviados a un filtro prensa de bandas, previo a la entrada del lodo al filtro prensa se le aplicará una solución de polímero al 0.2 % para llevar a cabo la floculación del mismo y permitir un mejor deshidratado. Para una población de proyecto futura al año 2015 de 297,677 habitantes, una aportación de 150 l/hab./día, y un caudal máximo extraordinario futuro para esta PTAR es de 1,285.84 l/s (Fentanes Moreno, 2015).

Otro autor propuso una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (para el tipo de aguas residuales domésticas a tratar), para la localidad de Villaflores, municipio de Villaflores, en el estado de Chiapas. La P.T.A.R. consiste de reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA), filtros sumergidos y humedales artificiales. Con base a los siguientes parámetros de diseño: Población al inicio de operación de la planta en el año 2010 de 38,942 habitantes, población para el año 2030 de 69,343 habitantes, gasto medio diario de inicio de proyecto (al año 2010) de 50 l/s y para 20 años de 100 l/s, DBO₅ de 300 mg/l, DQO de 650 mg/l, SST de 200 mg/l, y coliformes fecales de 1.7×10^7 NMP/100 ml, el cual se consideró el más factible para las condiciones mencionadas con anterioridad (Román Cadenas, 2010).

Para el Tratamiento de las Aguas Residuales en Chiapa de Corzo, municipio de Chiapa de Corzo, Chiapas. Hay un estudio realizado, donde propone como pretratamiento: Canal de rejas, desarenador; tratamiento primario: Caja de llegada, sedimentador primario circular; tratamiento secundario: Filtro percolador, sedimentador secundario circular; tratamiento terciario: Tanque de contacto de cloro; el tratamiento de lodos consiste en un concentrador de lodos, digestor aerobio, lechos de secado. Esta propuesta fue para las características siguientes: Caudal del influente 90 l/s, población al año 2001 de 36,431 habitantes, población de proyecto al año 2015 de 54,832 habitantes, aportación unitaria de 140 l/hab./día, gasto máximo instantáneo al año 2001 de 141.67 l/s y para el año 2015 de 198.46 l/s, considerando que la composición en su mayoría de las aguas residuales estarán compuestas por desechos de origen doméstico, se estima que la DBO₅ será de 300 mg/l, la DQO de 500 mg/l, los SST de 500 mg/l y la temperatura de 25 °C (Rodríguez Rincón, 2002).

De la misma forma, elaboró un trabajo de una P.T.A.R., para la localidad de Tuxtla Chico, ubicada en el municipio del mismo nombre, al sur del estado de Chiapas y a 14 km de la ciudad de Tapachula. Su problemática es que vierten las aguas residuales en diferentes puntos de la localidad a cielo abierto. La población actual según INEGI (2010) de 6,601 habitantes, una población de proyecto (al año 2030) de 9,847 habitantes, una dotación de 150 l/hab./día, una aportación de 120 l/hab./día, un gasto medio de 13.68 l/s, un gasto máximo extraordinario de 60.75 l/s, la DBO₅ de 264 mg/l, sólidos suspendidos totales (SST) de 286 mg/l. Este estudio propone tres alternativas de tratamiento de aguas, las cuales son: Laguna aireada, lodos activados de mezcla completa y lodos activados convencional. Estas tienen un mismo pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario, y al igual que el tratamiento terciario que consiste en un tanque de contacto de cloro, el tratamiento de lodos es por medio de digestor aerobio y deshidratación por lechos de secado. Siendo la alternativa seleccionada la de lodos activados de mezcla completa, ya que es la que cumple satisfactoriamente los requerimientos de calidad de agua señalados en la Norma Ecológica NOM-001-1996 y de la NOM-003-1996, por ser la de más bajo costo de operación, sencillez de operación y un bajo nivel de mantenimiento (Salgado Rodríguez, 2016).

Un estudio de proyecto fue elaborado: Para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Acapantzingo, ubicada en el Municipio de Cuernavaca, Morelos. Como parte fundamental del proyecto del Rescate de la Cuenca del Río Apatlaco. La P.T.A.R. se diseñó con los parámetros estrictos, para el cumplimiento de la NOM-001-SEMARNAT-1996 con descarga a cuerpos receptores tipo C para protección de vida acuática. El proceso seleccionado es un proceso biológico del tipo lodos activados, que incluye etapas de remoción de nutrientes. Los lodos producidos serán digeridos en una etapa de digestión anaerobia. Para cumplir con la NOM-001-SEMARNAT-1996, es indispensable hacer varias modificaciones al proceso Biológico actual, de contactores rotatorios, incluyendo la etapa de digestión anaerobia. Las condiciones bajo las cuales se rige el diseño de la P.T.A.R. Acapantzingo, son las siguientes: Tipo de proceso: Lodos activados convencional con remoción de nutrientes (A/O). Tratamiento de lodos: Digestión anaerobia y deshidratación de lodos con centrífugas. Desinfección de agua: Desinfección ultravioleta (UV). Calidad del agua tratada: DBO₅: 30 mg/l, SST: 30 mg/l, N-total: 15 mg/l, P-total: 5 mg/l. Flujo medio: 750 l/s (2,700 m³/h). Flujo máximo: 1,350 l/s (4,860 m³/h) por un periodo máximo de una hora. Carga orgánica: 17,820 Kg DBO₅/día (Tecnología Intercontinental, S.A. de C.V., 2010).

Características del agua residual procedente del emisor:

Tabla 9. Calidad de agua de entrada a la P.T.A.R.

Calidad de agua de entrada a la P.T.A.R.			
Parámetro	Unidad	Promedio	Máxima
DBO ₅	mg/l	275	350
SST	mg/l	275	350
pH	Unidades de pH		6.5 a 8.5
Grasas y Aceites	mg/l	50	100
Nitrógeno total	mg/l	48	85
Fósforo total	mg/l	9	12
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	1E+07	1E+08
Huevos de Helminto	h/l	1.0	1.0
Temperatura	°C	18-22	

Fuente: Adaptado de *Memoria Descriptiva. P.T.A.R. Acapantzingo, Cuernavaca* (pp. 4-6), por Tecnología Intercontinental, S.A. de C.V., 2010.

Referente a los lodos residuales generados en la P.T.A.R. de Acapantzingo, Cuernavaca, Morelos, se ha considerado un proceso de digestión anaerobia con el tiempo de retención requerido para el cumplimiento con la NOM-004-SEMARNAT-2002, para la clasificación de los lodos y biosólidos tipo “Bueno” clase B. El proceso también cuenta con un sistema de desaguado y prensado, a través de un sistema de filtro de banda, donde serán espesados los lodos hasta una sequedad mínima de 20 %, para ser enviados al relleno sanitario correspondiente o para su posterior reutilización en suelos. Para la etapa de pretratamiento se consideraron dos trenes independientes que constan de una unidad de cribado grueso, cribado fino y desarenado. Cada tren tiene la capacidad hidráulica para operar con el flujo máximo de 1,350 l/s por un periodo de una hora, quedando el segundo tren en relevo. Los procesos y/o etapas de tratamiento son de fácil acceso para la operación y mantenimiento. Se ha considerado una operación automatizada con monitoreo total de la Planta, un tablero de control con un PLC principal y dos unidades o interfases del operador (PC) para el control de la operación de la Planta, tanto para los supervisores como para el Jefe de la Planta. Desde la interfaz del operador se tendrá un acceso a través de pantallas dinámicas para visualizar la instrumentación y acceder al control automático de bombas, sopladores y dosificación de químicos (Tecnología Intercontinental, S.A. de C.V., 2010).

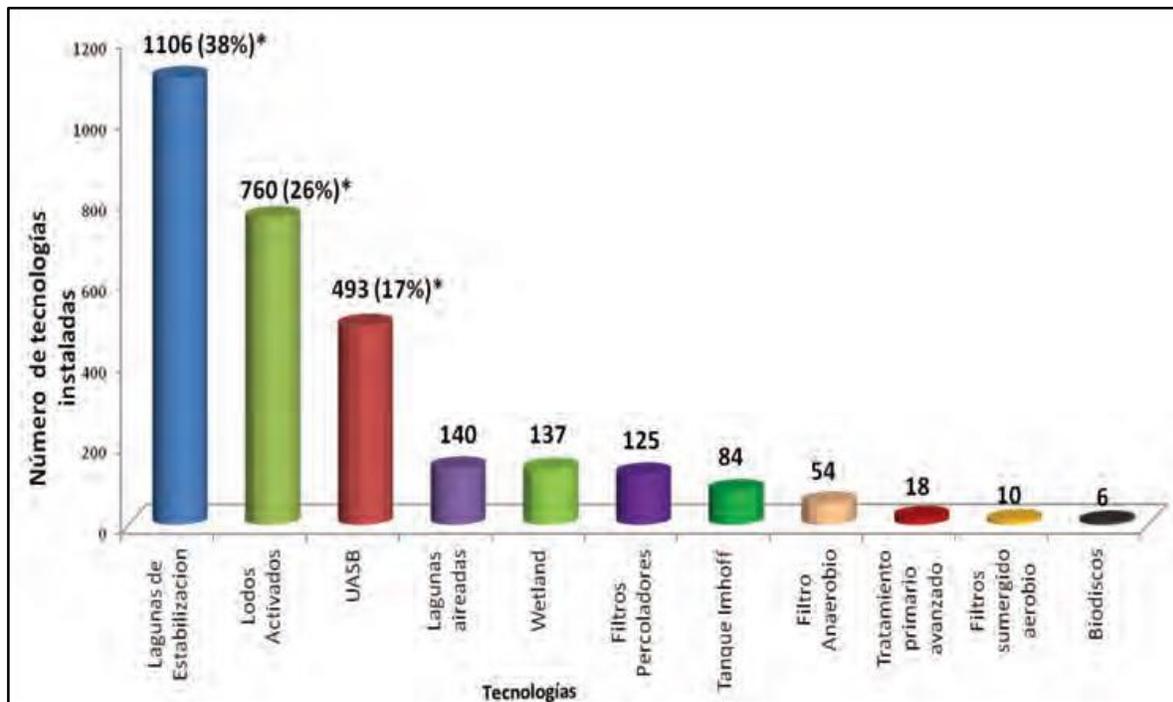
En un informe hecho para el conocimiento a la ciudadanía en general, habló de la inauguración en Chiapas; el 19 de septiembre de 2021, sobre el sistema de tratamiento de aguas residuales, en el municipio de Berriozábal. Esta planta de saneamiento de aguas residuales está conformada por reactores y filtros, y cuenta con un sistema de desinfección para matar los organismos patógenos vivos y así con eso proteger la salud. Se dijo también que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) aportó casi el 50 % del recurso para esta obra, y que con esta planta se tratarán 43 litros por segundo (l/s), en beneficio de 36 mil habitantes, en promedio. Así también se plasmó que con esta planta de tratamiento de aguas residuales se da comienzo un proceso de rescate al medio ambiente (Mendoza Hernández, 2021).

3.3. Tecnologías más usadas en América Latina y el Caribe (ALC)

La muestra de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.) analizadas en los 6 países seleccionados (Brasil, Chile, Colombia, Guatemala, México y República Dominicana) se conformó en total por 2,734 instalaciones distribuidas por país de la siguiente manera: Brasil con una muestra de 702 P.T.A.R., Chile con un total de 177 P.T.A.R., Colombia con un total de 139 P.T.A.R., Guatemala con un total de 32 P.T.A.R., México con un total de 1,653 P.T.A.R., y República Dominicana con una muestra de 31 P.T.A.R.. En 199 plantas se identificaron procesos dobles (tratamiento y postratamiento).

Las tres tecnologías más usadas en América Latina y el Caribe (ALC) que representan el 80 %, son los procesos de lodos activados, las lagunas de estabilización y el reactor anaerobio de lecho de lodos (UASB) (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

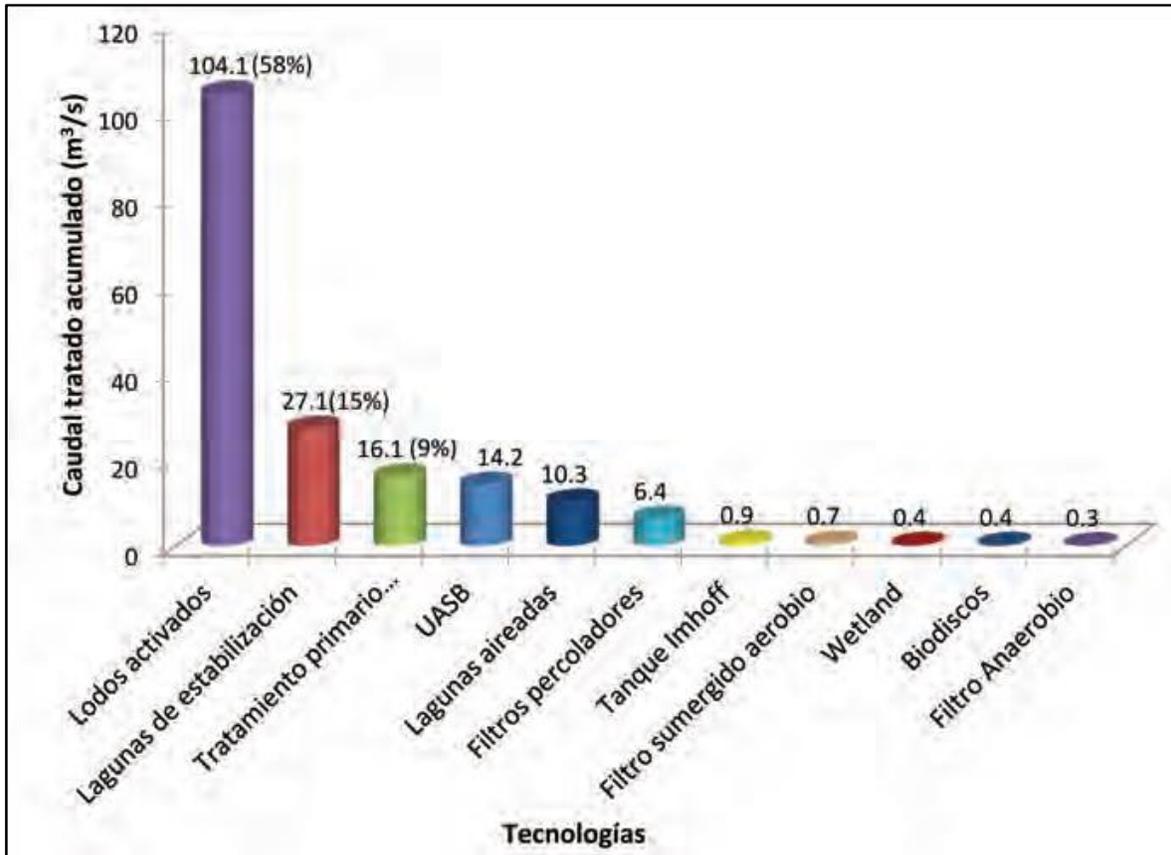
Figura 19. Número de plantas de tratamiento en función del tipo de tecnología en la muestra de PTAR en ALC



Fuente: Adaptado de *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Edición 1ª, p. 81), por A. Noyola, J. M. Morgan-Sagastume y L. P. Güereca, 2013, ©Instituto de Ingeniería, UNAM.

En cuanto al caudal acumulado tratado por tecnología más utilizada es la de los lodos activados al tratar un 58 % del agua que ingresa a una planta de tratamiento, seguido con un 15 % por las lagunas de estabilización, mientras que el tratamiento primario avanzado (con adición de químicos) alcanza un 9 %. Como puede observarse, en la siguiente Figura (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

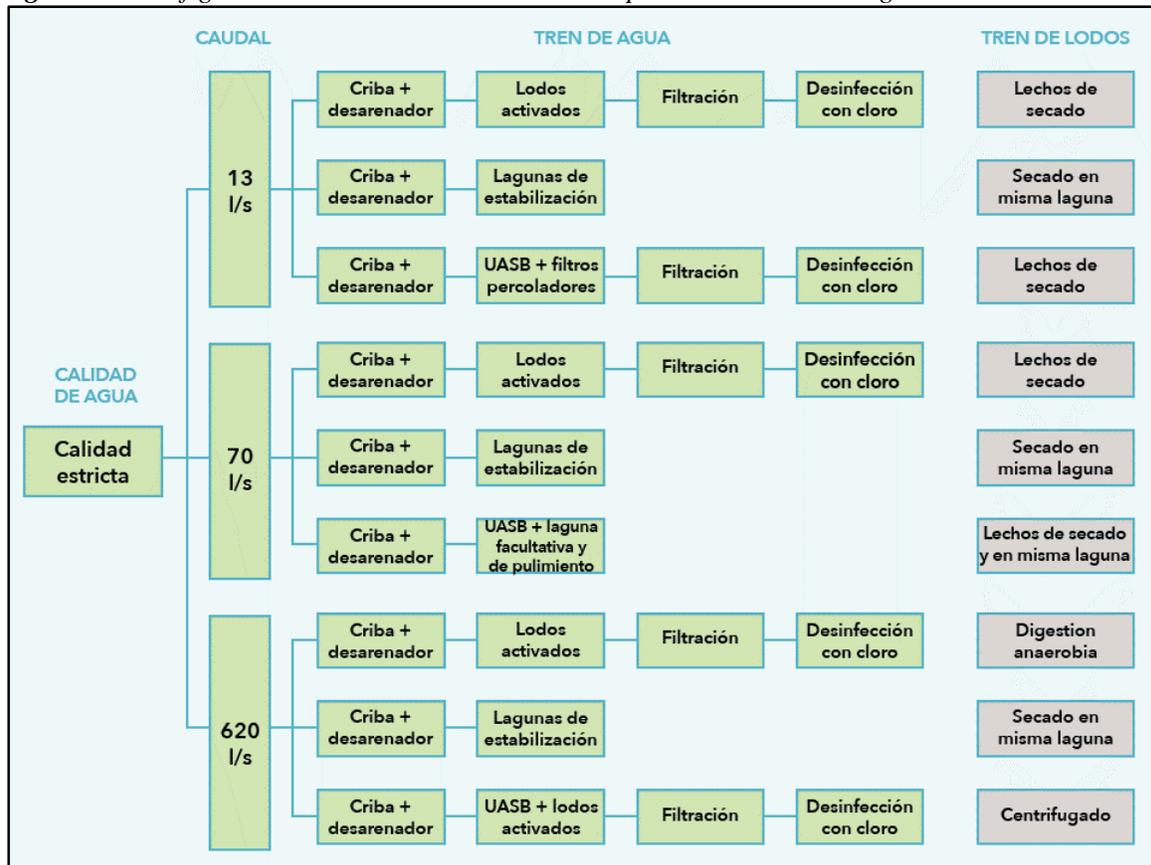
Figura 20. Caudal acumulado que ingresa a plantas de tratamiento en función de la tecnología utilizada en ALC



Fuente: Adaptado de *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Edición 1ª, p. 83), por A. Noyola, J. M. Morgan-Sagastume y L. P. Güereca, 2013, ©Instituto de Ingeniería, UNAM.

Con respecto a los caudales más representativos de tratamiento de agua residual en ALC, con base en un análisis estadístico se identificaron los siguientes valores: 13 l/s para el intervalo de 0.1 a 25 l/s; 70 l/s para el intervalo de 25.1 a 250 l/s; y 620 l/s para el intervalo de 250.1 a 2,500 l/s. Con base en estos caudales y las tecnologías más utilizadas se integraron 9 trenes de tratamiento considerados representativos para la región de América Latina y el Caribe en los tres intervalos de caudales. Los diagramas de bloques de estos procesos se presentan en la siguiente Figura (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

Figura 21. Configuración de trenes de tratamiento representativos de la región de ALC



Fuente: Adaptado de *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Edición 1ª, p. 84), por A. Noyola, J. M. Morgan-Sagastume y L. P. Güereca, 2013, ©Instituto de Ingeniería, UNAM.

3.3.1. Manejo de lodos resultantes del tratamiento de aguas residuales en América Latina

En general, la disposición de lodos en América Latina se realiza en forma inadecuada debido a que, con frecuencia en plantas pequeñas, se disponen en el mar, en el drenaje, directamente en suelo o en vertederos no controlados, con un alto contenido de agua. Las grandes plantas de tratamiento tratan adecuadamente el lodo y lo envían a un relleno o monorelleno muchas veces en sitios cercanos a la planta (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

3.4. Sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón

La Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA), en coordinación con la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), desarrollaron el “Manual de sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón”, para dar a conocer dos nuevas alternativas o procesos de tratamiento de aguas residuales municipales que pueden contribuir al saneamiento de comunidades menores a 2,500 habitantes. De los dos procesos que se analizaron y adecuaron a las condiciones del país, el más sencillo es el de las zanjas de infiltración o de lixiviación capilar, que puede emplearse como un complemento del sistema para tratar efluentes de fosas sépticas, de tanques Imhoff o de reactores anaerobios de flujo ascendente, entre otros. La menor profundidad de las zanjas de lixiviación y de su medio filtrante, son factores que pueden incidir a que tengan una mayor aplicación potencial en sitios con menores espesores de tierra orgánica útil o disponibilidad de terreno y en donde la presencia de la arena, que es una innovación, permite mejorar la calidad del agua que se infiltra a través de la tierra lo cual puede aumentar la vida útil de estos sistemas.

La segunda alternativa planteada, el sistema Doyoo Yookasoo, es un proceso mixto, de medio fijo y suspendido, que se puede considerar como una variante del proceso de lodos activados, con medio de contacto fijo sumergido aireado, de patente. En los reactores del Doyoo Yookasoo se incorpora grava como medio o lecho de contacto fijo sumergido, en lugar de empaque plástico, donde y con la ayuda de aire inyectado, la zooglea microbiana formada transforma la materia orgánica contaminante, para obtener efluentes de alta calidad y lodos de desecho con mayor grado de estabilización, para su posterior deshidratación, disposición o reúso final. El proceso utiliza difusores de aire del tipo burbuja fina, en lugar de difusores microporosos (más caros y de patente), que al estar en contacto con la grava de empaque incrementan su tiempo de contacto y eficiencia de oxigenación; en este proceso se evita la recirculación de lodos con lo cual la operación se simplifica. El Doyoo Yookasoo, en su actual presentación, es poco conocido en México no así en Japón donde se ha implementado como una solución al saneamiento de pequeñas comunidades de ese país, que cuentan con alcantarillado. Los componentes de ambos procesos quedan confinados bajo tierra y su cubierta superficial (capa de tierra mejorada) es aprovechada para eliminar malos olores; la superficie que queda en la parte superior del sistema de tratamiento es aprovechada para formar áreas verdes o jardines, lo cual es una novedad. Ambos procesos son de fácil operación y control y, en alto porcentaje, pueden ser construidos con materiales y equipos del país (CONAGUA, 2013).

3.5. Sustentabilidad y análisis de ciclo de vida en el tratamiento de aguas residuales en América Latina y el Caribe (ALC)

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales tienen por objeto prevenir la contaminación del ambiente y preservar la salud humana, además de suministrar un recurso susceptible de ser aprovechado en diversos usos. Como todo proceso de transformación, deben también ser seguros para sus trabajadores y evitar impactos negativos en su entorno. De esta forma, un sistema de tratamiento de aguas residuales sustentable debe ser ambientalmente eficiente, económicamente factible y socialmente aceptado.

- **Ambientalmente eficiente:** El sistema de tratamiento de agua residual, además de cumplir con la calidad de agua tratada, debe reducir tanto como sea posible los impactos ambientales propios de la operación, tales como emisiones a la atmósfera, descargas al agua y generación de residuos.
- **Económicamente factible:** El sistema de tratamiento de agua debe también operar a un costo aceptable a la comunidad beneficiada, el cual incluye a particulares, negocios y gobierno. Este costo debe ser compatible con el servicio que proporciona la planta de tratamiento, ya sea para mejorar el ambiente, preservar la salud pública y la calidad del cuerpo receptor, así como proveer un recurso susceptible de reutilización.
- **Socialmente aceptado:** El sistema de tratamiento de agua residual debe operar de una manera que sea aceptable para la mayoría de la comunidad beneficiada y la que se encuentra en su entorno. Es probable que esto requiera un amplio diálogo con los diferentes grupos para informar, educar, desarrollar confianza y ganar apoyo. En la medida que esto se logre y que la sociedad perciba beneficios derivados de la operación del sistema, se alcanzará la apropiación del mismo por parte de la comunidad, aspecto que fortalecerá su sustentabilidad.

Es evidente que es difícil compatibilizar las tres variables en el caso del tratamiento de aguas residuales (costos, aceptación social y el impacto al medio ambiente). Sin embargo, el equilibrio que se debe lograr es el reducir las cargas ambientales generadas por el tratamiento de aguas residuales tanto como sea posible, dentro de un nivel de costo acorde con la capacidad de pago de los responsables del tratamiento y de los beneficiarios y al mismo tiempo que sea aceptada por la mayoría de la población.

Aunque las plantas de tratamiento de aguas residuales son concebidas como un servicio ambientalmente favorable que contribuye a la sostenibilidad, la realidad es que éstos sistemas, como cualquier otro, generan impactos ambientales, los cuales deben de ser identificados y cuantificados para que a partir de ésta información se puedan tomar decisiones ambientalmente responsables o bien, generar estrategias de mejora del desempeño ambiental en los trenes de tratamiento.

Una herramienta metodológica que puede ser útil en la evaluación ambiental integral de las tecnologías de tratamiento de aguas residuales es el Análisis de Ciclo de Vida (ACV). El ACV es una metodología que evalúa los impactos ambientales de productos o servicios desde la extracción de la materia prima hasta la disposición final de sus productos y residuos, tomando en cuenta todos los vectores involucrados (aire, agua, suelo) y todos los potenciales impactos ambientales que se puedan generar. Es una herramienta normada bajo la serie de normas ISO 14040 e ISO 14044 que tiene cuatro etapas:

1. Definición de objetivo y alcance.
2. Inventario de Ciclo de Vida (ICV).
3. Evaluación de Impactos de Ciclo de Vida (EICV).
4. Interpretación.

En la primera etapa se establecen los sistemas a analizar, sus límites y la unidad funcional (base de comparación entre los sistemas). El Inventario de Ciclo de Vida (ICV) consiste en la compilación de todas las entradas y todas las salidas de los sistemas a evaluar. Con ese inventario se procede a la Evaluación de Impacto de Ciclo de Vida (EICV), que consiste en identificar y asociar las emisiones ambientales generadas por todos los compuestos, energía y materiales, cuantificados en el ICV, con impactos específicos, para así valorarlos sobre bases más firmes (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

3.6. Análisis de los impactos ambientales generados por los sistemas de tratamiento de agua residual en América Latina y el Caribe (ALC)

El análisis estadístico de los datos recolectados en ALC, determinó las configuraciones representativas de las P.T.A.R., para esta región: Lagunas de estabilización; lodos activados por aireación extendida; proceso convencional de lodos activados; UASB + lodos activados; UASB + filtros percoladores y UASB + lagunas de estabilización. Para cada una de las configuraciones se identificaron los caudales representativos de la región: Chico (13 l/s), mediano (70 l/s) y grande (620 l/s).

A partir de lo anterior, se determinaron 9 escenarios de tratamiento representativos de la región de ALC, determinados por el caudal tratado, por el tipo de tecnología en el tratamiento secundario y por el manejo acoplado de los lodos resultantes.

Escenario: 1 - AE. Aireación extendida acoplado con lechos de secado, flujo chico.

Escenario: 2 - LE. Lagunas de estabilización con secado de lodos en la misma laguna, flujo chico.

Escenario: 3 - UASB + F. UASB + filtros percoladores acoplado con lechos de secado, flujo chico.

Escenario: 4 - AE. Aireación extendida acoplado con lechos de secado, flujo mediano.

Escenario: 5 - LE. Lagunas de estabilización con secado de lodos en la misma laguna, flujo mediano.

Escenario: 6 - UASB + LF. UASB + lagunas facultativas y de pulimento con secado de lodos en la misma laguna, flujo mediano.

Escenario: 7 - LA. Proceso convencional de lodos activados acoplado con espesado por gravedad, digestión anaerobia y centrifugado, flujo grande.

Escenario: 8 - LE. Lagunas de estabilización con secado de lodos en la misma laguna, flujo grande.

Escenario: 9 - UASB + LA. UASB + lodos activados acoplado con centrifuga, flujo grande.

Para calcular el Inventario de Ciclo de Vida (ICV), a cada uno de los 9 escenarios de tratamiento se les aplicó un análisis de ingeniería conceptual con elementos de ingeniería básica lo cual implicó: Analizar la configuración de los trenes de tratamiento (preliminar, primario, secundario y terciario), balances de masa y energía considerando agua, sólidos y aire. Con estos resultados se generó el inventario de ciclo de vida (ICV).

A partir del ICV obtenido se realizó la Evaluación de Impacto de Ciclo de Vida, que incluyó nueve categorías: Agotamiento de recursos abióticos, acidificación, eutrofización, deterioro de la capa de ozono, toxicidad (del ecosistema, humana y terrestre), formación de oxidantes fotoquímicos y cambio climático (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

3.7. Impactos ambientales más relevantes en sistemas de tratamiento de aguas residuales: Eutrofización, cambio climático y formación de oxidantes fotoquímicos

3.7.1. Eutrofización

Este fenómeno se produce por el enriquecimiento de nutrientes en cuerpos de agua, lo cual provoca un aumento en la producción de biomasa (algas, maleza acuática), desencadenando un cambio indeseable en la composición de especies y potencial afectación a la biodiversidad y al aprovechamiento del recurso agua.

La eutrofización: Se genera a partir de niveles altos de macronutrientes, de los cuales los más importantes son el nitrógeno (N) y el fósforo (P). Sin embargo, en este impacto también participan óxidos de nitrógeno, amoníaco y materia orgánica. En el método de Evaluación de Impacto de Ciclo de Vida (EICV), utilizado (CML 2000), todos estos compuestos se refieren como fosfato equivalente ($PO_4 e$), por lo que se usa como indicador del impacto generado.

Una de las funciones de los sistemas de tratamiento de aguas es justamente remover materia orgánica y nutrientes, lo que redundaría en la disminución de eutrofización.

Los escenarios de lodos activados (E1, E4 y E7), generan mayores impactos en esta categoría, tanto por disposición de agua tratada generan mayor cantidad de lodos, como por disposición de lodos liberan nutrientes y materia orgánica (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

3.7.2. Cambio climático (*alteración en el clima*)

Los Gases de efecto invernadero (GEI): Son gases que atrapan la energía radiante de la Tierra en la atmósfera y causan un calentamiento en la misma de manera análoga a la forma en la que los cristales de un invernadero retienen el calor. En el tratamiento de aguas residuales, los gases de efecto invernadero que más preocupan son el dióxido de carbono (CO_2), el metano (CH_4) y óxido nitroso (N_2O). Otros gases de efecto invernadero que se incluyen en los métodos estándar para la contabilización de las emisiones de gases de efecto invernadero son el hexafluoruro de azufre (SF_6), los hidrofluorocarbonos (HFC) y los perfluorocarbonos (PFC). Estos seis gases fueron los reconocidos por la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático (UNFCCC) en el Protocolo de Kioto y representan compuestos estables que pueden permanecer en la atmósfera durante siglos, convirtiéndolos en GEI de larga vida (Del Río Gamero, 2018).

El Potencial de Calentamiento Global (GWP por sus siglas en inglés) de cada GEI es usado para convertir cada gas a dióxido de carbono equivalente ($CO_2 e$) y así poder trabajar sobre una misma base. Los equivalentes individuales de cada GEI pueden ser sumados para obtener un indicador común de gases invernadero. Los escenarios E2, E5 y E8, correspondientes a lagunas de estabilización, son los que presentan mayores impactos debido a las emisiones de metano generado en las lagunas anaerobias. Los escenarios que muestran también impactos importantes, son los que involucran la tecnología de lodos activados en su versión aireación extendida (E1 y E4), por la emisión de bióxido de carbono producido en el sitio de generación de la electricidad utilizada en el proceso de tratamiento para alimentar los aireadores del tanque de aireación, principalmente (Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

Tabla 10. Principales gases de efecto invernadero

Gas	Origen
Vapor de agua (H ₂ O)	<p>Niebla, bruma y nubes. En las PTAR se desprende cierta cantidad (\uparrow H₂O) durante el trayecto y proceso del agua en recuperación, por la acción de la temperatura. [1]</p>
Dióxido de carbono (CO ₂)	<p>Respiración celular (Proceso catabólico): Es una ruta metabólica que rompe la glucosa y produce ATP. Las etapas de la respiración celular incluyen la glucólisis, oxidación del piruvato, el ciclo del ácido cítrico o ciclo de Krebs, y la fosforilación oxidativa (Khan Academy, 2021). El ATP (Adenosín Trifosfato o Trifosfato de Adenosina C₁₀H₁₆N₅O₁₃P₃): Es la molécula portadora de la energía primaria para todas las formas de vida (bacterias, levaduras, mohos, algas, vegetales, células animales) todas ellas contienen ATP (Micro Planet, 2016). Ecuación: C₆H₁₂O₆ + 6O₂ → 6CO₂ + 6H₂O + energía (en los enlaces químicos del ATP). En el tratamiento de agua residual el (CO₂) es el resultado de la respiración microbiana (Digestión aerobia). Combustibles fósiles. [1]</p>
Metano (CH ₄)	<p>Gas natural y conversión de la materia orgánica. Antecedentes sobre el metano proveniente de aguas residuales a nivel mundial. Se emite metano durante el manejo y tratamiento de las aguas residuales municipales a través de la descomposición anaeróbica de la materia orgánica (Digestión anaerobia). Mundialmente, el metano proveniente de las aguas residuales contribuyó a 512 millones de toneladas métricas equivalentes de dióxido de carbono (MMTCO₂E) de las emisiones estimadas de metano en 2010, lo que representa aproximadamente el 7 % del total de emisiones de metano a nivel mundial (Global Methane Initiative, 2013). ¿Por qué centrarse en el metano? El metano (CH₄), siendo el gas de efecto invernadero producido por el hombre (GEI), segundo en importancia después del dióxido de carbono (CO₂), es responsable de más de un tercio del forzamiento climático antropogénico total. También es el segundo GEI más abundante, representando el 14 % de las emisiones de gases de efecto invernadero a nivel mundial. Se considera que el metano es un “contaminante climático de corta duración”, lo que significa que tiene una vida relativamente corta en la atmósfera: aproximadamente 12 años. Aunque el metano subsiste en la atmósfera durante un período más corto y se emite en menores cantidades que el CO₂, su capacidad para retener el calor en la atmósfera, lo que se conoce como “potencial de calentamiento global”, es 21 veces mayor que el del CO₂. A diferencia de otros GEI, el metano es el principal componente del gas natural y se puede transformar en energía utilizable (Global Methane Initiative, 2013).</p>
Óxidos de nitrógeno (N ₂ O)	<p>Descomposición bacteriana de nitratos orgánicos. Está asociado con la degradación de los componentes nitrogenados en las aguas residuales a saber: urea, nitrato y proteína (Del Río Gamero, 2018).</p>
Clorofluoro-carbonos (CFC)	<p>Industria de la refrigeración. [1]</p>

Fuente: [1] Elaboración propia, 2022.

3.7.3. *Formación de oxidantes fotoquímicos*

La formación de foto-oxidantes, como el ozono, se refiere a la generación de determinados compuestos por la acción de la luz del sol a partir de ciertos contaminantes primarios. Estos compuestos pueden afectar a la salud humana, al ecosistema, a los materiales y a las plantas. Los foto-oxidantes se pueden formar en la troposfera bajo la influencia de la luz y a través de reacciones de oxidación de precursores como Compuestos Orgánicos Volátiles (COV), monóxido de carbono, dióxido de azufre y óxidos de nitrógeno.

El indicador de formación de foto-oxidantes se presenta en kg de etileno equivalente, el cual se obtiene al multiplicar los diferentes precursores por su respectivo potencial de fotooxidación, basado en la reactividad de cada compuesto.

Los escenarios con lagunas de estabilización (E2, E5 y E8), presentan los impactos más significativos debido al metano liberado.

Todas las tecnologías que involucran uso de electricidad tienen un impacto debido a las emisiones de dióxido de azufre producido en la generación de electricidad por el uso de combustibles fósiles, mientras que el impacto por el tratamiento de lodos, específicamente el digestor anaerobio, es asociado al metano escapado.

(Noyola, Morgan-Sagastume, & Güereca, 2013).

3.8. **Acuerdos de mitigación de gases de efecto invernadero**

En la Conferencia de París sobre el Clima (COP21), celebrada en diciembre de 2015, 195 países firmaron el primer acuerdo vinculante mundial sobre el clima, el cual tiene como uno de sus objetivos reducir las emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI). En el Acuerdo de París, en el artículo IV se establece la necesidad de los países de proponer objetivos para la reducción de sus emisiones; en el caso de México, se ratificó el acuerdo el 22 de abril de 2016, entrando en vigor a partir del 4 de noviembre de 2016, comprometiéndose a reducir sus emisiones de GEI para el 2020 y 2050 en un 30 y 50 % respecto a la línea base del año 2000 (Sierra Sánchez, Neri Ramírez, Guevara García, Ventura Houle, & Heyer Rodríguez, 2020).

3.9. **La huella de carbono en las Edars (P.T.A.R.)**

La huella de carbono (HC) “Carbon Footprint (CF)”: Es la suma y cuantificación de las emisiones de gases de efecto invernadero, causado directa o indirectamente por un individuo, organización, evento o producto. La contribución de un gas de efecto invernadero al calentamiento global es comúnmente expresada por su potencial de calentamiento global “Global Warming Potential (GWP)” que permite la comparación del impacto del calentamiento global del gas y el de un gas de referencia, típicamente dióxido de carbono (Bani Shahabadi, Yerushalmi, & Haghghat, 2010) y (Del Río Gamero, 2018).

Cuando se evalúan las emisiones de los servicios de agua, los GEI específicos de interés son el dióxido de carbono, el metano y el óxido nitroso. Para analizar las emisiones se emplea el equivalente de dióxido de carbono CO₂-eq (toneladas métricas por año), conociendo el potencial de calentamiento global de ese GEI particular. A continuación, se expone una tabla que señala las equivalencias entre los componentes estudiados (Del Río Gamero, 2018).

Tabla 11. Equivalencias de dióxido de carbono con respecto a los gases de efecto invernadero

Gas	(kg CO ₂ equivalente/Kg de gas)	Tiempo de permanencia (años)
CO ₂	1	100
CH ₄	25	14
N ₂ O	298	120
SF ₆	23,900	Varios miles de años
HFCs	12-11,700	300
PFCs	6,500-9,200	Varios miles de años

Nota: Valor de los diferentes componentes de GEI procedentes de Edar en kg equivalentes de CO₂.
 Fuente: Adaptado de *Mitigación del Cambio Climático en el Ciclo Integral del Agua Aplicación al Proceso de Tratamiento de Aguas Residuales* (Tesis Doctoral, p. 53), por B. Del Río Gamero, 2018, Universidad de las Palmas de Gran Canaria, España.

Los gases dañinos para el clima que pueden emitir estas instalaciones de recuperación de recursos hídricos, también conocidas como Estación Depuradora de Aguas Residuales “EDAR” (en España) y P.T.A.R. (en México), se pueden clasificar a través de tres mecanismos principales:

- 1. Emisiones de incidencia/alcance I o directas:** Las emisiones directas de las Edars o P.T.A.R., se relacionan a los procesos biológicos (emisiones de CO₂ de la respiración microbiana, N₂O por nitrificación y desnitrificación, y CH₄ por digestión anaerobia).
- 2. Emisiones de incidencia/alcance II o indirectas internas:** Están asociadas con el consumo de energía eléctrica o térmica importada.
- 3. Emisiones de incidencia/alcance III o indirectas externas:** Están relacionadas con fuentes no controladas directamente por la EDAR o P.T.A.R. (por ejemplo, transporte de biosólidos de terceros, producción de productos químicos y su transporte a la planta, etc.). Para hacerse una idea de la situación actual, las emisiones de gases de efecto invernadero procedentes de los residuos post-consumo y de las aguas residuales son un pequeño contribuyente (**alrededor del 3 %**) a las emisiones globales de GEI antropogénicas. (Del Río Gamero, 2018, pp. 53-54).

3.10. Composición de los caudales de aguas residuales

La composición de los caudales de aguas residuales de una comunidad depende del tipo de sistema de recogida que se emplee, y puede incluir los siguientes componentes:

- 1.-Agua residual doméstica (o sanitaria).** Procedente de zonas residenciales o instalaciones comerciales, públicas y similares.
- 2.-Agua residual industrial.** Agua residual en la cual predominan vertidos industriales.
- 3.-Infiltración y aportaciones incontroladas (I/I).** Agua que entra tanto de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltración hace referencia al agua que penetra en el sistema a través de juntas defectuosas, fracturas y grietas, o paredes porosas. Las aportaciones incontroladas corresponden a aguas pluviales que se descargan a la red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones, bajantes de edificios y tapas de pozos de registro.
- 4.-Aguas pluviales.** Agua resultante de la escorrentía superficial. (Metcalf & Eddy, 1996, p. 18).

El Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, partirá del agua residual doméstica, usando parámetros de literatura, para el diseño y propuesta de trenes de tratamiento para la PTAR.

3.11. Análisis del proceso

En un desarrollo gradual de sistemas de tratamiento se consideran, como objetivos principales del tratamiento de aguas residuales:

- Remoción de materia orgánica.
- Remoción de sólidos suspendidos.
- Remoción de patógenos.

Tabla 12. Clasificación de los procesos de tratamiento de aguas residuales

Clasificación	Remueve	Proceso
Tratamiento primario	Arenas Partículas gruesas Sólidos suspendidos	Rejillas Desarenadores Sedimentación
Tratamiento secundario	Materia orgánica disuelta	Tratamiento biológico (Ejemplo: Lodos activados)
Tratamiento terciario	Nitrógeno Fósforo Materia coloidal	Desnitrificación-nitrificación Remoción de fósforo Coagulación-floculación
Tratamiento avanzado	Patógenos Microcontaminantes	Desinfección Oxidación forzada

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Libro 25, p. 15), por (CONAGUA, 2019).

3.12. Criterios para el análisis y selección de alternativas

El diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales es uno de los aspectos más desafiantes de la ingeniería. Los principales elementos que intervienen en la selección de los procesos de tratamiento son:

- Caudal y calidad del agua residual cruda.
- Requerimientos de la calidad del agua residual tratada.
- Requerimientos de energía.
- Disponibilidad de terreno.
- Evaluación de costos: Inversión, operación y mantenimiento.
- Impacto ambiental.
- Producción de lodos residuales.
- En caso que aplique: Calidad del agua subterránea, demanda del caudal de agua residual tratada para su reúso, compatibilidad con las instalaciones existentes.

La mejor alternativa de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, para el análisis, se debe contar al menos, con el dimensionamiento básico de cada alternativa de tratamiento que permita obtener los requerimientos de área, demanda de energía, así como el costo de operación y mantenimiento por metro cúbico de agua tratada. Esta evaluación es necesaria llevarla a cabo bajo las mismas condiciones de caudal y calidad, de entrada y salida.

La determinación de los requerimientos de calidad para el agua residual tratada es función de la **NOM-001-SEMARNAT-1996**, de acuerdo con al tipo del cuerpo receptor (A, B, C), que se establece en la Ley Federal de Derechos, a menos que se considere el reúso, para lo cual se tendrá que acudir a la norma correspondiente (CONAGUA, 2019).

CAPÍTULO IV. DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES UNITARIAS

CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES UNITARIAS

4.1. Situación actual

Se conoce como **operaciones unitarias** aquellos métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos, mientras que aquellos métodos en los que la eliminación de los contaminantes se realiza en base a procesos químicos o biológicos se conocen como **procesos unitarios**. En la actualidad, las operaciones y procesos unitarios se agrupan entre sí para constituir los así llamados tratamiento primario, secundario y terciario (o tratamiento avanzado) (Metcalf & Eddy, 1996, pp. 2-3).

Actualmente en la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas, presenta una problemática en cuanto a la contaminación del agua, los desechos del servicio de alcantarillado sanitario, son descargados directamente al río denominado "El Sabinal". Lo que ha propiciado que la población padezca enfermedades de origen hídrico y que los cuerpos de agua que cruzan en el poblado estén contaminados con aguas residuales.

Por lo que a continuación se presenta la descripción de los diferentes procesos y/o etapas de tratamiento, que conformaran las tres propuestas de los trenes de tratamiento de aguas residuales de Berriozábal, Chiapas. Como parte fundamental del análisis de estas es la descarga en el Río Grijalva clasificado como cuerpo de agua tipo B según la Ley Federal de Derechos en Materia de Agua. Los trenes propuestos se diseñaron para dar cumplimiento a la NOM-001-SEMARNAT-1996 con descarga a cuerpos receptores tipo C (río) para protección de la vida acuática.

A continuación, se describen las operaciones unitarias empleadas para el Proyecto de Investigación de Estudio de Caso:

4.2. Tratamiento preliminar o pretratamiento

Es la primera fase del tratamiento de aguas residuales. Generalmente se trata de operaciones físicas unitarias, donde se utilizan fuerzas físicas para la separación de los contaminantes. Entre estos procesos se mencionan: Sedimentación, flotación, cribado, filtración, igualación de flujo, separadores de gravedad, etc.

Este será el mismo para las tres alternativas propuestas y consiste en las siguientes etapas.

4.2.1. *Canal de acceso o, de entrada*

Las aguas residuales llegarán por gravedad, conducidas por el emisor, hasta el lugar donde será construida la planta de tratamiento de aguas residuales.

Para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso: Se propone un canal de conducción a cielo abierto y la sección transversal de canal rectangular. También se puede emplear una caja de recepción, para recibir el afluente que descarga el emisor.

Canal de acceso o, de entrada: Es la obra civil que va al principio del sistema de tratamiento. Sirve para regular la velocidad de llegada del agua al sistema, tomando el agua residual desde el punto de descarga del sistema de alcantarillado o desde el emisor.

Los canales: Son conductos abiertos o cerrados en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera; esto quiere decir que el agua fluye impulsada por la presión atmosférica y de su propio peso (Rodríguez Ruiz, 2008).

El término **sección de canal** se refiere a la sección transversal de un canal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo (Chow, 1994, p. 20).

Sección rectangular: Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, acueductos de madera, para canales excavados en roca y para canales revestidos (Rodríguez Ruiz, 2008, p. 2).

Las secciones transversales abiertas más frecuentes, son las siguientes:

Tabla 13. Elementos geométricos de secciones de canal (más frecuentes)

Sección	Área hidráulica (A)	Perímetro mojado (P)	Radio hidráulico (R) $R = \frac{A}{P}$	Ancho superficial (T)	Profundidad hidráulica (D) $D = \bar{y} = \frac{A}{T}$	Factor de sección (Z) $Z = A\sqrt{D}$ $= A\sqrt{\frac{A}{T}}$
 Rectangular	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$ También $\frac{y}{1 + 2y/b}$	$T = b$	$D = y$	$by^{1.5}$
 Trapezoidal	$(b + zy)y$	$b + 2y(1 + z^2)^{1/2}$ También $b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 Triangular	zy^2	$2 * y(1 + z^2)^{1/2}$ También $2 * y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{2}{9}\sqrt{6}Ty^{1.5}$

(*) Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x = 4y/T$. Cuando $x > 1$, utilice la expresión exacta $P = (T/2)[\sqrt{1 + x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1 + x^2})]$.

Fuente 1: Adaptado de *Hidráulica de Canales Abiertos* (Edición 1ª, p. 21), por (Chow, 1994).

Elementos geométricos de una sección de canal: Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. A continuación, se dan las definiciones de varios.

1.-Profundidad de flujo, tirante de agua y/o hidráulico (y): Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. Tirante de agua, es la profundidad máxima del agua en el canal.

2.-Profundidad de flujo de la sección (d): Es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua.

3.-El nivel: Es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o datum hasta la superficie libre.

4.-Ancho superficial o espejo de agua (T): Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

5.-Área mojada o área hidráulica (A): Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo. El área hidráulica, es la superficie ocupada por el líquido en una sección transversal normal cualquiera.

6.-Perímetro mojado (P): Es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo, es decir, perímetro mojado, es la parte del contorno del conducto que está en contacto con el líquido.

7.-Radio hidráulico (R): Es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado, es decir, radio hidráulico, es la dimensión característica de la sección transversal, hace las funciones del diámetro en tuberías. ($R = A/P$).

8.-Profundidad hidráulica (D) o profundidad media (\bar{y}): Es la relación entre el área hidráulica y el espejo de agua. ($D = \bar{y} = A/T$).

9.-Factor de sección para el cálculo de flujo crítico (Z): Es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica. [$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{(A/T)}$].

10.-Factor de sección para el cálculo de flujo uniforme ($AR^{2/3}$): Es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

11.-Ancho de solera, ancho de plantilla, o plantilla (b): Es el ancho de la base de un canal.

12.-Ancho de corona (C): El ancho de corona de los bordos de los canales en su parte superior, depende esencialmente del servicio que estos habrán de prestar. En canales grandes se hacen suficientemente anchos, 6.50 m como mínimo, para permitir el tránsito de vehículos y equipos de conservación a fin de facilitar los trabajos de inspección y distribución de agua. En canales más pequeños, el ancho superior de la corona puede diseñarse aproximadamente igual al tirante del canal. En función del caudal se puede considerar un ancho de corona de 0.60 m para caudales menores de 0.50 m³/s y 1.00 m para caudales mayores.

13.-Profundidad total del canal (H): Se encuentra una vez conocido el tirante de agua y el bordo libre. ($H = y + B.L.$).

14.-(θ): Ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal.

15.-Talud (z): Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se llama también talud de las paredes laterales del canal). Es decir, (z) es el valor de la proyección horizontal cuando la vertical es 1. Aplicando relaciones trigonométricas, se tiene: $z = \text{ctg } \theta$.

(Chow, 1994) y (Villón Béjar, 2007).

16.-Borde o Bordo libre (B.L.):

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. Este factor se vuelve muy importante en especial en el diseño de canaletas elevadas, debido a que la subestructura de éstos puede ponerse en peligro por cualquier rebose.

No existe una regla universalmente aceptada para el cálculo del borde libre, debido a que la acción de las ondas o las fluctuaciones en la superficie del agua en un canal puede crearse por muchas causas incontrolables, como el movimiento del viento y la acción de mareas, también pueden inducir ondas altas que requieren una consideración especial en el diseño (Chow, 1994, p. 156).

En la determinación de la sección transversal de los canales, resulta siempre necesario dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos, como margen de seguridad, a fin de absorber los niveles extraordinarios, que puedan presentarse por encima del caudal de diseño del canal: $(B.L. = H - y)$.

Una práctica corriente para canales en tierra, es dejar un bordo libre o resguardo igual a un tercio del tirante, es decir: $(B.L. = y/3)$.

Mientras que, para canales revestidos, el bordo libre puede ser la quinta parte del tirante, es decir: $(B.L. = y/5)$ (Villón Béjar, 2007, p. 139).

Existen también otros criterios prácticos para designar el valor del bordo libre.

Tabla 14. Bordo libre. En relación con el caudal

Caudal Q (m ³ /s)	Bordo libre (m)
Menores que 0.5	0.30
Mayores que 0.5	0.40

Fuente: Adaptado de *Hidráulica de Canales* (Edición 2ª, p. 139), por (Villón Béjar, 2007).

Tabla 15. Bordo libre. En relación con el ancho de solera

Ancho de solera (m)	Bordo libre (m)
Hasta 0.80	0.40
De 0.80 a 1.50	0.50
De 1.50 a 3.00	0.60
De 3.00 a 20.00	1.00

Fuente: Adaptado de *Hidráulica de Canales* (Edición 2ª, p. 139), por (Villón Béjar, 2007).

Tabla 16. Bordo libre. En función al caudal y revestimiento del canal

Caudal Q (m ³ /s)	Canal revestido (cm)	Canal sin revestir (cm)
Menor o igual a 0.05	7.5	10
0.05 – 0.25	10	20
0.25 – 0.50	20	40
0.50 – 1.00	25	50
Mayor a 1	30	60

Fuente: Adaptado de *Hidráulica de Canales*, por (Villón Béjar, 2007).

Para el diseño hidráulico del canal de entrada, con “Cálculo de flujo uniforme”:

El diseño hidráulico de un canal consiste en definir la geometría de su sección normal resultante de cortar el cauce con un plano vertical, perpendicular al flujo; a partir de los datos; gasto (Q), tipo de materiales en el que se aloje el cauce (n) y pendiente de la rasante (S), los que deberán dársele al proyectista.

El gasto de flujo uniforme en un canal puede expresarse como el producto de la velocidad y el área mojada:

$$Q = A * V$$

Las fórmulas que se aplican para el diseño de canales con flujo uniforme conocidas y utilizadas son:

a) Ecuación de continuidad: $Q = A * V$

Al emplear esta ecuación se puede apoyar de los: “Elementos geométricos de la sección transversal de un canal”, para el diseño hidráulico del canal de entrada, y después emplear la ecuación de Manning. Para este proyecto se empleó la sección rectangular.

b) Ecuación de Manning:

Ecuación de Manning para calcular la velocidad en canales abiertos y cerrados:	
Sistema métrico	Sistema inglés
Fórmula de Manning:	Fórmula de Manning:
$V = \frac{1}{n} (R^{\frac{2}{3}}) (S^{\frac{1}{2}})$	$V = \frac{1.486}{n} (R^{\frac{2}{3}}) (S^{\frac{1}{2}})$

Combinando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad, la expresión para el cálculo del caudal que se obtiene es:

- 1.-Sustituyendo el valor de la velocidad (V), en la ecuación de continuidad.
- 2.-Obtenemos, el gasto expresado en función de la velocidad.

$$Q = A \frac{1}{n} (R^{\frac{2}{3}}) (S^{\frac{1}{2}}) \quad \text{Sistema métrico}$$

$$Q = \frac{1.486}{n} A (R^{\frac{2}{3}}) (S^{\frac{1}{2}}) \quad \text{Sistema inglés}$$

Ordenando los términos conocidos en la ecuación del gasto que se obtuvo, queda:

Ecuación general para el diseño hidráulico de canales en el sistema métrico.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

Donde:

- Q = Gasto en (m³/seg), es dato.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning, es dato.
- S = Pendiente hidráulica (S = h/L) del canal, es dato.
- A = Área hidráulica del canal, en (m²).
- R = Radio hidráulico, en (m).

En el sistema inglés la fórmula general es la misma lo único que cambia es el valor del coeficiente C que vale 1.486 pies^{1/3}/seg, en lugar de 1 m^{1/3}/seg.

$$\frac{Qn}{1.486 S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

En estas ecuaciones generales, los datos conocidos son el gasto (Q), la pendiente hidráulica (S) y el coeficiente de rugosidad (n) de Manning. Datos conocidos como "Variables del flujo".

Por lo tanto, el primer miembro de la ecuación muestra una relación entre el (Q, S, n) y el segundo miembro de la ecuación depende solamente de la geometría de la sección transversal del canal.

Es conveniente señalar que a partir de la ecuación de Manning podemos calcular la pendiente hidráulica del canal:

En unidades métricas, se procede a despejar la pendiente:

$$V = \frac{1}{n} (R^2) (S^2) \quad S^2 = \frac{Vn}{R^{2/3}} \quad \therefore S = \left[\frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2$$

En unidades inglesas:

$$V = \frac{1.486}{n} (R^2) (S^2) \quad \therefore S = \left[\frac{Vn}{1.486 R^{2/3}} \right]^2$$

Donde (V) y (n) son datos, para el cálculo se requiere conocer (R), que está en función de (A) y (P), estos a su vez del tirante (y), dado que (b) es dato.

Donde:

S = Pendiente hidráulica del canal, (adimensional).

V = Velocidad media del agua, en (m/seg).

R = Radio hidráulico, en (m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

(Rodríguez Ruiz, 2008, pp. 32-45).

4.2.2. Rejillas o desbaste

Rejilla (Dispositivo de cribado): Estructura usualmente metálica con aberturas generalmente de tamaño uniforme utilizadas para retener sólidos suspendidos o flotantes en aguas de lluvia o aguas residuales y no permitir que tales sólidos ingresen al sistema (CONAGUA, 2019).

Desbaste: Eliminación de sólidos gruesos y sedimentables por intercepción (retención en superficie) (Metcalf & Eddy, 1996, p. 223).

Los elementos formados por varillas o barras paralelas reciben el nombre de rejas de barrotes. El término tamiz se circunscribe al uso de placas perforadas y mallas metálicas de sección cuneiforme. La función que desempeñan las rejas y tamices se conoce con el nombre de *desbaste*. Según el método de limpieza que se emplee, los tamices y rejas pueden ser de limpieza manual o automática. Generalmente, las rejas tienen aberturas (separación entre las barras) superiores a 15 mm, mientras que los tamices tienen orificios de tamaño inferior a este valor. **Rejas:** Las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles daños y obturaciones provocados por la presencia de trapos y de objetos de gran tamaño (Metcalf & Eddy, 1996, p. 231).

Los elementos de uso más frecuente para las operaciones de desbaste son los que aparecen en la siguiente Figura:

Figura 22. Descripción de los dispositivos de desbaste empleados en el tratamiento de las aguas residuales

Descripción de los dispositivos de desbaste empleados en el tratamiento de las aguas residuales					
Tipo de dispositivo	Superficie de desbaste			Aplicación	Véase Figura
	Clasificación por tamaño	Intervalo de paso, cm ^a	Material		
Reja de barras	Grueso	1,5-3,75	Acero, acero inoxidable	Pretratamiento	6-2
Tamices:					
Inclinado (fijo)	Medio	0,025-0,25	Malla de cuña de acero inoxidable	Tratamiento primario	6-3a
Inclinado (giratorio)	Grueso	0,075 × 0,225 × 5,0	Placas de bronce o de cobre pulido	Pretratamiento	
Tambor (giratorio)	Grueso	0,25-0,50	Malla de cuña de acero inoxidable	Pretratamiento	
	Medio	0,025-0,25	Malla de cuña de acero inoxidable	Tratamiento primario	6-3b
	Fino	6-35 micras	Mallas de poliéster y de acero inoxidable	Eliminación de sólidos en suspensión residuales secundarios	
Disco giratorio	Medio	0,025-0,1	Acero inoxidable	Tratamiento primario	
	Fino	0,0025-0,05	Acero inoxidable	Tratamiento primario	6-3c
Centrífugo	Fino	0,005-0,05	Acero inoxidable, poliéster y diversos tipos de telas	Tratamiento primario, tratamiento secundario con tanque de sedimentación, y eliminación de sólidos en suspensión residuales secundarios	6-3d

^a Excepto indicaciones expresas.

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 1, Edición 3^a, p. 229), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill/Interamericana de España, S. A.

4.2.3. Desarenador

Características de las arenas: Las arenas consisten en arena, grava, cenizas y otros materiales pesados con pesos específicos o velocidades de sedimentación considerablemente superiores a los de los sólidos orgánicos putrescibles.

Los desarenadores: Se instalan para: (1) proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y el excesivo desgaste; (2) reducción de la formación de depósitos pesados en el interior de las tuberías, canales y conducciones, y (3) reducción de la frecuencia de limpieza de los digestores provocada por la excesiva acumulación de arenas. Los desarenadores se suelen colocar después de las rejillas o desbaste y antes de los tanques de sedimentación primaria.

Existen tres tipos generales de desarenadores:

1) El desarenador de flujo horizontal: De diseño rectangular o cuadrado; el agua circula a través del elemento en dirección horizontal y la velocidad de circulación se controla por la propia geometría de la unidad, con compuertas de distribución especiales, y mediante la adopción de vertederos de secciones especiales a la salida del canal.

2) El desarenador aireado: Consiste en un tanque de aireación de flujo helicoidal en el que se induce una velocidad en espiral que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrada a la unidad.

3) El desarenador de vórtice: Consiste en un tanque cilíndrico en el que el agua entra siguiendo una dirección de flujo tangencial creando un flujo en vórtice; las fuerzas centrífugas y gravitatorias son las responsables de la separación de las arenas. Todos se suelen basar en la eliminación de partículas de arena con peso específico de 2.65 para agua residual a temperatura de 15.5 °C.

- **Desarenadores rectangulares de flujo horizontal:** El tipo de desarenador más antiguo empleado en el tratamiento de las aguas residuales es el desarenador de flujo horizontal con control de velocidad. Estas unidades se proyectan de modo que se mantenga una velocidad lo más cercana posible, a 0.3 m/s, y que proporcione suficiente tiempo, para que sedimenten en el fondo del canal las partículas de arena. La velocidad de diseño indicada permite la circulación a través de la unidad de la mayor parte de la materia orgánica y la puesta en suspensión de todas aquellas partículas orgánicas que hayan sedimentado, pero permite la sedimentación de la arena pesada. La extracción de las arenas de los desarenadores de flujo horizontal se suele llevar a cabo mediante un mecanismo transportador dotado de rasquetas o cangilones. La elevación de las arenas para su posterior lavado y eliminación se realiza mediante tornillos o elevadores de cangilones. En ocasiones, en plantas de pequeño tamaño, el lavado de las arenas se realiza manualmente (Metcalf & Eddy, 1996)².

² Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Volumen 2, Edición 3ª, pp. 520-522), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill, Inc.

Parámetros de diseño para desarenadores horizontales:

Tabla 17. Criterios de diseño para desarenadores horizontales

Componente	Rango	Comentario
Dimensiones		
Profundidad del agua (m)	0.6 – 1.5	Depende del área del canal y del gasto
Longitud (m)	3 – 25	En función de la profundidad del canal y de la velocidad de sedimentación de la arena
% adicional por entrada y turbulencia	25 – 50	Basado en la longitud teórica
Tiempo de retención a gasto pico (s)	15 – 90	En función de la velocidad y la longitud del canal
Velocidad horizontal (m/s)	0.15 – 0.4	Velocidad óptima, 0.3 m/s

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario* (Libro 26, p. 14), por (CONAGUA, 2019).

La siguiente Tabla, presenta la velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores en función del tamaño de partícula.

Tabla 18. Velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores

Tamaño de la partícula		^a Vs cm/min (ft/s)	^b Velocidad teórica de derrame requerida	
Diámetro	Malla núm.		m ² /1,000 m ³ /d	gdp/sq ft
0.83	20	494 (0.27)	7,120	174,500
0.59	28	363 (0.20)	5,200	128,000
0.46	35	247 (0.14)	3,550	87,000
0.33	48	186 (0.10)	2,670	65,500
0.25	60	165 (0.09)	2,370	58,000
0.21	65	131 (0.072)	1,890	46,300
0.18	80	116 (0.063)	1,670	40,900
0.15	100	91 (0.050)	1,320	32,300

(a) Basada en temperatura líquida de 15.5 °C (60 °F) y gravedad específica de 2.65.

Velocidad de sedimentación (Vs).

(b) Factor de seguridad de 2 para velocidades derrame contadas para entrada y salida de turbulencia e ineficiencia hidráulica

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario* (Libro 26, p. 21), por (CONAGUA, 2019).

4.2.4. Medición de gastos: Canal Parshall

El Canal Parshall ha sido empleado como dispositivo de medición de gastos en las plantas de tratamiento de aguas residuales, instalaciones en las que el bajo costo es cuestión de importancia. Ha resultado un medio de aforo satisfactorio y también muy útil para verificar la velocidad en los desarenadores. Los medidores Venturi y Parshall, dotados de dispositivos apropiados, pueden emplearse también para la dosificación de productos químicos a agregar a las aguas en proporción directa a su gasto (César Valdez & Vázquez González, 2003).

4.3. Tratamiento primario

La sedimentación: Consiste en la separación, por la acción de la gravedad, de las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que el del agua (Metcalf & Eddy, 1996, p. 251). La sedimentación primaria puede llevarse a cabo en tanques rectangulares alargados o en tanques circulares (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 134). En esta fase del tratamiento de aguas residuales, se puede utilizar un sedimentador circular o uno rectangular, sin embargo, en este trabajo se evaluará el circular, para la alternativa 1 y 2.

4.3.1. *Sedimentador rectangular*

Tanques rectangulares: Los sedimentadores rectangulares se usan más en plantas de tratamiento de aguas residuales grandes. Muchos ingenieros proyectistas los consideran económicos por sus paredes comunes a otros tanques y por la conveniencia de tener una galería de bombeo en un extremo del tanque. Los detalles de diseño incluyen: profundidad, orificios de entrada, mamparas, desnatadores, rastras (de cadenas), canaletas, andadores, etc. Este número de variables hace que exista una gran variedad en el diseño de los tanques.

La mayor parte de estos tanques tienen una profundidad de 2 m, pero para lodos activados esta profundidad es mayor. La relación largo-ancho generalmente está entre 1.5:1 y 15:1. Para prevenir cortocircuitos se tienen anchos mínimos de 3 m, y relación largo-ancho mínima de 3:1, relación ancho-profundidad de 1:1 a 2.25:1.

La alimentación se hace en un extremo (El sistema de flujo es horizontal), y la recolección de agua sedimentada en el extremo opuesto. El lodo que se deposita en el fondo del sedimentador, es acarreado por medio de rastra a un extremo donde se han construido tolvas y se extrae por medios mecánicos o hidráulicos.

Los mecanismos colectores de lodos para tanques rectangulares pueden ser de dos tipos: rastras de cadenas o puentes viajeros.

Los sólidos sedimentables son eliminados generalmente por medio de transportadores de cadena o rastras, el método más común en Europa es el de puentes viajeros. La experiencia ha demostrado que el mecanismo para mover el puente con las rastras requiere menos mantenimiento que los transportadores de cadena.

Las rastras mueven el lodo por un canal central, el cual conduce a una tolva localizada al final del canal. Este depósito puede almacenar el lodo que se recolecta en un período de 6 a 12 horas y en casos extremos hasta 24 horas. La purga de lodos se efectúa por lo menos una vez al día para evitar que se presenten condiciones de anaerobiosis.

Las espumas se colectan al final del tanque por medio de brazos desnatadores que se mueven sobre la superficie del líquido. La espuma es empujada por los brazos hasta un punto en el que es atrapada por los deflectores antes de su eliminación. La nata también puede ser arrastrada mediante rociado con agua a presión y recogerse empujada manualmente por medio de una placa inclinada, o bien puede eliminarse hidráulica o mecánicamente, siendo varios los medios conocidos para llevarlo a buen término (IMTA, 2007).

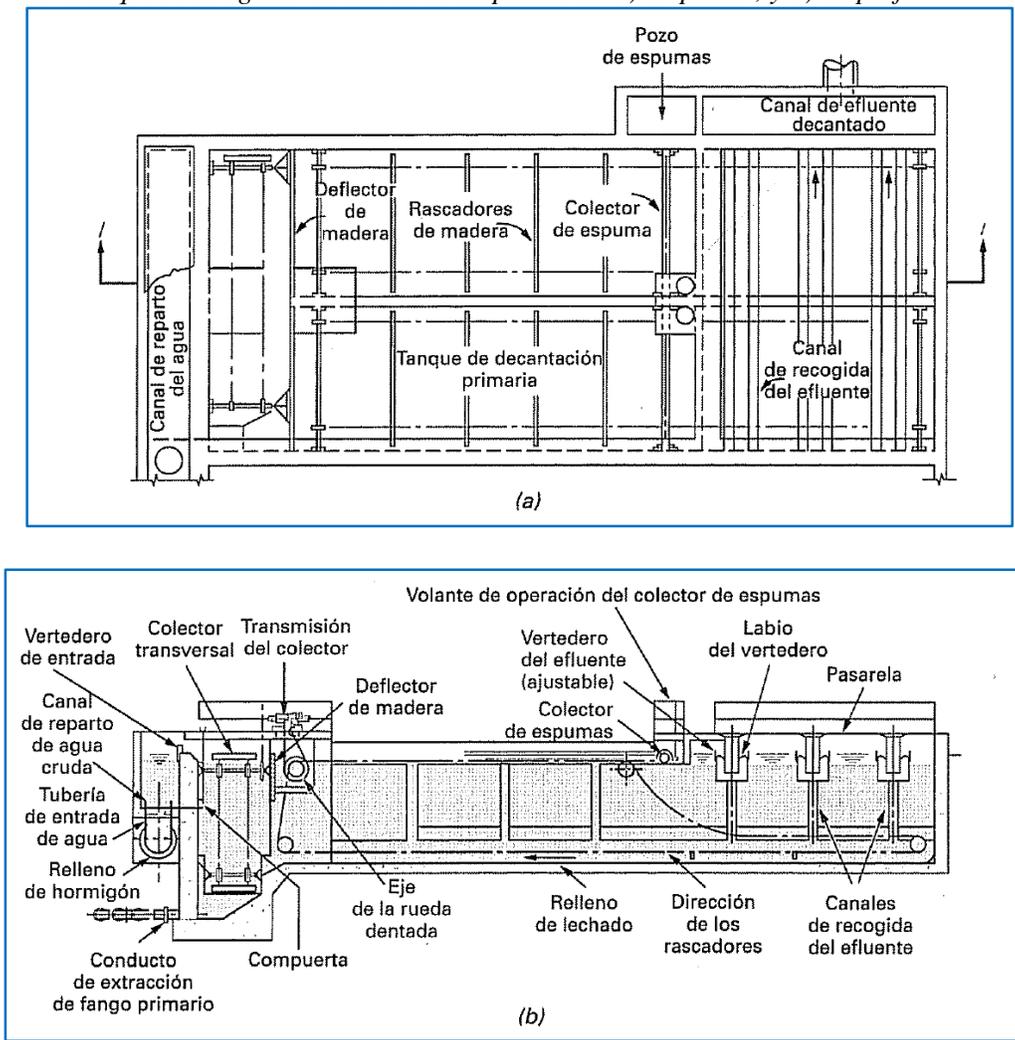
Las relaciones geométricas comunes para las unidades rectangulares son:

Tabla 19. Relaciones geométricas para unidades rectangulares

Longitud : ancho	3:1 o más (como 5:1)
Ancho : profundidad	1:1 a 2.25:1

Fuente: Adaptado de *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas, Lodos Activados y Filtros Rociadores* (Edición 1ª, p. 60), por (IMTA, 2007).

Figura 23. Tanque rectangular de decantación primaria: a) en planta, y b) en perfil



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3ª, p. 545), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill, Inc.

4.3.2. *Sedimentador circular*

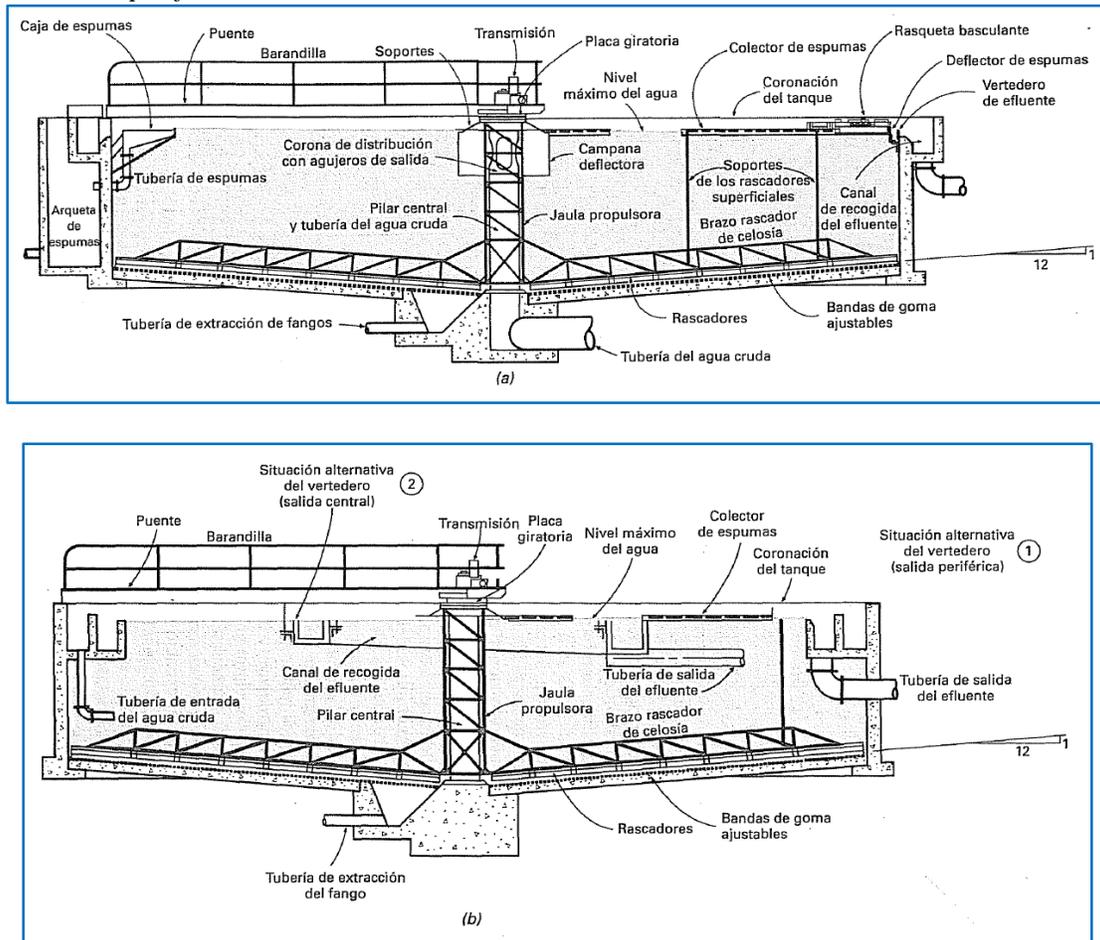
Tanques circulares: El sistema de flujo es radial, es decir el agua residual a decantar se introduce por el centro o bien por la periferia del tanque. Ambas configuraciones de flujo han proporcionado, por lo general, resultados satisfactorios, a pesar de que el sistema más comúnmente empleado es el de introducir el agua por el centro.

- ***El diseño de alimentación central***, el agua residual se transporta hacia el centro del tanque mediante una tubería suspendida del puente o embebida en hormigón por debajo de la solera. En la zona central, el agua residual pasa por una campana circular diseñada para distribuir el flujo uniformemente en todas direcciones. La campana central tiene un diámetro que suele variar entre el 15 y el 20 por 100 del diámetro total del tanque, con una profundidad que varía entre 1 y 2.5 m. El puente rascador gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo. Los puentes también incluyen unos rascadores superficiales para la eliminación de espumas y para la recogida de los fangos.
- ***El diseño de alimentación perimetral***, existe un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descarga el agua residual en dirección tangencial. El agua residual circula en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras el líquido decantado se recoge por medio de unos vertederos colocados a ambos lados de un canal situado en la parte central. La grasa y la espuma quedan retenidas en la superficie del espacio anular.

En los tanques circulares de 3.6 a 9 m de diámetro, el equipo de extracción de fango está soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales. Los tanques de diámetro superior a 10.5 m utilizan un pilar central que soporta el puente rascador y que es accesible por medio de una pasarela. La solera del tanque tiene forma de cono invertido, con una pendiente aproximada de 1/12 (8 %), y el fango se arrastra a un cuenco relativamente pequeño situado junto a la zona central del tanque. Cuando la instalación consta de varias unidades, se acostumbra a disponer los tanques en grupos de dos o cuatro unidades. El caudal se divide entre los diferentes tanques mediante una arqueta de reparto situada entre ellos. El fango se suele extraer mediante bombeo para su descarga a las unidades de evacuación de fangos.

Producción de fango: Se debe conocer o estimar el volumen de fango producido en los tanques de decantación primaria, de modo que el proyecto y dimensionamiento de los tanques, junto con las instalaciones de tratamiento y eliminación del fango, se puedan llevar a cabo correctamente. El volumen de fango producido dependerá de: (1) las características del agua residual cruda, incluidas la edad y concentración de la misma; (2) el tiempo de detención y el grado de tratamiento a llevar a cabo en los tanques; (3) el estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua, y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación de fangos o de la profundidad del tanque, y (4) el lapso de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de fangos (Metcalf & Eddy, 1996, pp. 548-552).

Figura 24. Tanques circulares de decantación primaria: (a) de alimentación central, y (b) de alimentación periférica



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3ª, pp. 548-549), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill, Inc.

Parámetros de diseño para tanques de sedimentación primaria:

Los criterios de diseño de los tanques de sedimentación primaria se presentan en la Tabla de a continuación.

Tabla 20. Criterios de diseño para tanques de sedimentación primaria

Parámetro	Intervalo	Valor típico
Tiempo de retención, en h.	1.5 – 2.5	2.0
Carga superficial, en m ³ /m ² d		
-Gasto medio	32 – 48	
-Gasto máximo extraordinario	80 – 120	100
Carga sobre el vertedor m ³ /m d	125 – 500	250
Dimensiones, en m		
Rectangular		
Profundidad	3 – 5	3.6
Longitud	15 – 90	25 – 40
Ancho	3 – 24	6 – 10
Velocidad de la rastra	0.6 – 1.2 m/min	1.0
Circular		
Profundidad	3 – 5	4.5
Diámetro	3.6 – 60	12 – 45
Pendiente del fondo	60 – 160 mm/m	80
Velocidad de la rastra	0.02 – 0.05 rpm	0.03

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 138), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

En la siguiente Tabla, se presentan valores usuales de la gravedad específica y de la concentración de sólidos removidos en sedimentadores primarios.

Tabla 21. Valores usuales de gravedad específica y concentración de sólidos en lodos provenientes de sedimentadores primarios

Clase de lodo	Gravedad específica	*Concentración de sólidos, %	
		Intervalo	Valor usual
Únicamente lodo primario:			
○ Agua residual de concentración media	1.03	4-12	6
○ Agua residual de alcantarillado combinado	1.05	2-12	6.5
Lodo activado de purga y primario	1.03	2-6	3
Lodo primario y filtro percolador	1.03	4-10	5

* Porcentaje de sólidos secos

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 139), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

4.4. Síntesis de las características principales de los tipos de sedimentadores primarios

Tabla 22. Tipos de sedimentadores primarios

Tipos de sedimentadores primarios		
Rectangulares	Sedimentadores circulares con alimentación central	Sedimentadores circulares con alimentación periférica
<ul style="list-style-type: none"> ● Los lodos (barros o fangos) son arrastrados por rasquetas o barredores a lo largo del tanque. ● Las rasquetas son de tipo rotativo y están sobre una cadena sin fin que hace contacto con el fondo del tanque. ● La velocidad de los barredores son de 0.3 m/min. generalmente. <p>Relaciones geométricas para unidades rectangulares:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Pendiente suave (1 a 2 %) en el fondo hacia la tolva de lodos. ● Relación longitud/ancho varía entre 3:1 y 5:1 o más, con profundidades de agua mayores a 2 m, longitud menor de 90 m, ancho de 3 a 24 m. ● Relación ancho/profundidad de 1:1 a 2.25:1. ● En tanques de sedimentación primaria rectangulares, la tolva de lodos se coloca generalmente en el centro del tanque. La tolva puede tener hasta 3 m de profundidad, con pendientes mayores de 1.7:1 en las paredes laterales y ancho máximo en el fondo de 0.6 m. <p>[1]</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● La alimentación se hace en la parte central y la parte clarificada se obtiene por los rebosadores periféricos. ● El fondo tiene una pendiente mínima de 1:12 (8 %). ● El mecanismo de rasgado es de tipo paletas para evitar que se pegue el lodo (barro o fango) al fondo. 	<ul style="list-style-type: none"> ● La alimentación entra por la periferia y la solución clarificada sale por el canal central. ● Las características son muy similares a los de alimentación central. ● La sección de entrada es crítica para el diseño ya que debe asegurar un flujo uniforme, tanto a lo ancho como a lo profundo. ● La posición de vertederos y deflectores es fundamental para evitar by pass o cortocircuitos.

Fuente: Elaboración propia, 2022.

[1] Adaptado de *Manual de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Capítulo 4. Sedimentadores* (Edición 1ª, pp. 1-7), por (IMTA, 2005).

4.5. Tratamiento secundario

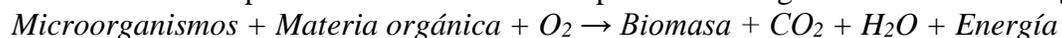
El efluente del tratamiento primario todavía contiene 40 a 50 % de los sólidos suspendidos que tenía el influente a la planta y virtualmente todos los compuestos orgánicos e inorgánicos disueltos. Para cumplir con las normas oficiales mexicanas se requiere reducir significativamente tanto la fracción orgánica suspendida como la disuelta. La remoción de compuestos orgánicos se denomina **tratamiento secundario**; puede hacerse mediante procesos físico-químicos o procesos biológicos (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 145).

4.5.1. ALTERNATIVA 1. Lodos activados + Sedimentador secundario

4.5.1.1. Lodos activados convencionales (Reactor biológico).

Antecedentes históricos: Este fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Arden y Lockett, y su nombre proviene de la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aerobia (Metcalf & Eddy, 1996, p. 436).

Descripción del proceso: Proceso aerobio de tratamiento biológico de cultivo en suspensión. Este sistema de tratamiento biológico se desarrolla en un ambiente rico en oxígeno (aerobio), con microorganismos vivos y materia orgánica. Es similar al proceso biológico natural que se observa en las capas superiores del suelo que contiene gran variedad de microorganismos; la diferencia consiste en que el proceso de lodos activados es un proceso controlado que mantiene a los microorganismos en un ambiente líquido. El mecanismo básico del sistema se representa de una manera simplista con la siguiente reacción biológica:



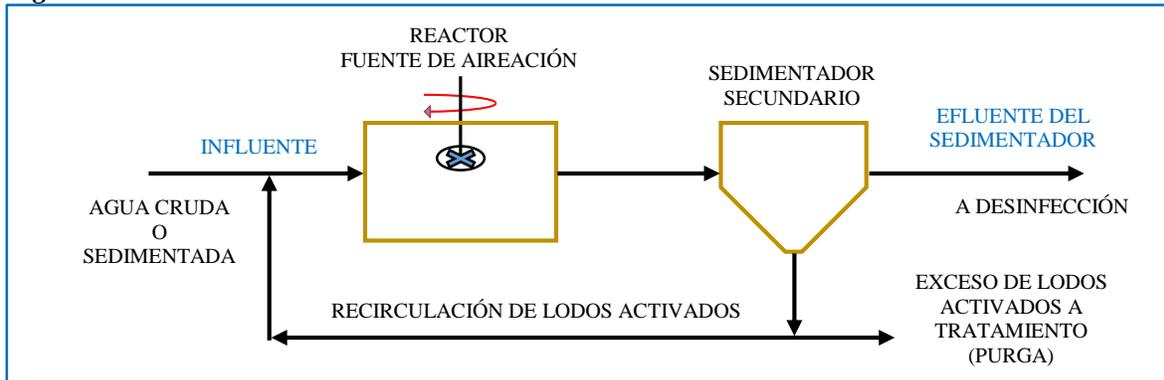
Los primeros microorganismos dirigen una parte de la materia orgánica (COHNS=Representa la materia orgánica del agua residual), absorbiéndola a través de su pared celular, produciendo ciertos productos de desecho, los que se utilizan como alimento por otros microorganismos. Este proceso de degradación acumulativa continúa hasta que la materia orgánica compleja original ha sido degradada y asimilada por la población biológica.

Componentes del sistema de lodos activados: El proceso básico de lodos activados, se integra de varios componentes que se interrelacionan entre sí:

1. Tanque de aireación (uno o varios) diseñado para un mezclado completo o trabajar como flujo pistón.
2. Fuente de aireación que permita transferir el oxígeno y proporcione la mezcla que requiere el sistema. La fuente puede ser un soplador con difusores, aireación mecánica o a través de la inyección o de oxígeno puro.
3. Sedimentador (uno o varios) para separar los sólidos biológicos (lodos activados) del agua tratada.
4. Un mecanismo para recolectar los sólidos biológicos del sedimentador y recircular la mayor parte de ellos al reactor biológico o tanque de aireación, es lo que se conoce como recirculación de lodos activados.
5. Un mecanismo para desechar el exceso de sólidos biológicos del sistema, lo que se conoce como purga de lodos.

En una planta municipal típica, un proceso de lodos activados bien diseñado y operado puede alcanzar efluentes con 20 mg/l de DBO₅ y 20 mg/l de sólidos suspendidos. El proceso tiene capacidad para mayores eficiencias hasta de 10 mg/l de DBO y 15 mg/l de SS. Para alcanzar valores menores a estos últimos, se requiere tratamiento avanzado (IMTA, 2007, pp. 107-108).

Figura 25. Proceso básico de lodos activados



Fuente: Adaptado de *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas, Lodos Activados y Filtros Rociadores* (Edición 1^a, p. 108), por (IMTA, 2007).

Los lodos recirculados y el agua residual proveniente del sedimentador primario, si lo hay, entran en el tanque de aireación, donde son aireados y mezclados a medida que la mezcla líquida (lodos + agua residual) fluye a lo largo del tanque. Los microorganismos estabilizan aerobiamente la materia orgánica en el tanque de aireación y fluye al sedimentador secundario donde el "floc biológico" es separado del agua residual, dejando un efluente claro de bajo contenido orgánico. Una porción de los lodos es recirculada al tanque de aireación como al principio y, el exceso, enviado al sistema de tratamiento y disposición de lodos.

Variantes al proceso de lodos activados: Existen numerosas modificaciones al proceso de lodos activados. Hay varias maneras de tratar el agua residual biológicamente; el proceso de lodos activados es uno de los más comunes y eficientes. Existen también algunas modificaciones al proceso convencional de lodos activados que son usadas a menudo al diseñar estos sistemas. Dentro de las variantes presentadas al proceso de lodos activados, las más utilizadas en México son los sistemas de aireación extendida en las modalidades de mezcla completa y de zanjas de oxidación. **Las variantes del proceso son:** Flujo pistón, Aireación decreciente, Mezcla completa convencional, Aireación extendida, Estabilización-contacto, Sistema de oxígeno puro, Proceso de alta tasa, Zanjas de oxidación, Orbal, Proceso secuencial en lotes, Proceso Ludzack-Ettinger, Proceso Bardenpho®, (CONAGUA, 2019).

Consideraciones en la operación y mantenimiento: La operación efectiva del equipo de aireación mecánica debe minimizar el consumo de energía y maximizar su funcionamiento. La operación y mantenimiento se enfocará al control de la concentración de oxígeno disuelto en el líquido aireado; proporcionar la mezcla mínima requerida en el sistema y proporcionar el servicio e inspección necesaria sin interrumpir la operación.

Generalmente la concentración de oxígeno disuelto se establece entre 1 y 2 mg/l, a temperaturas cercanas a los 20 °C; el consumo de energía para proporcionar 4 mg/l de oxígeno en lugar de 2 mg/l puede aumentar entre un 5 y 40 %. Debido a que el consumo de energía en aireación es uno de los mayores costos de operación de la planta no se debe sobre oxigenar el licor mezclado. Las técnicas de control dependen totalmente del equipo de aireación, y se muestran en la siguiente Tabla (IMTA, 2007, p. 123).

Tabla 23. Técnicas de control de la concentración de oxígeno con aireadores mecánicos

TIPO DE AIREADOR	TÉCNICA			
	SUMERGENCIA	VELOCIDAD	AIRE	ENCENDIDO APAGADO
Superficiales centrífugos de baja velocidad	SI	SI	NO	SI
Superficiales axiales de alta velocidad	NO	NO	NO	SI
Flujo descendente turbina abierta	POSIBLE	POSIBLE	NO	SI
Flujo descendente turbina cerrada	POSIBLE	POSIBLE	NO	SI
Flujo descendente turbina cerrada con aire forzado	NO	NO	SI	SI
Turbina sumergida	NO	NO	SI	NO
Impulsor sumergido	NO	NO	NO	SI
Rotor superficial y disco	SI	SI	NO	SI
Eje horizontal aireación mecánica	NO	NO	SI	SI

Fuente: Adaptado de *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas, Lodos Activados y Filtros Rociadores* (Edición 1ª, p. 124), por (IMTA, 2007).

Parámetros de diseño para los procesos de lodos activados (Fangos activados):

Figura 26. Parámetros de diseño para los procesos de lodos activados

Modificación de proceso	θ_c, d	F/M kg DOB ₅ aplicada/ kg SSVLM · d	Carga volumétrica, kg de DBO ₅ aplicada/ m ³ · d	SSLM, mg/l	V/Q, h	Q ₁ /Q
Convencional	5-15	0,2-0,4	0,32-0,64	1.500-3.000	4-8	0,25-0,75
Mezcla completa	5-15	0,2-0,6	0,80-1,92	2.500-4.000	3-5	0,25-1,0
Alimentación escalonada	5-15	0,2-0,4	0,64-0,96	2.000-3.500	3-5	0,25-0,75
Aireación modificada	0,2-0,5	1,5-5,0	1,20-2,40	200-1.000	1,5-3	0,05-0,25
Contacto y estabilización	5-15	0,2-0,6	0,96-1,20	(1.000-3.000) ^a (4.000-10.000) ^b	(0,5-1,0) ^a (3-6) ^b	0,5-1,50
Aireación prolongada	20-30	0,05-0,15	0,16-0,40	3.000-6.000	18-36	0,5-1,50
Aireación de alta carga	5-10	0,4-1,5	1,60-1,60	4.000-10.000	2-4	1,0-5,0
Proceso Kraus	5-15	0,3-0,8	0,64-1,60	2.000-3.000	4-8	0,5-1,0
Oxígeno puro	3-10	0,25-1,0	1,60-3,20	2.000-5.000	1-3	0,25-0,5
Canal de oxidación	10-30	0,05-0,30	0,08-0,48	3.000-6.000	8-36	0,75-1,50
Reactor de flujo discontinuo secuencial	NA	0,05-0,30	0,08-0,24	1.500-5.000 ^d	12-50	NA
Reactor Deep Shaft	SI	0,5-5,0	SI	SI	0,5-5	SI
Nitrificación de etapa única	8-20	0,10-0,25 (0,02-0,15) ^c	0,08-0,32	2.000-3.500	6-15	0,50-1,50
Nitrificación en etapas separadas	15-100	0,05-0,20 (0,04-0,15) ^c	0,05-0,14	2.000-3.500	3-6	0,50-2,00

^a Unidad de contacto.
^b Unidad de estabilización de sólidos.
^c NKT/SSVLM.
^d Los SSLM varían en función de la fase del ciclo operativo.
 NA = No aplicable.
 SI = Sin información.

Fuente: Tomado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3ª, p. 626), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

El mantenimiento de aireadores mecánicos involucra lo siguiente:

1. Mantenimiento preventivo periódico, tal como engrasado y aceitado de engranes y baleros, revisión de cables eléctricos y mecanismos de fijación, revisión del desgaste de bandas, etc.
2. Registro de datos de uso de energía, sumergencia de aireadores, gasto de aireadores, gasto de aire (si aplica).
3. Registro de datos de tiempos de uso, tiempos de reparación.
4. Análisis de la falla de equipos, interrupciones de la operación, mantenimiento de sopladores y tubería con equipos combinados (IMTA, 2007).

Descripción del proceso convencional de lodos activados, según otros autores:

Proceso convencional de lodos activados: La bacteria y formas de vida asociadas de nivel más altas, tal como los protozoos y rotíferos, son aireados por un período de aproximadamente 6 horas en un tanque que contiene aguas residuales con nutrientes; por ejemplo: Carbón, Nitrógeno y Fósforo. Los sólidos del licor mezclado deben ser separados de las aguas tratadas antes de ser recicladas o descargadas al medio ambiente. Esta separación toma lugar en un clarificador donde el licor mezclado se tiene en reposo por 4 horas. Los sólidos permanecen en el fondo y el líquido clarificado llamado sobrenadante pasa sobre una compuerta a una tubería de descarga (Bañuelos Ruedas, 1994).

En un sistema de lodos activados convencional: La tasa de oxidación es máxima en el extremo de entrada del tanque y en ocasiones es difícil mantener condiciones aerobias con una distribución uniforme de aire. En el diseño de los sistemas de lodos activados deben considerarse muchos factores. Se requiere efectuar una selección de las variaciones del proceso y de los tipos de reactores que son compatibles con las características del agua residual. También es necesario considerar factores externos tales como los costos de construcción, las dificultades y costos de operación y mantenimiento y las limitaciones del espacio (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 171-177).

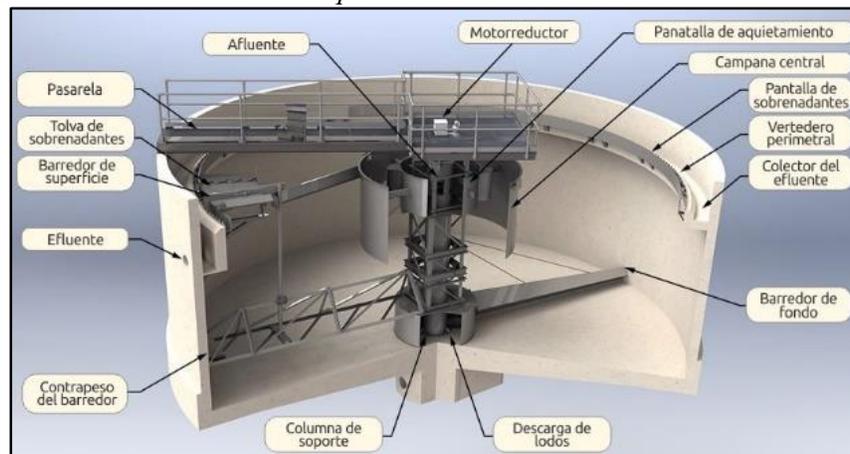
4.5.1.2. Sedimentador secundario.

La función del decantador: En el proceso de fangos activados es separar los sólidos de los fangos activados del líquido mezcla. La separación de los sólidos es el último paso en la producción de un efluente estable, bien clarificado, y con bajo contenido en DBO y sólidos suspendidos y, como tal, representa un punto crítico en la operación de un proceso de tratamiento de fangos activados. Este trabajo evaluará el circular, para la alternativa 1 y 2.

Tipos de tanques: Los tipos de tanques de sedimentación, más empleados son **los circulares** (de alimentación central, y de alimentación periférica), estos utilizan mecanismos rotatorios para transportar y evacuar el fango del fondo del clarificador y **los rectangulares** que utilizan dos tipos de sistemas de extracción: (1) rascadores múltiples, y (2) puentes de traslación. Ambos pueden considerar los criterios de diseño para tanques de sedimentación primaria. Existen **tanques cuadrados**, pero no son tan eficaces en la retención de los sólidos separados, y por esta razón no son tan comunes. **Reparto de caudales:** Los métodos de reparto de caudales a los tanques de sedimentación secundaria incluyen el uso de vertederos, válvulas de control de caudal, reparto por simetría hidráulica, y control mediante compuertas u orificios de alimentación. En un tanque de sedimentación secundaria, existe un flujo constante de sólidos en sentido descendente. Dentro del tanque, el flujo de sólidos descendente se produce por la sedimentación por gravedad y por el transporte de masa debido al caudal extraído del fondo, el cual se bombea y recircula (Metcalf & Eddy, 1996)³.

En el diseño de sistemas de lodos activados es importante considerar la interdependencia del reactor biológico y el sedimentador secundario. Las concentraciones altas de biomasa y los períodos de aireación pequeños pueden producir buenas eficiencias de tratamiento con respecto a la DBO soluble. Sin embargo, los ahorros logrados con el volumen del tanque de aireación se anulan debido al gran tamaño del sedimentador secundario requerido para clarificar el efluente y espesar el lodo. A causa de las limitaciones del espesamiento, el sedimentador secundario comúnmente alcanza los límites superiores de las concentraciones de biomasa en el reactor (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 179).

Figura 27. Sección transversal de un tanque sedimentador secundario



Fuente: Adaptado de (BIOINGEPRO, 2022).

³ Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Volumen 2, Edición 3ª, pp. 660-673), por Metcalf & Eddy, 1996, McGraw-Hill, Inc.

Parámetros de diseño para decantadores secundarios:

En la siguiente Tabla, se facilitan valores típicos, de las cargas de superficie y de las cargas de sólidos empleados en el diseño de sistemas de tratamiento biológico.

Tabla 24. Información típica de diseño para decantadores secundarios

Tipo de tratamiento	Carga de superficie, m^3/m^2		Carga de sólidos, $kg/m^2 \cdot h$		Profundidad, m
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados (excepto en la aireación prolongada)	0.678-1.356	1.695-2.035	3.90-5.85	9.76	3.6-6.0
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	0.678-1.356	1.695-2.035	4.88-6.83	9.76	3.6-6.0
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongada	0.339-0.678	24.42-1.356	0.97-4.88	6.83	3.6-6.0
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	0.678-1.017	1.695-2.035	2.93-4.88	7.81	3.0-4.5
Sedimentación a continuación de biodiscos:					
Efluente secundario	0.678-1.356	1.695-2.035	3.90-5.85	9.76	3.0-4.5
Efluente nitrificado	0.678-1.017	1.356-1.695	2.93-4.88	7.81	3.0-4.5

Fuente: Tomado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3ª, p. 669), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

4.5.2. ALTERNATIVA 2. Filtro percolador + Sedimentador secundario

4.5.2.1. Filtro percolador o rociador.

Antecedentes históricos: En 1893, Joseph Corbett en Salford, Inglaterra, tomando como base los resultados de Lawrence, construyó el primer filtro rociador. El primer filtro rociador en los Estados Unidos fue construido en Madison, Wisconsin en 1901 con carácter experimental y la primera planta municipal que utilizó este procedimiento fue puesta en operación en 1908 en Columbus, Ohio. Hasta 1930 se utilizó el primer distribuidor rotatorio. En 1936, la recirculación fue empleada por primera vez en varias plantas de tratamiento. La primera ecuación de cinética biológica para predecir el funcionamiento de los filtros biológicos fue desarrollada en 1940. En 1950 fueron utilizados por primera vez los medios plásticos. El uso de los filtros biológicos decreció en la década de los sesentas y principio de los setentas (IMTA, 2007, p. 217).

Descripción del proceso: Proceso aerobio de tratamiento biológico de cultivo fijo. El filtro percolador moderno consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual percola el agua residual, fenómeno del que recibe el nombre el proceso. El medio filtrante suele estar formado por piedras (o se emplean escorias), o diferentes materiales plásticos de relleno. En el caso de filtros percoladores con medio filtrante de piedra, el diámetro de las piedras oscila entre 2.5 y 10 cm. La profundidad del lecho varía en cada diseño particular, pero suele situarse entre 0.9 y 2.5 m, con una profundidad media de 1.8 m. Los filtros de piedra suelen ser circulares, y el agua residual se distribuye por la parte superior del filtro mediante un sistema o distribuidor rotatorio. Los filtros percoladores que emplean lechos de material plástico pueden tener diversas formas, habiéndose construido filtros circulares, cuadrados y de otras formas diversas, con profundidades entre 4 y 12 m. Se suelen emplear tres tipos de medios filtrantes plásticos: (1) relleno de flujo vertical; (2) relleno de flujo transversal, y (3) otras distribuciones de rellenos a granel (Metcalf & Eddy, 1996, p. 460).

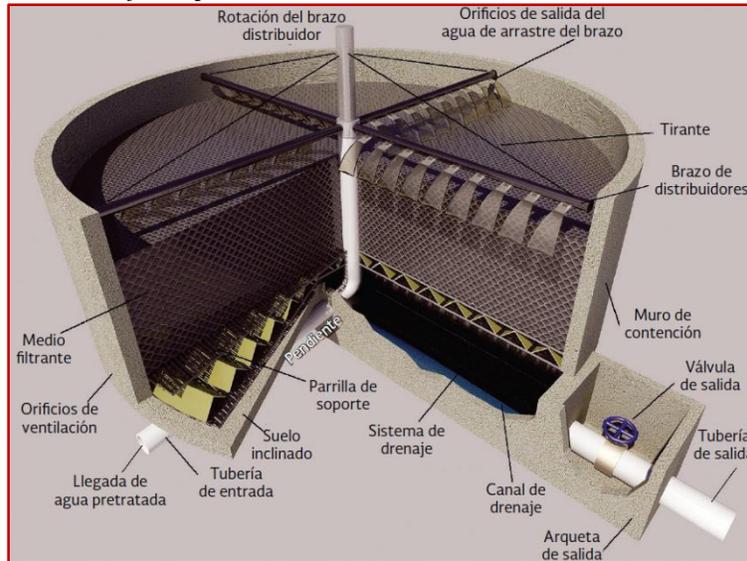
Las características más importantes del medio de soporte son su *área superficial específica* y la *porosidad*; la primera es la medida del espacio en donde puede crecer la biopelícula y la segunda es una medida de los vacíos a través de los cuales puede pasar el agua residual y el aire para la ventilación de los gases producidos. **Los filtros percoladores:** Se clasifican en tres tipos de acuerdo con la tasa de carga hidráulica o carga orgánica, con la que operan: ***baja, intermedia y alta.*** Los primeros tienen carga hidráulica pequeña y no consideran recirculación; en los últimos la carga hidráulica es grande gracias a la recirculación de un porcentaje del efluente. Los filtros colocados en serie incrementan la profundidad efectiva, aumentando así su eficiencia (César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 219-222).

La carga hidráulica: Se define como el gasto aplicado por unidad de superficie. Las unidades usuales en el sistema decimal son (m^3) de agua aplicados por (m^2) de superficie del medio filtrante por día ($m^3/m^2 \times \text{día}$).

La carga orgánica: Se define como el peso de la materia orgánica biodegradable, medida como la DBO a 5 días (DBO_5) y 20 °C, aplicada por unidad de volumen de medio filtrante por día.

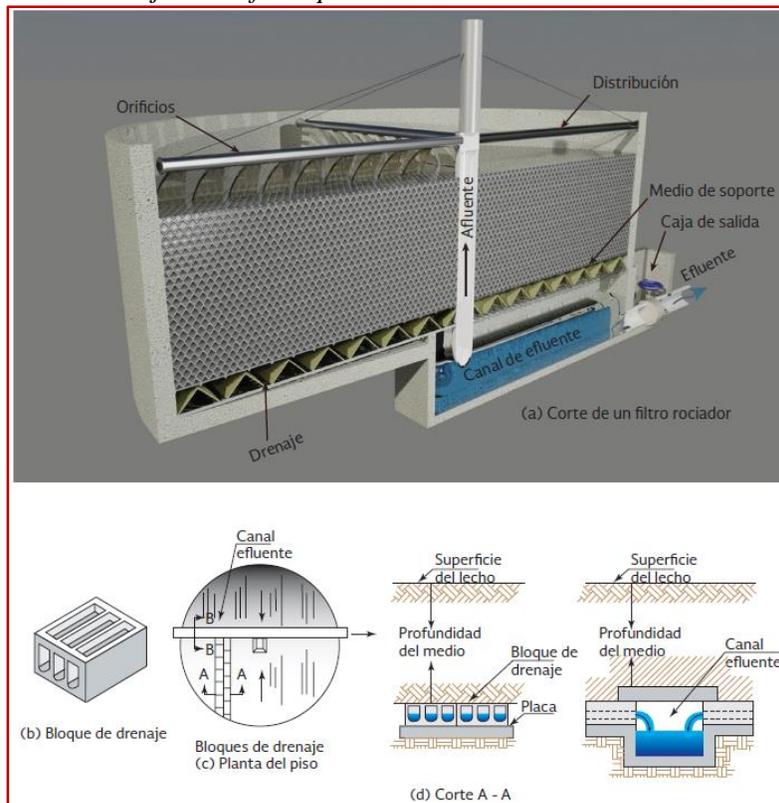
Las unidades usuales en el sistema decimal son kg de DBO₅ aplicados por (m³) por día (kg DBO₅/m³ x día) (IMTA, 2007, p. 218).

Figura 28. Elementos de un filtro percolador o rociador



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Rociadores* (Libro 52, p. 21), por (CONAGUA, 2019).

Figura 29. Sistema de drenaje de un filtro percolador o rociador



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Rociadores* (Libro 52, p. 25), por (CONAGUA, 2019).

Sistema de drenaje: El sistema de drenaje tiene dos objetivos:

- a) Soporte del medio filtrante.
- b) Colecta y transporta el efluente del filtro a las unidades de proceso siguientes.

Los sistemas de drenaje de los filtros de piedra son bloques de barro comprimido o vitrificado o fondos falsos de concreto reforzado. Tanto el piso como el sistema de drenaje tendrán pendiente de 1 a 5 % hacia un canal recolector central o periférico. Los canales recolectores se dimensionan para una velocidad mínima de 0.60 m/s a gasto medio. Los bloques de barro son rectangulares con aberturas con área de 20 a 40 % la superficie del block. Hay dos tipos de bloques, uno para filtros de baja carga y otro para filtros de alta carga (CONAGUA, 2019).

Parámetros de diseño para filtros percoladores o rociadores: El rango de cargas y las características más importantes de esta clasificación se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 25. Información general sobre el diseño de filtros percoladores o rociadores

Característica	Carga				Filtros de desbaste	Filtros de dos etapas
	Baja	Intermedia	Alta	Súper alta		
Medio filtrante	Roca, escoria	Roca, escoria	Roca, escoria	Plástico	Plástico	Roca, escoria
Carga hidráulica [m ³ /(m ² .día)]	1 – 4	4 – 10	10 – 40	40 – 200	160 – 533	10 – 40
Carga orgánica kg DBO/(m ³ .día)	0.08 – 0.32	0.24 – 0.48	0.32 – 10	0.8 – 6.0	2.67 – 10.67	0.32 – 10
Profundidad, m	1.80 – 2.40	1.80 – 2.40	0.90 – 1.80	3 – 12	4.50 – 16	1.80 – 2.40
Relación de recirculación	0	0 – 1	1 – 2	0 – 2	1 – 4	0.5 – 2
Presencia de moscas	Muchas	Varias	Pocas	Pocas o ninguna	Pocas o ninguna	Pocas o ninguna
Desprendimiento del cultivo biológico	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo
Eficiencia de remoción DBO	80 – 90	50 – 70	65 – 85	65 – 85	40 – 65	85 – 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Rociadores* (Libro 52, p. 28), por (CONAGUA, 2019).

Tabla 26. Caudales de dosificación típicos de filtros percoladores

Carga orgánica, kg/m ³ .d	Dosificación, mm/paso
< 0.4	73
0.8	150
1.2	225
1.6	300
2.4	450
3.2	600

Fuente: Tomado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3^a, p. 703), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

Tabla 27. Constantes de tratabilidad típicas para filtros percoladores de torre de 6 m rellenos con medio de plástico [a]

Tipo de agua residual	Constante de tratabilidad, $k, l/m^2 \cdot h^{0.5}$
Domésticas	6.71-10.32
Domésticas y alimentarias	6.20-8.62
Envasado de frutas	2.05-5.16
Envasado de carnes	3.10-5.16
Residuos de papeleras	2.06-4.13
Procesado de patatas	3.61-5.16
Refinerías	2.06-7.23

[a] Los datos son para 20 °C.

Fuente: Tomado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3ª, p. 711), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

4.5.2.2. Sedimentador secundario.

Se tomará en cuenta las mismas características y condiciones que la alternativa uno. En el sedimentador secundario se retienen los sólidos productos de los procesos metabólicos, y se estabilizan los residuos de la masa biológica que no se eliminaron. En el sedimentador secundario el agua circulará de manera similar que en el sedimentador primario: la alimentación del flujo al tanque será central y se distribuirá radialmente; el agua clarificada pasará por el vertedor perimetral al canal colector, del que finalmente sale el agua tratada hacia el emisor final, y con posterioridad a la estructura de descarga final. Con la separación de los sólidos suspendidos del agua residual tratada en el filtro percolador, se obtiene del sedimentador secundario un efluente clarificado con una disminución de olor y color desagradables y con un contenido mínimo de contaminantes y organismos patógenos. Otra función del sedimentador secundario es la de espesar el lodo generado por la sedimentación y así facilitar el manejo y transporte del lodo residual (Rodríguez Rincón, 2002, p. 25).

4.5.3. ALTERNATIVA 3. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB) + Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

4.5.3.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB).

Antecedentes históricos: Fue desarrollado en la década de los setentas por el Dr. Gatzke Lettinga y su grupo de la Universidad de Wageningen en Holanda. Es el sistema anaerobio de alta tasa más utilizado para el tratamiento de agua residual. Todas las plantas de tratamiento de agua residual municipal con un RAFA a escala real operan en condiciones tropicales o subtropicales, mientras que las que tratan agua residual industrial (con mayor carga) también operan en climas de moderados a fríos (CONAGUA, 2019).

El proceso anaerobio: Es un proceso usado en el tratamiento biológico de aguas residuales, así como para el tratamiento de lodos y residuos agrícolas, los compuestos orgánicos presentes en la materia a tratar son convertidos a metano, bióxido de carbono y masa microbiana principalmente. El proceso involucra un complicado sistema de reacciones bioquímicas. En este proceso se debe controlar la temperatura del agua o de los lodos en el interior del reactor, así como su volumen. Los procesos anaerobios tienen bajos requerimientos energéticos y generan biogás. Se han aplicado en el manejo de residuos orgánicos rurales (animales y agrícolas), lodos residuales de plantas de tratamiento y en el tratamiento de aguas residuales, tanto industriales como domésticas. La optimización de los procesos anaerobios y la del diseño de digestores anaerobios ha estado encaminada hacia el sentido de controlar la biomasa activa en el reactor y desacoplar el tiempo de retención celular (TRC), del tiempo de residencia hidráulica (TRH); ya que la capacidad de tratamiento de los reactores biológicos está dada por la cantidad de biomasa activa del sistema y por el eficiente contacto que se establezca entre la biomasa y el agua residual (CONAGUA, 2019).

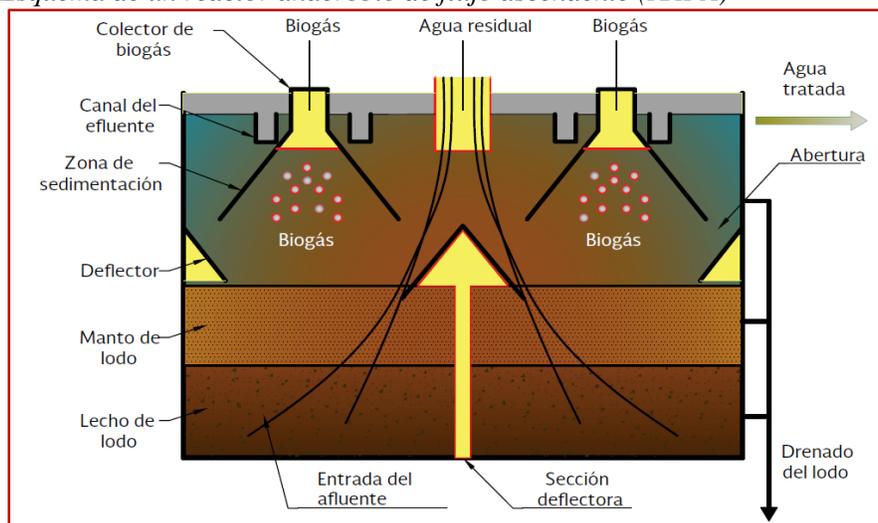
Descripción del proceso: Proceso anaerobio de tratamiento biológico de cultivo en suspensión. Un reactor anaerobio de flujo ascendente es un reactor biológico anaerobio con una sección de sedimentación. La operación de un RAFA como un dispositivo de sedimentación es igualmente importante que, como un reactor biológico, especialmente en el tratamiento de agua residual doméstica. En un RAFA, la alimentación del agua residual se lleva a cabo en la parte superior del reactor (tanque) en donde se encuentran una serie de orificios por donde el afluente entra y desciende hacia el fondo del tanque por un sistema de tuberías. El afluente asciende entrando en contacto con un manto de lodos (Microorganismos anaerobios), que llevan a cabo la degradación de compuestos complejos mediante una serie de etapas (*hidrólisis, acidogénesis y metanogénesis*). El biogás (principalmente CH_4 y CO_2), el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, en donde entran en contacto con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección que se encuentra en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior (CONAGUA, 2019).

La geometría de un RAFA: Corresponde a un tanque circular o rectangular que puede estar completamente tapado y por lo que en este caso sólo se podrán observar los tubos de recolección de biogás. En otros casos se podrá observar en la zona superior del reactor, el sedimentador, los vertedores y el sistema de recolección de gas. El recolector de biogás puede encontrarse, ya sea entre dos unidades de sedimentación o sobre el borde del sedimentador.

Material de construcción: El reactor puede estar construido en concreto armado con el uso de un revestimiento anticorrosivo (Caucho clorado o Epoxi bituminoso). La forma rectangular presenta facilidades para la distribución del afluente en el fondo del reactor y la modulación del sistema. Pueden ser necesarias varias unidades de sedimentación, dependiendo del tamaño del reactor, debido a que su altura es limitada.

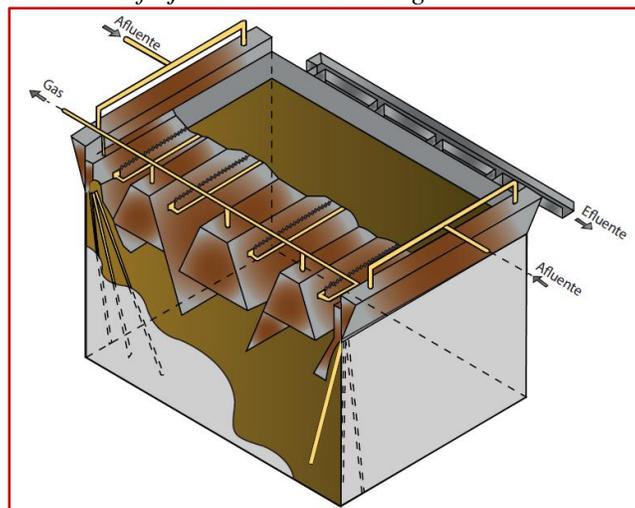
La puesta en marcha del reactor: Es un factor importante para su buen funcionamiento. Se puede decir que el arranque comienza con la inoculación y finaliza cuando existe suficiente actividad, alta velocidad de sedimentación y sedimento biológico. La inoculación del reactor es importante en el arranque, cuando no existe lodo granular disponible, la mejor alternativa es lodo activo de un digester municipal (CONAGUA, 2019).

Figura 30. Esquema de un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Procesos Anaerobios* (Libro 49, p. 10), (CONAGUA, 2019).

Figura 31. Reactor anaerobio de flujo ascendente rectangular



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Procesos Anaerobios* (Libro 49, p. 12), (CONAGUA, 2019).

Criterios de diseño:

Tabla 28. Tiempo de residencia hidráulica recomendados para un RAFA de una altura de 4 metros para el tratamiento de aguas residuales domésticas

Temperatura del agua residual (°C)	Tiempo de residencia hidráulica	
	Promedio diario	Mínimo (durante 4-6 h)
16 – 19	10 – 14	7 – 9
22 – 26	7 – 9	5 – 7
> 26	6 – 8	4 – 5

Fuente: Adaptado de *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse* (Volumen 1, Edición 4ª, p. 1009), por (Metcalf & Eddy I., 2003).

Tabla 29. Velocidades de flujo ascendente recomendados para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente que tratan aguas residuales domésticas

Gasto del afluente	Velocidad de flujo ascendente (m/h)
Flujo promedio	0.5 – 0.7
Flujo máximo	< 0.9 – 1.1
Flujos picos temporales (*)	< 1.5

(*) Flujos picos de 2 a 4 horas

Fuente: Adaptado de *Anaerobic Reactors. Biological Wastewater Treatment Series* (Volumen 4, Edición 1ª, p. 91), por (De Lemos Chernicharo, 2007).

Tabla 30. Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo en un RAFA

Tipo de lodo	Carga orgánica aplicada (kg de DQO/m ³ .d)	Área de influencia de cada distribuidor (m ²)
Lodo denso y floculento (concentración > 40 kg SST/m ³)	< 1.0	0.5 – 1
	1 – 2	1 – 2
	> 2	2 – 3
Lodo medio floculento (concentración 20 a 40 kg SST/m ³)	< 1 – 2	1 – 2
	> 3	2 – 5
Lodo granular	1 – 2	0.5 – 1
	2 – 4	0.5 – 2
	> 4	> 2

Fuente: Adaptado de *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse* (Volumen 1, Edición 4ª, p. 1011), por (Metcalf & Eddy I., 2003).

Tabla 31. Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica

Criterio/Parámetro	Rango de valores, como una función de flujo		
	Q _{prom}	Q _{máx}	Q _{pico} (*)
Carga hidráulica volumétrica [m ³ /(m ³ .d)]	< 4	< 6	< 7
Tiempo de residencia hidráulica** (horas)	6 – 9	4 – 6	> 3.5 – 4
Velocidad de flujo ascendente (m/h)	0.5 – 0.7	< 0.9 – 1.1	< 1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación (m/h)	< 2 – 2.3	< 4 – 4.2	< 5.5 – 6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador (m/h)	0.6 – 0.8	< 1.2	< 1.6
Tiempo de residencia hidráulica en el sedimentador (horas)	1.5 – 2	> 1	> 0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 4 horas, (**) Temperatura del agua residual de 20 a 26 °C.

Fuente: Adaptado de *Anaerobic Reactors. Biological Wastewater Treatment Series* (Volumen 4, Edición 1ª, p. 107), por (De Lemos Chernicharo, 2007).

Tabla 32. Criterios de diseño para reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA) que tratan agua residual doméstica

Criterio	Parámetros	Intervalos de valores
Altura	Reactor	3 – 6 m
	Compartimento del sedimentador	1.5 – 2 m
	Compartimento del digestor	2.5 – 3.5 m
Remoción de DQO esperada	Remoción esperada para agua residual diluida	60 – 70 %
	Remoción esperada para agua residual concentrada	80 – 90 %
Distribución del afluente	Diámetro del tubo de distribución del afluente (mm)	75 – 100
	Diámetro de la desembocadura del tubo de distribución (mm)	40 – 50
	Distancia entre la parte superior del tubo de distribución y el nivel del agua en el sedimentador (m)	0.2 – 0.3
	Distancia entre la desembocadura y la parte inferior del reactor (m)	0.1 – 0.15
	Área de influencia de cada tubo de distribución (m ²)	2 – 3
Colector de biogás	Tasa de liberación mínima de biogás (m ³ /m ² *h)	1
	Tasa de liberación máxima de biogás (m ³ /m ² *h)	3 – 5
	Concentración de metano en el biogás (%)	70 – 80
Compartimento de sedimentación	La superposición de los deflectores de gas en relación con la abertura para el compartimento de la sedimentación (m)	0.1 – 0.15
	Pendiente mínima de las paredes del sedimentador (°)	45
	Pendiente óptima de las paredes del sedimentador (°)	50 – 60
	Profundidad del compartimento del sedimentador (m)	1.5 – 2
Colector del efluente	Inmersión del deflector de nata en el perforado de tubos de recolección (m)	0.2 – 0.3
	Número de vertedores triangulares (unidades/m ² del reactor)	1 – 2
Producción y muestreo del lodo	Rendimiento de la producción de sólidos (kgSST/kgDQOaplicada) = [Y]	0.1 – 0.2
	Rendimiento de la producción de sólidos, en términos de DQO (kgDQOlodo/kgDQOaplicada) = [Yobs]	0.11 – 0.23
	Concentración de sólidos esperado en el exceso de lodo (%) = [C]	2 – 5
	Densidad del lodo (kg/m ³) = [γ]	1,020 – 1,040
	Diámetro de las tuberías de descarga del lodo (mm)	100 – 150
	Diámetro de las tuberías de muestreo del lodo (mm)	25 – 50

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 28, p. 35), por (CONAGUA, 2019).

Dimensionamiento del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB):

Habiendo calculado y conociendo los valores de los gastos de diseño (gasto afluente promedio, y gasto afluente máximo horario, en l/s y en m³/día), procedemos a realizar los cálculos del dimensionamiento para el diseño del reactor, teniendo como variación la concentración del agua residual a tratar y la temperatura de operación (CONAGUA, 2019).

4.5.3.2. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA).

Introducción al diseño de filtros anaerobios de flujo ascendente: El filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) es un sistema de tratamiento de aguas residuales con biopelícula fija para la remoción de materia orgánica en condiciones anaerobias. Su utilización en México es incipiente; sin embargo, en otros países de climas templados han demostrado su eficiencia, principalmente cuando se combina con otros procesos de tratamiento biológico. La filtración de las aguas residuales tiene su origen en Salford, Inglaterra en 1893 (Stanley, 1938), donde se emplearon filtros de escurrimiento por gravedad para depurar las aguas residuales. El filtro de escurrimiento se generalizó hasta llegar a ser un método normal de tratamiento biológico cuyos principios de aplicación se utilizan en el diseño y operación de los filtros rociadores. Fue hasta el año de 1940 (Babbitt y Baumann, 1977), cuando se empezó a experimentar con filtros anaerobios. La población microbiana más conveniente en un filtro son las bacterias nitrificantes que viven en los espacios intersticiales de las partículas del lecho y que se alimentan del agua residual; cualquier factor que afecte el desarrollo de esas bacterias reduce el desempeño del filtro. Estas bacterias, que forman la biopelícula que se adhiere al medio filtrante tanto en filtros aerobios como anaerobios, degradan la materia orgánica (CONAGUA, 2019).

Definición del proceso: Proceso anaerobio de tratamiento biológico de cultivo fijo.

Generalmente no se recircula el efluente, excepto cuando se tratan aguas residuales con concentraciones altas. Aunque los filtros anaerobios pueden ser usados como la principal unidad de tratamiento, suelen utilizarse como una unidad de postratamiento (pulimento).

Los filtros anaerobios a escala real han sido adecuados para el tratamiento de varios tipos de aguas residuales industriales, sin embargo, para aguas residuales municipales (aguas residuales domésticas), el sistema no es muy utilizado. Cuando se utilizan filtros anaerobios para el tratamiento de agua residual municipal frecuentemente se utilizan tanques sépticos como pretratamiento con la finalidad de reducir la obstrucción en el lecho filtrante.

El filtro anaerobio de flujo ascendente, es un reactor de cama empacada, el flujo del agua residual asciende a través de los espacios intersticiales entre el empaque y el crecimiento de biomasa. El proceso opera en forma inundada. El material de empaque puede ser: piedras, plásticos corrugados transversales al flujo o módulos tubulares, y anillos pall de plástico. En la operación se han utilizado velocidades bajas en el flujo ascendente para prevenir el lavado de la biomasa. Con el tiempo de operación, los sólidos y la biomasa acumulada en el empaque puede causar taponamiento y corto circuito. En este punto, los sólidos deberán ser removidos por lavado y drenado del empackado (CONAGUA, 2019).

Los filtros anaerobios se componen de tres partes o zonas funcionales: Zona de entrada, zona empacada y zona de salida. En la zona empacada se encuentra el medio filtrante, el cual ejerce influencia sobre la eficiencia, ya que el medio actúa como separador líquido-gas, también ayuda a proveer un flujo uniforme del agua residual reduciendo las posibilidades de pasos directos a través del reactor, propiciando un mayor contacto del residuo con la biomasa, además el medio retiene la biomasa adherida o en suspensión, generando altos tiempos de retención celular, indispensables para el mejor funcionamiento del sistema. La zona de salida además de recibir y permitir la salida del efluente del filtro, tiene la función de distribución adecuada del caudal de salida. La configuración de la zona de salida afecta también la distribución a través del medio, lo que puede ocasionar cortos circuitos que afectarían la eficiencia del proceso (CONAGUA, 2019).

Geometría de la estructura: Los filtros anaerobios de lecho empacado de flujo ascendente a gran escala presentan la forma de tanques cilíndricos o rectangulares, con diámetros que van de 2 a 8 metros y una altura de 3 a 13 metros. El material de empaque puede estar en su entera profundidad o, por un diseño híbrido, sólo el 50 a 70 por ciento de la altura útil del reactor (CONAGUA, 2019).

Los materiales de empaque más comunes son: El plástico corrugado transversal al flujo, los módulos tubulares (similares a los que se describen para procesos empacados aerobios), y los anillos plásticos, también se puede utilizar un medio de empaque inerte. El área superficial específica del promedio del empaque es de $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$; de acuerdo con los resultados de investigación, no se observan mejoras en el rendimiento a densidades de empaque más altas (CONAGUA, 2019).

Para el tratamiento de aguas residuales domésticas, se utilizan empaques tubulares, operados a una temperatura de $37 \text{ }^\circ\text{C}$ y COV de $0.2\text{-}0.7 \text{ kg}/\text{m}^3\cdot\text{d}$, con TRH de entre 25 y 37 días, sin recirculación y con una remoción de 90 a 96 por ciento de DQO (Metcalf & Eddy I. , 2003).

Las ventajas de un filtro anaerobio de flujo ascendente son: Poder tratar altas cargas de DQO, volúmenes relativamente pequeños del reactor y una operación simple. Pueden producir energía por medio del biogás, el cual puede emplearse para calentar el reactor.

Las principales limitaciones son: El costo del material de empaque, problemas operacionales y mantenimiento asociado con la posible acumulación de sólidos. El proceso es más adecuado para aguas residuales con bajas concentraciones de sólidos suspendidos.

Biogás: Es una mezcla constituida por metano (CH_4) en una proporción que oscila entre un 50 % y un 70 % en volumen, y dióxido de carbono (CO_2) más pequeñas proporciones de otros gases como hidrógeno (H_2), nitrógeno (N_2), oxígeno (O_2) y ácido sulfhídrico/sulfuro de hidrógeno (H_2S) y vapor de agua (H_2O), que se genera por el proceso biológico de biodigestión anaerobia (CONAGUA, 2019).

En el FAFa, la biomasa se encuentra de tres maneras diferentes:

1. Una fina película adherida a la superficie del medio filtrante.
2. Una biomasa dispersa que es retenida en los vacíos del medio filtrante.
3. Flóculos grandes retenidos en el fondo, debajo del medio filtrante.

La importancia de la biomasa consiste en que los compuestos orgánicos contenidos en el agua residual se convierten en más biomasa, metano y dióxido de carbono (CONAGUA, 2019).

Arranque y estabilización: Usualmente el arranque de filtros anaerobios para el tratamiento de agua residual doméstica no ha recibido mucha atención, posiblemente debido a los siguientes aspectos:

- Los filtros anaerobios han sido aplicados principalmente al tratamiento de agua residual de pequeñas poblaciones (menores a 500 habitantes).
- Estos reactores provistos con un medio de empaque, aseguran un largo tiempo de retención de sólidos y biomasa en el sistema, lo que favorece su arranque.

Sin embargo, los FAFAs pueden ser arrancados de forma similar a los RAFAs, es decir:

- Sin inóculo.
- Con inóculo no aclimatado al tipo de agua residual a tratar y
- Con inóculo adaptado al tipo de agua residual a tratar (CONAGUA, 2019).

Criterios de diseño:

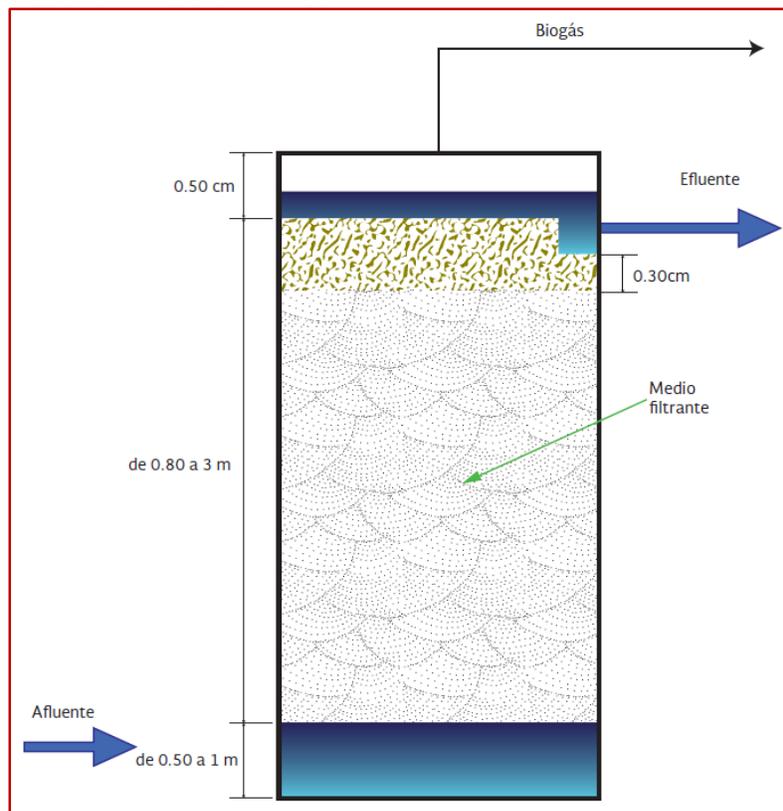
• **Altura del medio de empaque:** Para filtros empacados con piedra para pulir efluentes de tanques sépticos y de RAFA, la altura del empaque recomendado por De Lemos Chernicharo (2007), debería estar entre 0.8 y 3 metros. Para reactores con menor riesgo de obstrucción del empaque se ha utilizado el límite superior (3 m), ya que dependen mayormente de la dirección del flujo, y no tanto del tipo de material de empaque ni de la concentración del afluente. El valor más usado es aproximadamente 1.5 metros.

En la siguiente Figura, se presenta el corte esquemático de un FAFA en donde se muestra: Las dimensiones del bordo libre (0.50 m), su medio filtrante o medio de empaque (intervalo de 0.80 a 3 m) y su bajo dren (de 0.5 a 1 m). Actualmente, se dispone de una gran cantidad de materiales para utilizarlos como medio de empaque. Incluso se pueden utilizar materiales orgánicos como: Trozos de bambú, pedacería de madera, etcétera. Sin embargo, por durabilidad, se considera más recomendable utilizar un medio de empaque inerte, como roca basáltica, trozos de PVC o de polietileno de alta densidad.

• **Dispositivos de entrada:** Para distribuir el agua de una manera uniforme en todo el medio filtrante, se acostumbra distribuir el caudal mediante un emparrillado formado por tuberías perforadas.

• **Salida del efluente tratado:** En los FAFA conviene ubicar la estructura de salida a una distancia mínima de 30 cm del medio empacado, de tal manera que se garantice un trabajo uniforme en todo el material empacado (CONAGUA, 2019).

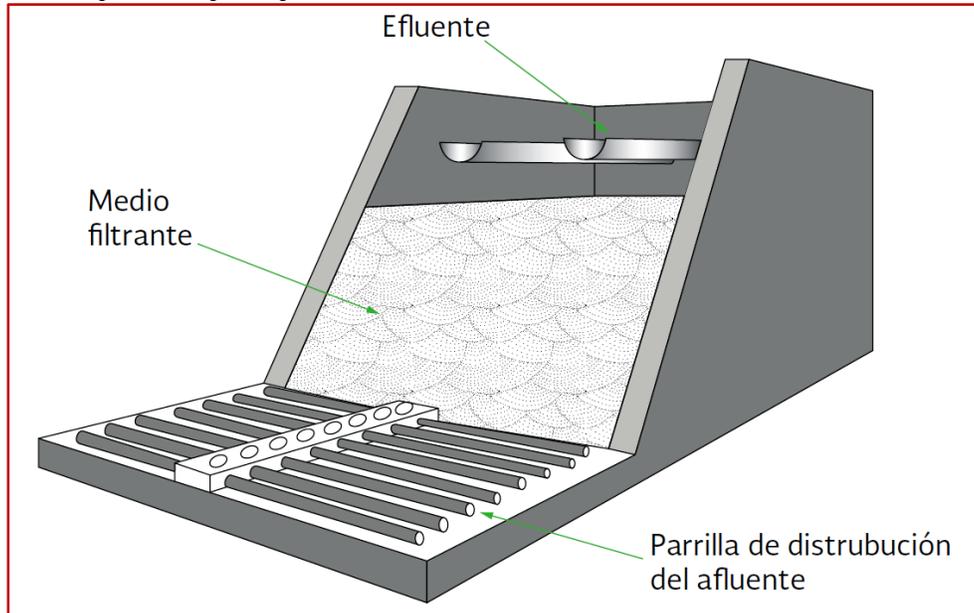
Figura 32. Criterios de dimensionamiento en un FAFA



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 29, p. 16), por (CONAGUA, 2019).

En la siguiente Figura, se presenta un filtro anaerobio de flujo ascendente donde se muestra: a) La entrada del afluente por medio de un emparrillado, b) El medio filtrante y c) Las canaletas de salida del agua tratada.

Figura 33. Componentes principales de un FAFA



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 29, p. 17), por (CONAGUA, 2019).

Tabla 33. Criterios de diseño para filtros anaerobios aplicables para el post tratamiento de efluentes de reactores anaerobios

Parámetro de diseño	Rango de valores como una función del gasto		
	Q promedio	Q máximo diario	Q máximo horario
Medio de empaque	Piedra	Piedra	Piedra
Altura del medio filtrante (m)	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0
Tiempo de residencia hidráulica (horas)	5 a 10	4 a 8	3 a 6
Carga hidráulica superficial ($m^3/m^2.d$)	6 a 10	8 a 12	10 a 15
Carga orgánica volumétrica (kg BDO/ $m^3.d$)	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50
Carga orgánica en el medio filtrante (kg BDO/ $m^3.d$)	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75

Fuente 1: Adaptado de *Anaerobic Reactors. Biological Wastewater Treatment Series* (Volumen 4, Edición 1ª, p. 80), por (De Lemos Chernicharo, 2007).

Fuente 2: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 29, p. 18), por (CONAGUA, 2019).

Dimensionamiento del filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA): En el dimensionamiento de un FAFA se distinguen los siguientes casos:

1. Diseñar el FAFA como unidad única para la oxidación de la materia orgánica.
2. Diseñar el FAFA como un postratamiento del efluente de un reactor anaerobio, en función de las variaciones del gasto. Se empleó este caso para el diseño del FAFA (CONAGUA, 2019).

4.6. Tratamiento terciario

Este tratamiento se evaluará para las tres alternativas propuestas.

Desinfección: El objetivo primordial de los procesos de desinfección, como parte del tratamiento de aguas residuales es la desactivación o destrucción de los microorganismos patógenos que puedan encontrarse en el agua residual municipal. A diferencia de la esterilización, proceso que conduce a la destrucción total de los organismos, no todos los organismos se destruyen durante el proceso.

En el tratamiento de aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amibianos. Es de suma importancia que las aguas residuales sean tratadas adecuadamente antes de realizarse las actividades de desinfección para que la acción de cualquier desinfectante sea eficaz (CONAGUA, 2019).

Métodos de desinfección: Los métodos más empleados para llevar a cabo la desinfección son: (1) agentes químicos; (2) agentes físicos; (3) medios mecánicos, y (4) radiación.

1) Agentes químicos. Los agentes químicos utilizados para la desinfección incluyen: (1) el cloro y sus compuestos; (2) el bromo; (3) el yodo; (4) el ozono; (5) el fenol y los compuestos fenólicos; (6) los alcoholes; (7) los metales pesados y compuestos afines; (8) los colorantes; (9) los jabones; (10) los compuestos amoniacales cuaternarios; (11) el agua oxigenada, y (12) ácidos y álcalis diversos.

Los desinfectantes más corrientes son los productos químicos oxidantes, de los cuales el cloro es el más universalmente empleado, aunque también se ha utilizado, para la desinfección del agua residual, el bromo y el yodo. El ozono es un desinfectante muy eficaz cuyo uso va en aumento, a pesar de que no deja una concentración residual que permita valorar su presencia después del tratamiento.

2) Agentes físicos. Los desinfectantes físicos que se pueden emplear son la luz solar (especialmente la radiación ultravioleta) y el calor.

3) Medios mecánicos. Las bacterias también se pueden eliminar, durante el tratamiento del agua residual, empleando medios mecánicos.

4) Radiación. Los principales tipos de radiación son la radiación electromagnética, la acústica y la radiación de partículas. Los rayos gamma se emiten a partir de elementos radioisótopos, como el cobalto 60. Dado su poder de penetración, los rayos gamma se han utilizado tanto para la desinfección (esterilización) del agua potable como del agua residual.

Química del cloro: Los compuestos de cloro más comúnmente empleados en las plantas de tratamiento de aguas residuales son el cloro gas (Cl_2), el hipoclorito sódico (NaOCl), el hipoclorito de calcio [$\text{Ca}(\text{OCl})_2$], y el dióxido de cloro (ClO_2). Los hipocloritos sódico y cálcico se suelen emplear en las plantas pequeñas, especialmente en las prefabricadas, en las que la simplicidad y seguridad son criterios de mayor peso que el coste. El hipoclorito de sodio también se emplea en las plantas de gran tamaño, principalmente por cuestiones de seguridad relacionadas con las condiciones locales. El dióxido de cloro también se emplea en las instalaciones de tratamiento, debido a que tiene algunas propiedades poco frecuentes (no reacciona con el amoníaco) (Metcalf & Eddy, 1996, pp. 369-378).

Para nuestro caso emplearemos un agente químico: El cloro y sus compuestos.

4.6.1. *Tanque de contacto de cloro*

Cloración: La cloración es el proceso de desinfección de aguas residuales más comúnmente usado. El proceso incluye la adición de cloro o hipoclorito al agua residual. Cuando se usa cloro, este se combina con agua para formar ácido hipocloroso (HClO) y ácido clorhídrico (HCl). El ácido hipocloroso es el desinfectante primario en el agua. En aguas residuales, los desinfectantes primarios son las especies de monocloroaminas. Por lo tanto, la tendencia del ácido hipocloroso para disociarse a ácido hipoclorito debe evitarse manteniendo un pH menor de 7.5. La demanda de cloro se determina mediante la diferencia entre el cloro suministrado y la concentración del cloro residual, medido después de un tiempo de la aplicación del cloro, usualmente de 15 a 30 minutos. El tanque de contacto de cloro cuenta con baffles para tener buen mezclado y evitar los atajos del flujo. La cloración usada en desinfección tiene el objetivo de prevenir la proliferación de enfermedades, el control de crecimientos de algas y producción de olores (CONAGUA, 2019).

Consideraciones y criterios de diseño:

Generalmente se requiere un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para flujos pico. Los tanques de contacto se deben diseñar con baffles para evitar atajos del flujo. Se requiere una concentración de, por lo menos, 0.15 mg/l de cloro residual (CONAGUA, 2019).

Control de la dosificación. El control de la dosificación se puede llevar a cabo de diversas maneras. El método más simple es el control manual; el operador cambia el caudal de dosificación en función de las condiciones de funcionamiento. La dosis necesaria se suele determinar midiendo el cloro residual tras un tiempo de contacto de 15 minutos, ajustando la dosis de modo que se obtenga una concentración de cloro residual de 0.5 mg/l. Un segundo método consiste en efectuar la dosificación proporcional al caudal, estableciendo una correspondencia entre el caudal de cloro y el caudal de agua residual medido en un caudalímetro magnético, un aforador Parshall, o en un tubo de flujo. Un tercer método consiste en el control la dosificación de cloro mediante una medición automática del cloro residual. Para ello es necesario disponer de un analizador automático con un transmisor y registrador de señales.

Mezclado y contacto del cloro. Los principales factores que intervienen en la consecución de una efectiva eliminación de bacterias son el mezclado efectivo de la solución de cloro con el agua residual, el tiempo de contacto, y el cloro residual. El tiempo de contacto suele venir especificado por los organismos de control, y puede variar entre 15 y 45 minutos, siendo habitual un tiempo de contacto de 15 minutos a caudal punta. La importancia del tiempo de contacto del cloro radica en que, para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los patógenos aumenta cuanto mayor sea el tiempo de contacto.

Inyección y mezclado inicial. El diseño de cualquier sistema de cloración por contacto debe incluir la inyección y el mezclado del cloro. La adición de la disolución de cloro se suele llevar a cabo mediante un difusor, que puede consistir en una conducción de plástico con agujeros perforados a través de los cuales se puede distribuir el cloro uniformemente a la corriente de agua residual, o alimentando directamente el cloro a los hélices o paletas de un sistema de mezclado rápido para conseguir una difusión instantánea y completa.

La práctica actual tiende al uso de sistemas de mezclado mecánico para conseguir un mezclado rápido y completo.

El diseño ideal debería permitir tiempos de mezcla del orden de un segundo o inferiores con un mezclador capaz de proporcionar gradientes de velocidad (G) entre 1,500 y 3,000 s⁻¹. Como alternativas a la inyección y mezclado de la solución de cloro, se pueden emplear, con el cloro gas, mezcladores de chorro o de aspiración.

Proyecto de tanques de cloración. Dada la importancia del tiempo de contacto, es necesario prestar especial atención al diseño del tanque de cloración, de modo que al menos entre el 80 y el 90 por 100 del agua residual permanezca dentro del tanque durante el tiempo de contacto especificado. La mejor manera de alcanzar este objetivo es emplear un tanque de laberinto del tipo de flujo en pistón o bien una serie de tanques interconectados o con diferentes compartimentos. Los tanques de cloración de flujo en pistón construidos a modo de laberinto para el ahorro de superficie precisan un especial cuidado en su diseño. Ello es debido al desarrollo de zonas muertas que reducirán los tiempos de detención hidráulica. Las relaciones longitud-anchura (L/W) superiores a 10:1, y especialmente del orden de 40:1, minimizan los cortocircuitos. La creación de cortocircuitos también se puede minimizar reduciendo la velocidad del agua residual que entra en los tanques de cloración. Para el control de la velocidad de entrada del agua se pueden emplear deflectores como los usados en los tanques de sedimentación rectangulares. La colocación de deflectores longitudinales puede reducir los cortocircuitos y mejorar el tiempo de detención real.

Para facilitar las operaciones de mantenimiento y de extracción de fangos acumulados, la mayoría de las plantas deberían contar con dos o más tanques de cloración.

Mantenimiento de la velocidad de transporte de sólidos. A caudal mínimo, la velocidad horizontal en el tanque deberá ser suficiente para arrastrar los sólidos del fondo o, como mínimo, proporcionar una sedimentación mínima de los flóculos de fango que hayan podido escapar del tanque de sedimentación. Las velocidades horizontales deberán ser de 2 a 4.5 m/min como mínimo.

Control de salida y medición del cloro residual. El caudal a la salida del tanque de cloración se puede medir mediante un vertedero triangular o rectangular o mediante un aforador Parshall. Los dispositivos de control de la cloración, proporcional al caudal, pueden funcionar a partir de estas mediciones del caudal o de otras obtenidas en la planta. La determinación final de la eficiencia de un tanque de cloración se debe basar en el análisis de muestras para la comprobación del cloro residual y del NMP de organismos coliformes. Cuando se emplea el cloro residual para el control de la cloración, es necesario instalar bombas de toma de muestras en cabeceras del primer tanque de cloración, inmediatamente después del mezclado rápido (Metcalf & Eddy, 1996, págs. 563-576).

A continuación, se presentan las dosis típicas para desinfección del agua residual:

Tabla 34. Dosis típicas para desinfección

Efluente	Dosis (mg/L)
Aguas crudas (precloración)	6 – 25
Sedimentación primaria	5 – 20
Tratamiento de precipitación química	3 – 10
Filtros rociadores	3 – 10
Lodos activados	2 – 8
Filtros de lechos mixtos + lodos activados	1 – 5

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Libro 25, p. 122), por (CONAGUA, 2019).

Tabla 35. Dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual

Dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual	
Aplicación	Intervalo de dosis, mg/l
Red de alcantarillado:	
Control de corrosión (H ₂ S)	2 – 9 ^a
Control de olores	2 – 9 ^a
Control de crecimientos de películas biológicas	1 – 10
Tratamiento:	
Reducción de DBO	0.5 – 2 ^b
Control de espumas en digestores y tanques Imhoff	2 – 15
Oxidación del sobrenadante del digestor	20 – 140
Oxidación del sulfato ferroso	- ^c
Control de moscas en los filtros	0.1 – 0.5
Control de la inundación en los filtros	1 – 10
Eliminación de grasas	2 – 10
Control del bulking del fango	1 – 10
Evacuación (desinfección):	
Agua residual bruta (precloración)	6 – 25
Efluente primario	5 – 20
Efluente del proceso de precipitación química	2 – 6
Efluente de plantas de filtros percoladores	3 – 15
Efluente del proceso de fangos activados	2 – 8
Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1 – 5

(a) Por mg/l de H₂S.

(b) Por mg/l de DBO₅ eliminada.

(c) $6(\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}) + 3\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{FeCl}_3 + 2\text{Fe}_2(\text{SO}_4) + 42\text{H}_2\text{O}$.

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 2, Edición 3^a, p. 565), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

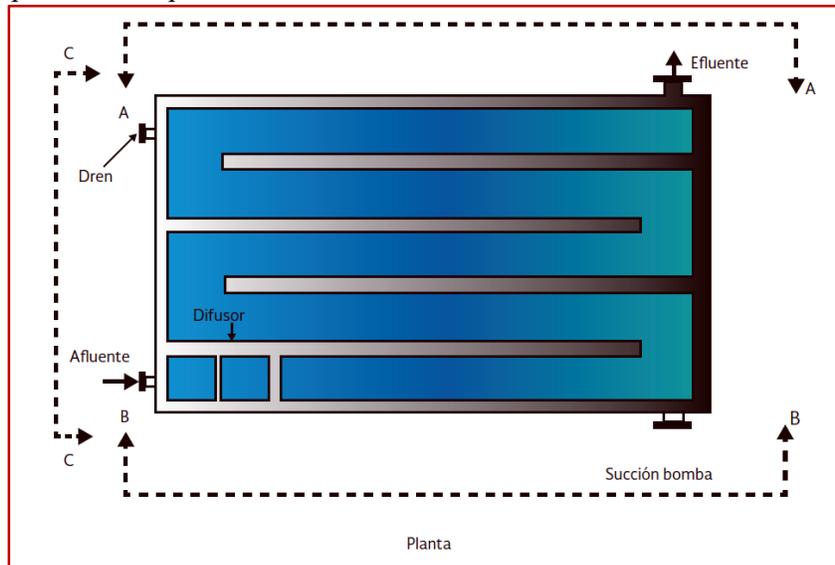
Remoción esperada del proceso: En la Tabla siguiente, se presentan los coliformes remanentes después de un tiempo de contacto de 30 minutos con el cloro, suponiendo un efluente primario con contenido de coliformes totales de 35,000,000, y un efluente secundario con contenido de coliformes totales de 1,000,000. Los valores dados dependen de una buena mezcla, un régimen de flujo altamente turbulento seguido de un flujo pistón en el tanque de contacto.

Tabla 36. Coliformes remanentes

Cloro residual mg/L	Coliformes totales remanentes (NMP/100 mL)	
	Efluente primario	Efluente secundario
0.5 – 1.5	24,000 – 400,000	1,000 – 12,000
1.5 – 2.5	6,000 – 24,000	200 – 1,000
2.5 – 3.5	2,000 – 6,000	60 – 200
3.5 – 4.5	1,000 – 2,000	30 – 60

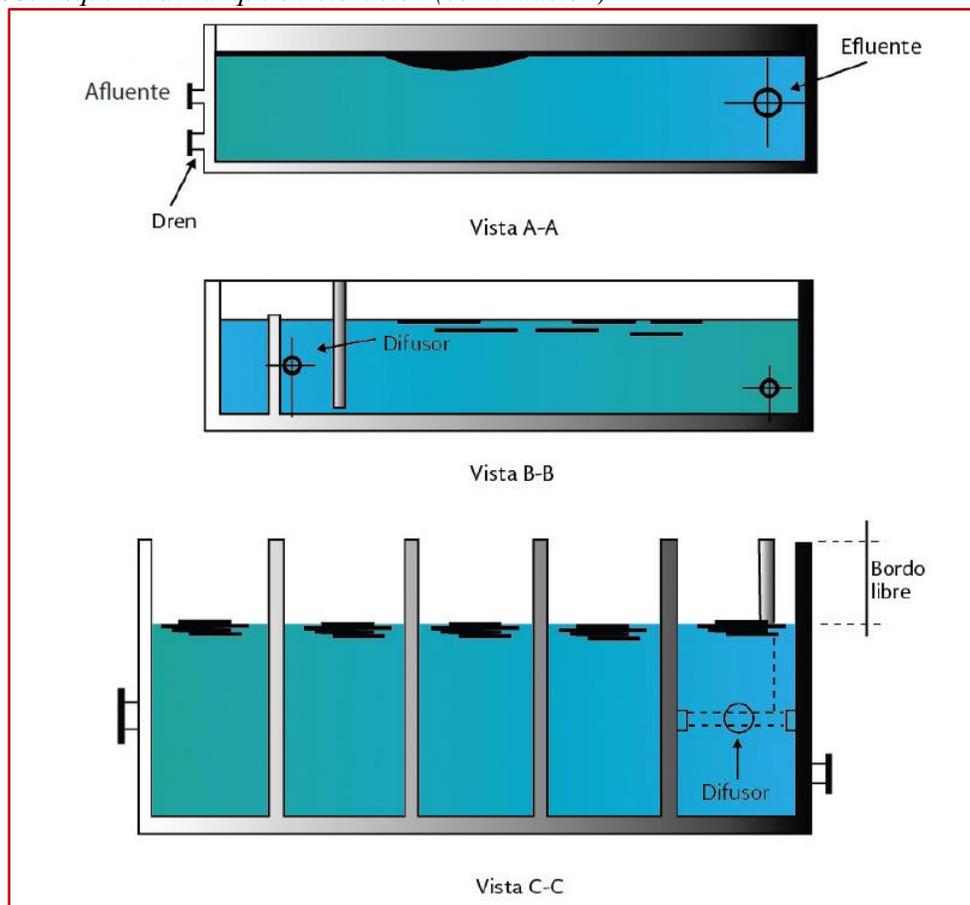
Fuente: Adaptado de *MAPAS. Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Libro 25, p. 122), por (CONAGUA, 2019).

Figura 34. Esquema de tanque de cloración



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Libro 25, p. 123), por (CONAGUA, 2019).

Figura 35. Esquema de tanque de cloración (continuación)



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Libro 25, p. 124), por (CONAGUA, 2019).

4.7. Tratamiento y disposición de lodos

La operación individual más complicada y costosa en una planta puede ser, si se lleva a cabo en forma satisfactoria, el tratamiento y disposición de los lodos (César Valdez & Vázquez González, 2003).

4.7.1. *Los procesos básicos para el tratamiento del lodo*

1. **Espesamiento.** Es la separación de la mayor cantidad posible de agua por gravedad o flotación.
2. **Estabilización.** Es la conversión de sólidos orgánicos en formas más refractarias (inertes) con el propósito de que puedan manejarse o usarse como acondicionadores de suelo sin causar daño o peligro a la salud. Se usa un proceso de oxidación bioquímica denominado digestión.
3. **Acondicionamiento.** El lodo se trata con sustancias químicas o calor para que el agua pueda separarse rápidamente.
4. **Deshidratado.** Se sujeta el lodo a vacío, presión o secado para separar el agua.
5. **Reducción.** Mediante procesos de oxidación química se reduce el volumen de lodo, convirtiendo los sólidos a formas más estables por medio de incineración.

4.7.2. *Tipos de lodos y sus características*

Arena: La arena, trozos de vidrio, tuercas, tornillos y otros materiales densos que se retienen en los desarenadores no son realmente lodo, pues no tienen consistencia fluida. Este material se desagua fácilmente y es relativamente estable a la actividad biológica, es decir, no es biodegradable. En general, se transporta directamente en camiones de volteo al sitio de disposición final de residuos sólidos municipales.

Lodos primarios o crudos: El lodo que se concentra en el fondo del sedimentador primario contiene de 3 a 8 por ciento de sólidos (1 por ciento de sólidos \cong 1 g de sólidos/100 ml de volumen de lodos); de éstos, aproximadamente 70 % son de naturaleza orgánica. Este lodo adopta condiciones anaerobias rápidamente y es pestífero.

Lodos secundarios: Este lodo es el desecho del proceso de tratamiento secundario; contiene microorganismos y materiales inertes. El 90 % de los sólidos son de naturaleza orgánica. Cuando se suprime el suministro de aire adopta condiciones anaerobias pestíferas, si no se le trata antes de disponerlo. El contenido de sólidos depende de la fuente, por ejemplo, es de 0.5 a 2.0 % en los lodos activados de desecho y de 2 a 5 % en el lodo de filtros percoladores. En algunos casos, los lodos secundarios contienen precipitados químicos en gran cantidad debido a que el tanque de aireación es usado como tanque de reacción para la adición de sustancias químicas, necesarias para la remoción de fósforo.

Lodos terciarios: La naturaleza del proceso de tratamiento terciario influye en las características de los lodos generados. Por ejemplo, la remoción de fósforo produce lodos químicos difíciles de manejar y tratar. Cuando la remoción de fósforo se realiza en el proceso de lodos activados, el lodo químico se combina con el biológico, propiciando que éste último sea más difícil de tratar. La remoción de nitrógeno por Desnitrificación produce un lodo biológico con propiedades muy similares a las de los lodos activados de desecho. (César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 280-282).

4.7.3. Espesamiento

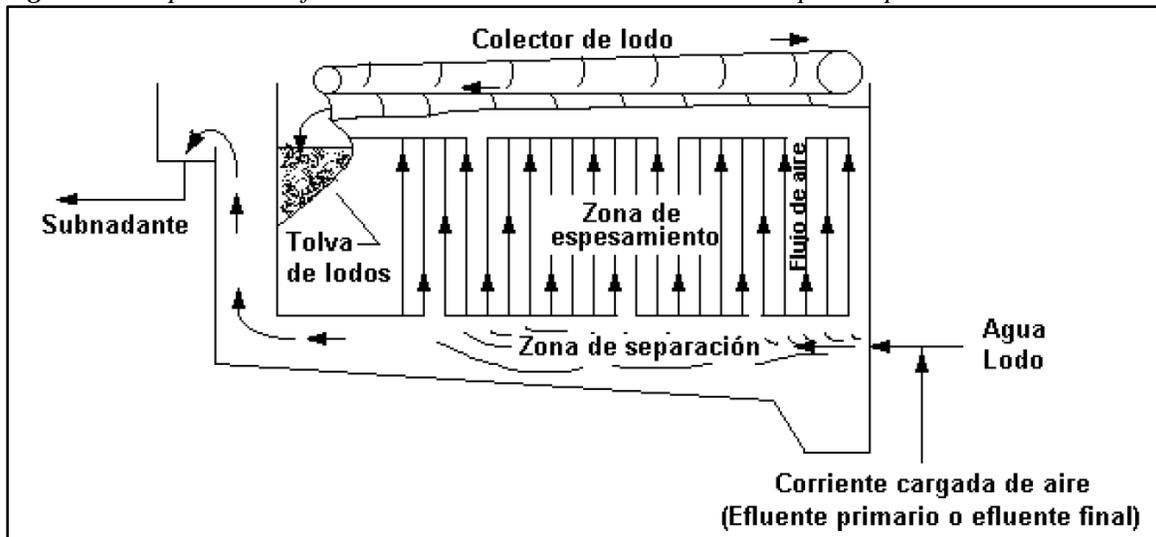
Generalmente se aplican dos métodos para llevar a cabo el espesamiento: *Flotación* o *espesamiento a gravedad*; en el primero se propicia que los sólidos floten por encima del líquido y en el segundo se les deja sedimentar hasta el fondo. El objetivo del espesamiento es remover la mayor cantidad de agua que sea posible antes de la deshidratación final o digestión del lodo. Gracias a este proceso de bajo costo se reduce a la mitad el volumen de los lodos (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 291).

4.7.3.1. Espesamiento por flotación.

En el proceso de espesamiento por flotación se inyecta al lodo una gran cantidad de aire a presión (275 a 550 kPa). El lodo, con el aire disuelto, fluye hacia el interior de un tanque abierto en donde, a presión atmosférica, el aire sale de la solución en forma de pequeñas burbujas que se unen por sí mismas a las partículas sólidas del lodo, dirigiéndose a la superficie donde flotan. En la superficie el lodo forma una capa que se remueve mediante un dispositivo de desnatado para procesarlo posteriormente. El espesamiento por flotación incrementa el contenido de sólidos de los lodos activados de 0.5-1 por ciento a 3-6 por ciento. En general, los lodos activados responden bien a la flotación y mal al espesamiento por gravedad (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 291).

La siguiente Figura, muestra un espesador por flotación con aire:

Figura 36. El proceso de flotación del lodo con aire disuelto se usa para espesar el lodo de desecho



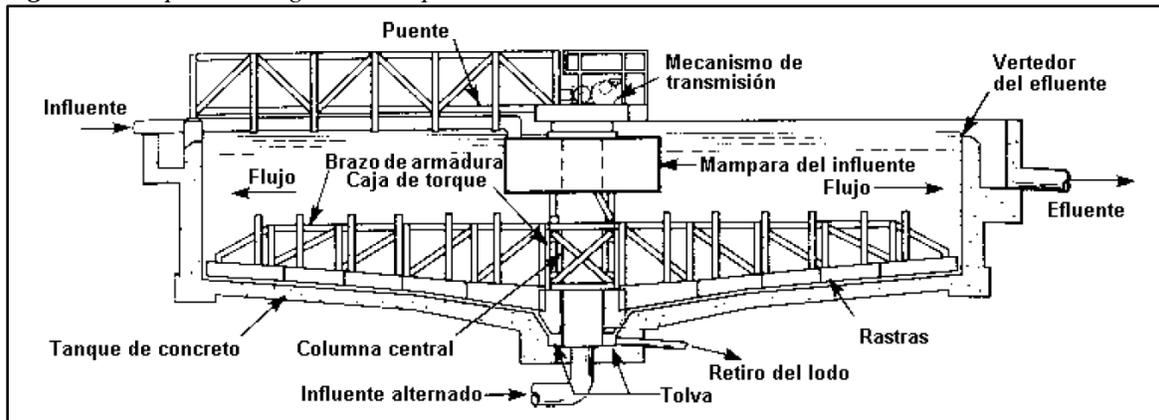
Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 291), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

4.7.3.2. Espesamiento a gravedad.

El espesamiento a gravedad es un proceso simple usado desde hace muchos años en lodos primarios. Se trata de un proceso de sedimentación similar al que ocurre en los tanques del subsistema primario. Los lodos fluyen hacia el interior de un tanque, como el mostrado en la siguiente Figura, de apariencia muy similar a los clarificadores circulares que se usan en la sedimentación primaria y secundaria. Los sólidos se posan en el fondo donde una rastra para trabajo pesado los lleva hacia una tolva, de donde son retirados para procesarlos posteriormente.

El tipo de lodos influye en el desempeño del espesamiento; los mejores resultados se obtienen con lodos primarios puros, pero al incrementarse la proporción de lodos secundarios decrece el espesamiento de los sólidos sedimentados. La concentración de sólidos de los lodos primarios puros, de 1-3 por ciento, aumenta a 10 por ciento durante el espesamiento. La tendencia actual es usar el espesamiento a gravedad para lodos primarios, flotación para lodos activados y combinar los lodos espesados con ambos métodos para su procesamiento posterior (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 292).

Figura 37. Espesador a gravedad típico



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 292), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

Para el diseño de espesadores a gravedad se puede aplicar el procedimiento gráfico de Dick, basado en el de N. Yoshioka, que emplea el concepto de *flujo de sólidos* o *flux*. Se define el flux como la masa de sólidos que pasa a través de un área horizontal unitaria por unidad de tiempo ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{d}$). Esto puede expresarse matemáticamente con la siguiente ecuación:

$$F_s = (C_u) * (V)$$

Donde:

F_s = Flux de sólidos, ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{d}$).

C_u = Concentración de sólidos en el flujo inferior, esto es, el lodo que se retira de la tolva, (kg/m^3).

V = Velocidad del flujo inferior, (m/d).

(César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 292-293).

4.7.4. Estabilización

Los propósitos principales de la estabilización de lodos son: Romper bioquímicamente los sólidos orgánicos para que sean más estables (menos pestíferos y menos putrescibles) y más deshidratables, y para reducir la masa del lodo. Si se ha decidido deshidratar y quemar, no se aplica la estabilización. Existen dos procesos básicos de estabilización: *Digestión anaerobia* y *digestión aerobia*. El primero se lleva a cabo en tanques cerrados desprovistos de oxígeno y en el segundo se inyecta aire en el lodo (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 303).

4.7.4.1. Digestión aerobia.

La digestión aerobia de los lodos biológicos es la continuación del proceso de lodos activados. Cuando un cultivo de microorganismos heterótrofos aerobios se introduce en un ambiente que contiene una fuente de material orgánico, removerán y utilizarán la mayor parte de este material. Una fracción de la materia orgánica removida se utilizará en la función de síntesis, lo que produce el incremento de biomasa. El material remanente será canalizado en energía del metabolismo y oxidado a bióxido de carbono, agua y material inerte soluble para proporcionar energía para las funciones de síntesis y mantenimiento (soporte de la vida). Una vez que la fuente externa de material orgánico se ha consumido, los microorganismos entrarán en la fase de respiración endógena, en la que el material celular se oxida para satisfacer el mantenimiento de energía usada para el soporte de la vida. Si esta situación continúa por un período extendido de tiempo, la cantidad total de biomasa se reducirá considerablemente. Además, la porción remanente exhibirá un estado tan reducido de energía que puede considerarse biológicamente estable y adecuado para su disposición en el ambiente. Esto constituye el principio básico de la digestión aerobia.

La digestión aerobia se produce aireando los lodos orgánicos en un tanque abierto parecido a un tanque de aireación de lodos activados. El digester aerobio debe preceder a un tanque de sedimentación, a menos que se decida disponer el lodo en forma líquida en el suelo. A diferencia del proceso de lodos activados, el efluente (sobrenadante) del sedimentador se recicla conduciéndolo hacia el extremo inicial de la planta. Esto se debe a que el sobrenadante tiene una cantidad grande de sólidos suspendidos (100 a 300 mg/l), DBO₅ (hasta 500 mg/l), NTK (hasta 200 mg/l) y P total (hasta 100 mg/l) (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 303).

Los criterios de diseño para digestión aerobia se presentan en la siguiente Tabla. En esencia, el procedimiento de diseño es el mismo que para reactores de lodos activados.

Tabla 37. Parámetros de diseño típicos para digestión aerobia

Parámetro	Valor
Tiempo de retención θ_c	
Sólo lodos activados	15 – 20 d
Lodos activados más primarios	20 – 25 d
Aire requerido (aire difundido)	
Sólo lodos activados	20 – 35 litros/min m ³
Lodos activados más primarios	55 – 65 litros/min m ³
Energía requerida (aire superficial)	0.02 – 0.03 kW/m ³
Carga de sólidos	1.6 – 3.2 kg SSV/m ³ d

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 304), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

4.7.4.2. Digestión anaerobia.

El tratamiento anaerobio de desechos complejos considera dos etapas. En la primera, los componentes de los desechos complejos, que incluyen grasas, proteínas y polisacáridos, son hidrolizados a sus subunidades componentes por un grupo heterogéneo de bacterias facultativas y anaerobias. Las bacterias sujetan los productos de la hidrólisis (triglicéridos, ácidos grasos, aminoácidos y azúcares) a fermentación y otros procesos metabólicos, llevando a la formación de compuestos orgánicos simples. Estos compuestos son principalmente de cadena corta (volátiles) ácidos y alcoholes. La primera etapa se denomina comúnmente fermentación ácida. En esta etapa el material orgánico simplemente se convierte a ácidos orgánicos, alcoholes y nuevas células bacterianas, de manera que se experimenta poca estabilización de DBO o DQO. En la segunda etapa, varias especies de bacterias anaerobias estrictas convierten los productos finales de la primera etapa en gases (principalmente metano y bióxido de carbono). Aquí es donde ocurre la estabilización verdadera del material orgánico. A esta etapa se le llama fermentación de metano. Es importante destacar que, no obstante que el proceso anaerobio se presenta como de naturaleza secuencial, las dos etapas tienen lugar de manera simultánea y sinérgica. Los ácidos primarios producidos durante la fermentación ácida son propiónico y acético.

Las bacterias responsables de la fermentación ácida son relativamente tolerantes a los cambios de pH y temperatura y tienen una tasa de crecimiento mayor que las bacterias responsables de la fermentación de metano. En virtud de lo anterior, se supone que la fermentación de metano controla el proceso de tratamiento anaerobio del desecho.

Considerando 35.5 °C como temperatura óptima para el tratamiento anaerobio de desechos, Lawrence propone que, en el intervalo de 20 a 35 °C, la cinética de la fermentación del metano de ácidos grasos de cadena larga y corta, describirá adecuadamente la cinética global del tratamiento anaerobio. Así, las ecuaciones cinéticas, para describir el proceso de lodos activados completamente mezclados son igualmente aplicables al proceso anaerobio.

Actualmente se emplean esencialmente dos tipos de procesos de digestión anaerobia: De *tasa estándar* y de *alta tasa*.

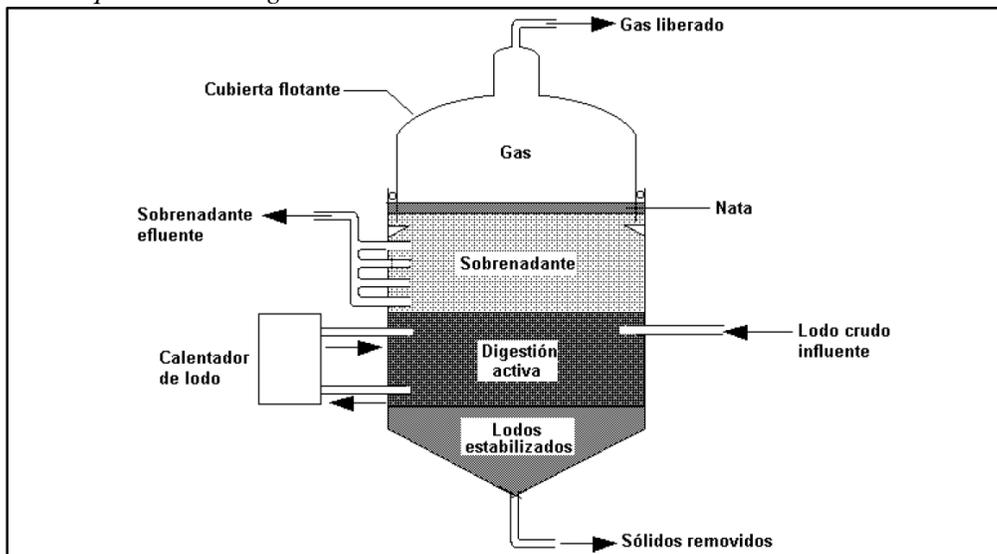
• **El proceso de tasa estándar:** No se emplea mezclado de lodos, sino que más bien se deja que el contenido del digestor se estratifique en zonas, como se ilustra en la (**Figura 38**).

La alimentación y salida del lodo son intermitentes. Generalmente se calienta el digestor para incrementar la tasa de fermentación disminuyendo así el tiempo de retención requerido. El tiempo de retención varía entre 30 y 60 días para los digestores calentados. La tasa de carga orgánica para un digestor de tasa estándar varía entre 0.48 y 1.6 kg de sólidos volátiles totales por (m³) del volumen de digestor por día.

La principal desventaja del proceso de tasa estándar es el volumen grande del tanque requerido a causa de los tiempos de retención largos, pequeñas tasas de carga y gruesa capa de escoria. Aproximadamente, un tercio del volumen del tanque se utiliza en el proceso de digestión. Los dos tercios restantes del volumen del tanque contienen el estrato de escoria, sólidos estabilizados y el sobrenadante. Debido a esta limitación, los sistemas de este tipo son usados generalmente sólo en plantas de tratamiento con capacidad de 0.04 m³/s o menor. El volumen del digestor de tasa estándar se determina por tasas de carga, período de digestión, reducción de sólidos y almacenamiento de lodos.

(César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 304-306).

Figura 38. Esquema de un digestor anaerobio de tasa estándar



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 306), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

En la siguiente Tabla, se presentan los parámetros de diseño para digestores anaerobios de tasa estándar y alta tasa.

Tabla 38. Parámetros de diseño para digestores anaerobios

Parámetro	Tasa estándar	Alta tasa
Tiempo de retención de sólidos, d	30 – 90	10 – 20
Carga de sólidos volátiles, kg/m ³ /d	0.5 – 1.6	1.6 – 6.4
Concentración de sólidos digeridos, %	4 – 6	4 – 6
Reducción de sólidos volátiles, %	35 – 50	45 – 55
Producción de gas (m ³ /kg de SSV añadidos)	0.5 – 0.55	0.6 – 0.65
Contenido de metano, %	65	65

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 307), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

• **El sistema de alta tasa:** Evolucionó como resultado de los continuos esfuerzos por mejorar la unidad de tasa estándar. En este proceso operan dos digestores en serie para separar las funciones de fermentación y separación sólidos/líquido. El contenido de la unidad de primera etapa y alta tasa se mezcla y se calienta el lodo para incrementar la tasa de fermentación. Debido a que el contenido está completamente mezclado, la distribución de la temperatura es más uniforme en todo el volumen del tanque. La alimentación y salida del lodo son continuas, o casi. El tiempo de retención requerido para la unidad de primera etapa es de entre 10 y 15 días. Las tasas de carga orgánica varían entre 1.6 y 2.2 kg de sólidos volátiles totales por m³ de digestor por día.

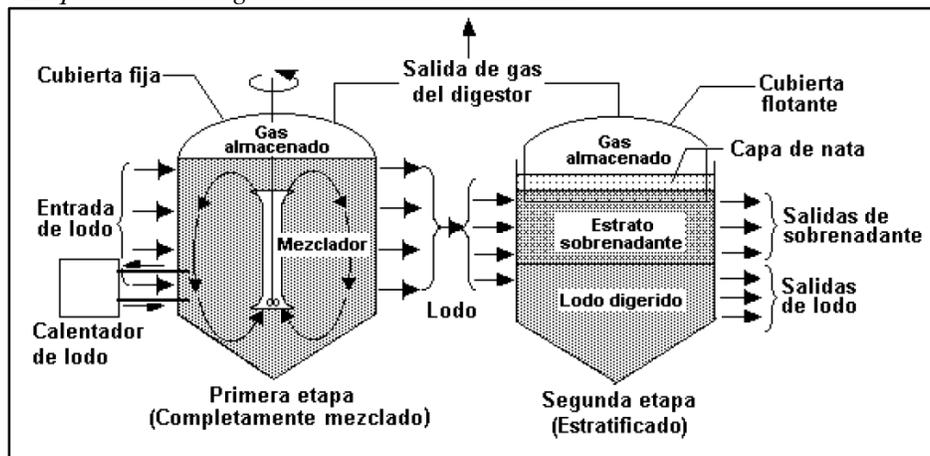
Las funciones principales del digestor de segunda etapa son la separación sólidos/líquido y la extracción de gas residual. No obstante que los digestores de primera etapa tienen cubiertas fijas, las cubiertas de los digestores de segunda etapa son generalmente de tipo flotante. Las unidades de segunda etapa generalmente no se calientan.

El digestor de primera etapa de un sistema de alta tasa se aproxima a un reactor completamente mezclado sin reciclaje de sólidos. De aquí que el tiempo de retención de los sólidos biológicos y el tiempo de retención hidráulico son iguales para este sistema. Como en el caso de los digestores aerobios, los parámetros de operación más importantes que afectan la reducción de sólidos suspendidos volátiles son el tiempo de retención de sólidos y la temperatura de digestión.

La DBO remanente al final de la digestión es todavía bastante grande. Los sólidos suspendidos pueden ser de 12,000 mg/l, mientras que el NTK (nitrógeno total Kjeldahl) podría estar en el orden de 1,000 mg/l. Así, el sobrenadante del digestor secundario (en el proceso de alta tasa) se regresa al extremo inicial de la planta de tratamiento de aguas residuales. El lodo sedimentado se acondiciona y deshidrata para su disposición.

(César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 308-309).

Figura 39. Esquema de un digestor anaerobio de alta tasa



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 308), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

4.7.5. Acondicionamiento, deshidratado y reducción

4.7.5.1. Acondicionamiento.

Acondicionamiento químico: Se dispone de varios métodos de acondicionamiento de lodos para facilitar la separación del líquido y sólidos. Uno de los más usados es la adición de coagulantes, como el cloruro férrico (FeCl_3), cal o polímeros orgánicos. También se le ha dado uso como agente acondicionador a la ceniza producida en la incineración de los lodos. Como ocurre cuando se agregan coagulantes al agua turbia, los coagulantes químicos actúan agrupando los sólidos de manera que se separan más fácilmente del agua. En años recientes, los polímeros orgánicos se han vuelto cada vez más comunes como acondicionadores de lodo. El manejo de los polímeros es fácil, se requiere poco espacio para su almacenamiento y son muy efectivos. Los acondicionadores químicos son inyectados al lodo y mezclados con éste, antes del proceso de deshidratado.

Tratamiento con calor: Otro método de acondicionamiento del lodo es calentarlo hasta que alcance temperatura y presión considerables (175 a 230 °C y 1,000 a 2,000 kPa). En estas condiciones se libera el agua que se halla mezclada con el lodo, mejorando sus características de deshidratado. El tratamiento con calor tiene la ventaja de producir un lodo que se deshidrata mejor que el acondicionado químicamente; sin embargo, la operación y mantenimiento son complicados, además de producir licores muy contaminados que constituyen una carga adicional significativa cuando se recirculan en la planta de tratamiento. (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 311).

4.7.5.2. Deshidratado.

Lechos de secado de lodos: El método de deshidratación más común ha sido el de lechos de secado. Estos lechos son especialmente empleados en las plantas pequeñas debido a la sencillez de su operación y mantenimiento. El procedimiento de operación común a todos los tipos de lechos de secado incluye los siguientes pasos.

1. Se bombea 0.20 a 0.30 m de lodo líquido estabilizado sobre la superficie del lecho de secado.
2. Se agregan acondicionadores químicos continuamente, inyectándolos en el lodo mientras se bombea sobre el lecho.
3. Cuando se llena el lecho al nivel deseado, se deja secar hasta que adquiere la concentración de sólidos final deseada. (Esta concentración puede variar de 18 a 60 por ciento, dependiendo de varios factores, entre ellos: Tipo de lodo, tasa de procesamiento necesaria y grado de secado requerido para el levantamiento. Los tiempos de secado nominal varían de 10 a 15 días bajo condiciones favorables, a 30 a 60 días bajo condiciones apenas aceptables).
4. Se remueve el lodo deshidratado, ya sea manual o mecánicamente.
5. Se repite el ciclo.

El tipo de lecho de secado más común y antiguo es el de arena. Existen muchas variantes en el diseño, como la configuración de las tuberías, el espesor y tipo de los estratos de grava y arena, y materiales de construcción. Los lechos de secado de arena pueden construirse con o sin remoción mecánica del lodo, y con o sin techo.

(César Valdez & Vázquez González, 2003, pp. 311-312).

• *Uso y tipos de lechos de desecado:* Los lechos de secado se usan para la deshidratación de lodos digeridos.

Los lechos pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por los malos olores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son más convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos (CONAGUA, 2019).

• *Dos tipos de sistemas de secado se clasifican como naturales:* Lechos de secado y secado en lagunas.

Los lechos de secado se toman por una pared de 0.3 a 1.0 m de alto y un sistema de filtración o drenaje poroso. El sistema de drenaje puede estar formado por varias capas intercaladas de arena y grava, combinaciones de arena y grava con cemento, rejillas de metal ranuradas, o de un medio poroso permanente. Entre los equipos y accesorios requeridos se encuentran: tuberías de alimentación de lodos, medidores de flujo, tanques para reactivos químicos, tuberías, bombas dosificadoras, drenaje de lixiviados, líneas de recirculación, equipo mecánicos para la recolección de lodos y en algunos casos una cubierta o techo (CONAGUA, 2019).

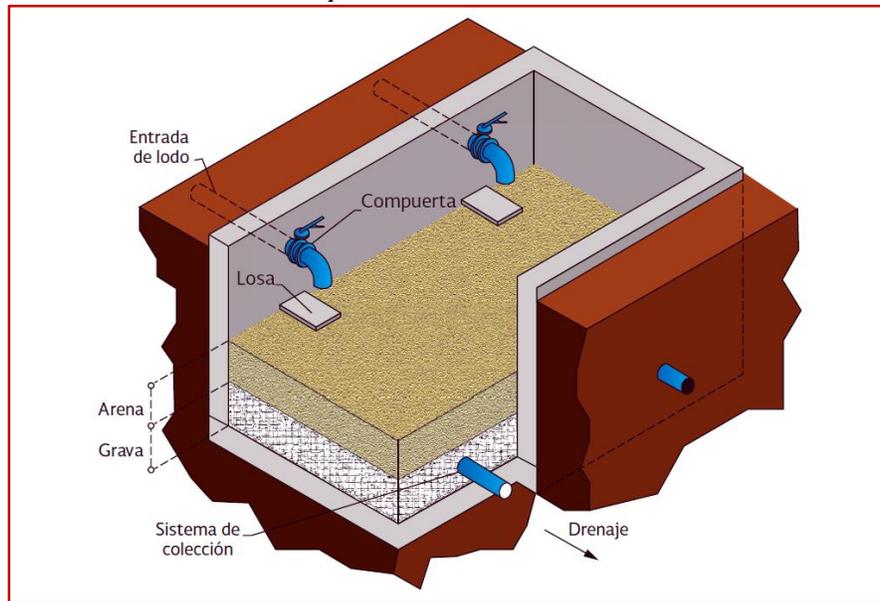
Lechos de secado de arena: En los lechos de secado de arena actúan dos mecanismos para la deshidratación de los lodos.

1. Percolación o filtración del agua a través del lecho de arena. La proporción de agua eliminada por este mecanismo es del 20 al 55 por ciento, dependiendo del contenido inicial de sólidos en el lodo y de las características de los sólidos. La percolación suele completarse en 1-3 días, resultando una concentración de sólidos del 15-25 por ciento.
2. La evaporación de agua, a través de los mecanismos de radiación y convección. La velocidad de evaporación es más lenta que la percolación y depende de la temperatura, humedad relativa y velocidad del aire.

Los lechos de secado de arena son los más tradicionales y comunes dentro de la tecnología de lechos de secado. Los lechos de secado son generalmente rectangulares para permitir el retiro o recogida del lodo con un cargador frontal. Las dimensiones pueden ser de 4.5 a 18 m de ancho y de 15 a 45 m de largo, con paredes laterales y verticales que son típicamente de concreto. Por lo general, se colocan de 10 a 23 cm de arena más 20-46 cm de grava graduada o piedra. La arena es generalmente de 0.3 a 1.2 mm de diámetro y tiene un coeficiente de uniformidad menor de 5.0. La grava normalmente se clasifica de 0.3 a 2.5 cm de diámetro efectivo. Anteriormente la tubería de desagüe inferior o drenaje era normalmente de arcilla vitrificada, pero actualmente se utiliza más tubería de plástico. Las tuberías deben ser mayores de 10 cm de diámetro, deben tener una separación de 2.4 a 6 m de distancia, y una pendiente mínima de 1 por ciento (CONAGUA, 2019).

Para más detalles puede consultar el libro 32, de CONAGUA, 2019.

Figura 40. Lecho de secado de arena típico



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y Disposición de Lodos* (Libro 50, p. 64), por (CONAGUA, 2019).

Filtración al vacío: Un filtro al vacío consiste en un tambor cilíndrico cubierto con un material filtrante o tela, el cual rota parcialmente sumergido en una tina de lodo acondicionado. Dentro del tambor se aplica vacío para extraer el agua, dejando los sólidos, o torta, sobre el medio filtrante. Cuando el tambor termina su ciclo de rotación, una hoja metálica raspa la torta del filtro y el ciclo comienza de nuevo. En algunos sistemas, la tela del filtro pasa al tambor sobre rodillos para hacer caer la torta. Existen muchas telas para filtro, como el Dacrón. El filtro al vacío puede aplicarse a los lodos digeridos para producir una torta de lodo lo bastante seca (15 a 30 por ciento de sólidos) para manejarla y disponerla en un relleno sanitario o para aplicarla al suelo como fertilizante relativamente seco. Cuando se decide incinerar el lodo, no se estabiliza; en este caso, el filtrado al vacío se aplica al lodo crudo para deshidratarlo y entonces alimentar el horno con la torta de lodo (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 313).

Filtro prensa de banda continua: El filtro prensa funciona exitosamente con muchos lodos mezclados normales. Los resultados típicos de deshidratación, de lodos mezclados digeridos con un contenido inicial de cinco por ciento de sólidos, producen una torta de 19 por ciento de sólidos a una tasa de $32.8 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$. En general, los resultados obtenidos con estas unidades son similares a los que se producen con filtro al vacío (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 313).

Figura 41. (c) Filtro prensa de banda, (d) filtro de presión



c) Filtro prensa de banda

d) Filtro prensa de placas

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y Disposición de Lodos* (Libro 50, p. 18), por (CONAGUA, 2019).

4.7.5.3. Reducción.

Incineración: Si no es factible emplear el lodo como acondicionador de suelo, o si no se dispone de un sitio para relleno sanitario en donde pueda usarse el lodo deshidratado, puede optarse por la reducción del lodo. La incineración evapora por completo la humedad del lodo y se produce la combustión de los sólidos orgánicos obteniéndose ceniza estéril. Para minimizar la cantidad de combustible requerido, el lodo debe ser deshidratado tanto como sea posible antes de la incineración. La emisión de gases del incinerador debe controlarse para evitar contaminación atmosférica. El lodo bien deshidratado puede incinerarse en un *horno de hogar múltiple*, en un *incinerador de lecho fluidizado* y en otros tipos de equipos (César Valdez & Vázquez González, 2003, p. 313).

4.8. ECUACIONES DE DISEÑO

4.8.1. *Tratamiento preliminar o pretratamiento*

4.8.1.1. Diseño hidráulico del canal de entrada.

El canal de acceso o, de entrada, es la estructura en la cual descarga la tubería del colector de conducción en la planta. Para el proyecto se propone un canal de conducción a cielo abierto y la sección transversal de canal rectangular.

Para determinar el área del canal se utiliza la ecuación de continuidad:

Para cualquier flujo, el caudal (Q) en una sección del canal se expresa por.

Ecuación de continuidad:

$$Q = A * V$$

Donde:

Q = Gasto, caudal o flujo: Es el volumen de agua que pasa en la sección transversal del canal en la unidad de tiempo, y se expresa en (m³/s) (Rodríguez Ruiz, 2008, p. 6).

A = Área hidráulica: Es el área de la sección transversal de flujo perpendicular a la dirección de éste, en (m²). [A = Q/V]

V = Velocidad media: Está definida como el caudal dividido por el área de la sección transversal, en (m/s). Para comprobar [V = Q/A] (Chow, 1994, pág. 5).

(Velocidad propuesta, recomendable que sea cercana a 1).

Tabla 39. *Velocidades máximas y mínima permisible en tuberías*

Material de la tubería	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.00	0.30
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.50	0.30
Concreto presforzado	3.50	0.30
Acero con revestimiento	5.00	0.30
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Asbesto cemento	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Hierro dúctil	5.00	0.30
Polietileno de alta densidad	5.00	0.30
PVC (policloruro de vinilo)	5.00	0.30

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Libro 4, p. 22), por (CONAGUA, 2019).

El valor del tirante hidráulico (y), es la relación entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre (T = b):

Tirante hidráulico: Resultado de dividir el área hidráulica por el ancho superficial del agua, parámetro fundamental en el estudio del movimiento de un fluido en un canal abierto, y también, en un canal rectangular la distancia entre la lámina de agua y el fondo.

Tirante hidráulico (y)	Donde:
$y = \frac{A}{b}$	A = Área hidráulica, en (m ²)
	b = Ancho de canal, en (m). (Propuesto). Para verificar [b = A/y]

Perímetro mojado (P), es la longitud de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal, es decir, no incluye la superficie libre:

Perímetro mojado (P), en (m)
$P = b + 2y$

El radio hidráulico (R), es el cociente del área hidráulica y el perímetro mojado:

Radio hidráulico (R)	Donde:
$R = \frac{A}{P} = \frac{by}{b + 2y} = \frac{y}{1 + 2y/b}$	b = Ancho de canal, en (m)
	y = Tirante hidráulico, en (m)

La ecuación de fricción "Fórmula de Manning" se utiliza en flujos turbulentos en canales rugosos, su precisión depende de una selección cuidadosa de (n), coeficiente que se considera dependiente solo de la rugosidad de las paredes y fondo del canal. Sin embargo, (n) es un factor de fricción, esto es, depende también de la geometría de la sección y características hidráulicas del flujo.

Ecuación de Manning para calcular la velocidad en canales abiertos y cerrados:	
Sistema métrico	Sistema inglés
Fórmula de Manning:	Fórmula de Manning:
$V = \frac{1}{n} (R^{2/3})(S^{1/2})$	$V = \frac{1.486}{n} (R^{2/3})(S^{1/2})$
También	
$V = \frac{(R^{2/3})(S^{1/2})}{n}$	
Es conveniente señalar que a partir de la ecuación de Manning podemos calcular la pendiente hidráulica del canal:	
Pendiente hidráulica del canal:	Pendiente hidráulica del canal:
$S = \left[\frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2$	$S = \left[\frac{Vn}{1.486 R^{2/3}} \right]^2$
Donde (V) y (n) son datos, para el cálculo se requiere conocer (R), que está en función de (A) y (P), estos a su vez del tirante (y), dado que (b) es dato.	

Donde:

V = Velocidad media, en (m/s)

n = Coeficiente que representa la rugosidad del canal, conocido como "Coeficiente de rugosidad", (adimensional)

R = Radio hidráulico, en (m), (para tuberías circulares llenas es D/4)

S = Pendiente de la línea de energía (S_E), para el flujo uniforme, es también la pendiente de la superficie libre de agua (S_W) y la pendiente del fondo del canal (S_O), en (m/m)

$$S_E = S_W = S_O = S$$

Para el coeficiente de rugosidad (n), podemos elegir un valor de la siguiente tabla, de acuerdo al tipo de material requerido:

(*) **Coeficiente de fricción:** Parámetro que representa la resistencia al flujo debido a la fricción en las paredes de las canalizaciones y tuberías, entre los más comunes está el de Manning.

Tabla 40. Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para conducciones a superficie libre

Material	*Coeficiente n de Manning	Referencia
Concreto	0.012 - 0.014	Ven Te Chow (1994)
Policloruro de vinilo (PVC), pared sólida	0.009	UTAH, Department of Transportation (2004)
Fibrocemento	0.011 - 0.015	ASCE/EWRI (2006)

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Libro 4, p. 40), por (CONAGUA, 2019).

Borde o bordo libre (B.L.), es la distancia que hay desde la superficie libre del flujo hasta la corona del bordo, se expresa en (m):

Borde o bordo libre (B.L.)	Donde:
$B.L. = H - y$	H = Profundidad total del canal, en (m)
	y = Tirante hidráulico, en (m)

Existen también otros criterios prácticos para designar el valor del bordo libre:

- 1.-En relación con el caudal.
- 2.-En relación con el ancho de solera.
- 3.-En función al caudal y revestimiento del canal.

(Tablas ya antes mencionadas con los criterios, para asignar un valor al bordo libre).

Profundidad total del canal (H), se encuentra una vez conocido el tirante hidráulico y el bordo libre, se expresa en (m):

Profundidad total del canal (H)	Donde:
$H = y + B.L.$	y = Tirante hidráulico, en (m)
	B.L. = Borde o bordo libre, en (m)

4.8.1.2. Diseño de las rejillas.

El sistema de rejillas para el tratamiento de aguas residuales puede ser de limpieza: mecánica o manual. Cuando la población del proyecto es mayor a 10,000 habitantes se recomienda diseñar una rejilla de limpieza mecánica. En la siguiente Tabla, se especifican los parámetros para el diseño de las rejillas de limpieza manual y mecánica.

Tabla 41. Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Velocidad a través de las rejillas (V_r), m/s	[0.3 – 0.6]	[0.6 – 1]
Tamaño de la barra:		
Ancho (S), mm	[4 – 8 mm]	[8 – 10 mm]
Profundidad (Z), mm	[25 – 50 mm]	[50 – 75 mm]
Separación entre barras (b), mm	[25 – 75 mm]	[10 – 50 mm]
Coefficiente K	[1.1 – 1.2]	1.05
Pendiente en relación a la horizontal (α), grados	[45° – 60°]	[75° – 85°]

Fuente: Adaptado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

Nota: Una vez seleccionado el tipo de limpieza se realiza una serie de ecuaciones.

Núm.ero de barras (n):

$$n = \frac{Q}{bHV_r} k - 1$$

k = 1.1 – 1.2 limpieza manual

k = 1.05 limpieza mecánica

Gasto de diseño: Q = Gasto máximo extraordinario ($Q_{máxE}$)

b = Separación entre barras

H = Tirante

V_r = Velocidad a través de las rejillas

k = Coeficiente

Ancho del canal de rejillas ($Br=2br$):

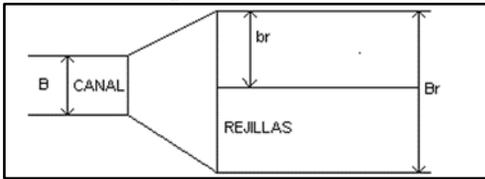
B = Ancho del canal de entrada.

$Br = (n+1) b + ns$

Considerando 2 secciones de rejillas:

$br = Br / 2$

Figura 42. Esquema del diseño de rejillas



Fuente: Tomado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

Longitudes:

Si $\gamma = 20^\circ$ (Propuesto, ángulo de transición), entonces:

$$L_1 = \frac{Br - B}{2 \tan \gamma}$$

$$L_2 = 0.5 L_1$$

Bordo libre [h = 0.2 – 0.4 m].

H = Tirante.

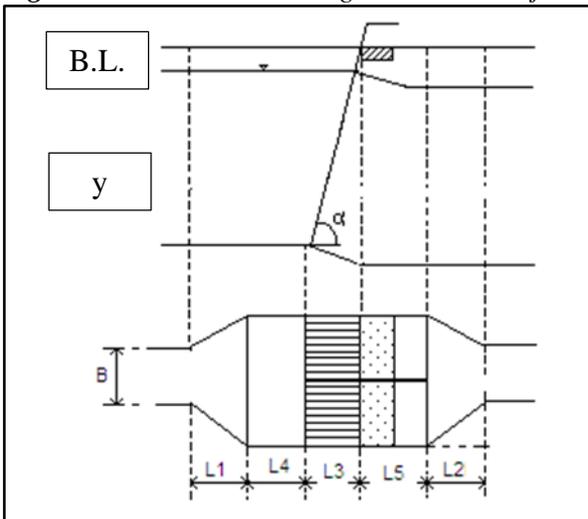
$$L_3 = \frac{H + h}{\tan \alpha}$$

Para L4 y L5, se consideran los siguientes rangos.

$$L_4 = [0.8 - 1.0 \text{ m}]$$

$$L_5 = [1.0 - 1.2 \text{ m}]$$

Figura 43. Diseño de las longitudes en las rejillas



Nota: Teniendo (y) Tirante, (B.L.) Bordo libre, (B) Ancho de canal, (L) longitud.

Fuente: Tomado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

Pérdidas hidráulicas:

La velocidad antes de la rejilla es:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad \implies \quad V_2 = \frac{V_1 A_1}{A_2}$$

Donde:

V_1 = Velocidad

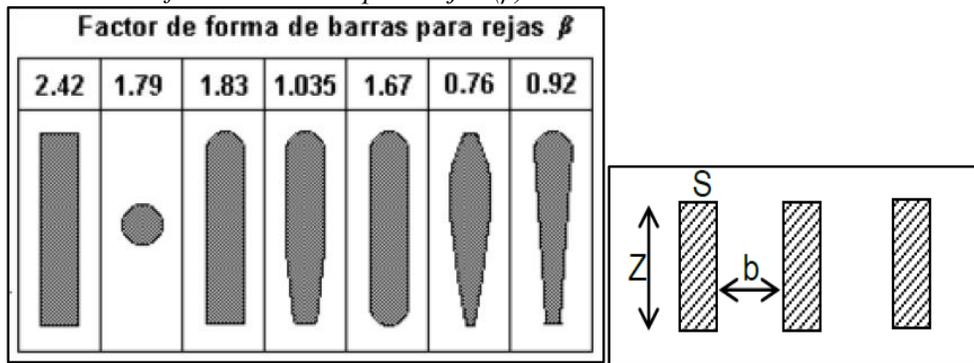
H = Tirante

B = Ancho del canal de entrada

B_r = Ancho del canal de rejillas

$$\xi = \beta \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} \text{ sen } \alpha$$

Figura 44. Factor de forma de barras para rejillas (β)



Fuente: Adaptado de *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales* (p. 103), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003, ©Fundación ICA, A.C., México, D.F.

Si $k = 3$ (efecto del material retenido).

$$\Delta H = \xi \frac{V^2}{2g} k$$

Donde:

V^2 = Velocidad

g = Gravedad (9,80665 m/s²)

Material retenido en la rejilla (G)

Para separaciones entre barras de 10 a 100 mm

$$Mr = \frac{180}{b^{1.15}} = l/hab/\text{año}$$

$$V_{\text{material}} = \frac{Mr N}{365(1000)} = m^3/d$$

$$G = V_{\text{mat}} \gamma_{\text{mat}} = \text{ton}/d$$

4.8.1.3. Diseño del desarenador de flujo horizontal, con sección de control constituida por canaletas Parshall.

Calculando 2 cámaras de desarenadores horizontales el: **Q máx. ext. / 2.**

Cuando no se encuentra en la tabla siguiente, el caudal pico (Q máx. ext.) se tomará el valor del caudal más cercano a este.

Para: Calcular $W = (\text{Ancho de la garganta de la canaleta Parshall}) * (\text{Capacidad})$

Tabla 42. Fórmulas para canales Parshall

Ancho de la garganta (W) (cm)		Ecuación*	Capacidad (l/s)
2.5	(1")	$Q = 0.055 H_a^{1.5}$	0.3 – 5
5	(2")	$Q = 0.110 H_a^{1.5}$	0.6 – 13
7.6	(3")	$Q = 0.176 H_a^{1.547}$	0.8 – 55
15.2	(6")	$Q = 0.381 H_a^{1.58}$	1.5 – 110
22.9	(9")	$Q = 0.535 H_a^{1.53}$	2.5 – 250
30.5	(12")	$Q = 0.690 H_a^{1.522}$	3.1 – 455
45.7	(18")	$Q = 1.054 H_a^{1.538}$	4.3 – 700
61.0	(24")	$Q = 1.426 H_a^{1.55}$	12 – 950
91.4	(36")	$Q = 2.182 H_a^{1.566}$	17 – 1,400
121.9	(48")	$Q = 2.935 H_a^{1.578}$	37 – 1,900
152.4	(60")	$Q = 3.728 H_a^{1.587}$	60 – 2,400
182.8	(72")	$Q = 4.515 H_a^{1.595}$	70 – 2,900
213.4	(84")	$Q = 5.306 H_a^{1.601}$	115 – 3,450
243.8	(96")	$Q = 6.101 H_a^{1.606}$	130 – 3,950
305.0	(120")	$Q = 7.463 H_a^{1.6}$	250 – 5,660

* Q en m³/s; Ha en m.

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario* (Libro 26, p. 23), por (CONAGUA, 2019).

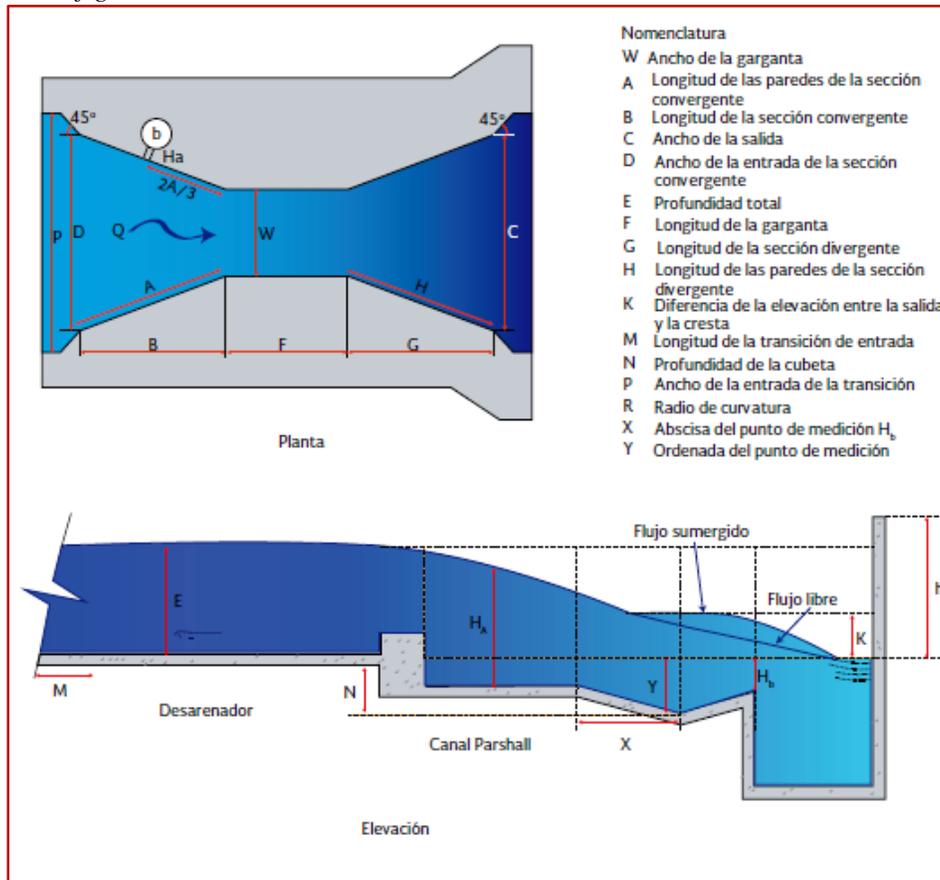
Con respecto al ancho de la garganta (W), de la canaleta Parshall, se busca de la siguiente Tabla los valores para el diseño de esta:

Tabla 43. Dimensiones de la canaleta Parshall, de acuerdo con la configuración

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	R (cm)	M (cm)	P (cm)	X (cm)	Y (cm)
2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9	-	-	50.0	0.8	1.3
5.1	41.4	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3	-	-	70.0	1.6	2.5
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8
15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	5.1	7.6
22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108.0	5.1	7.6
30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	149.2	5.1	7.6
45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	167.6	5.1	7.6
61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	185.4	5.1	7.6
91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	38.1	222.3	5.1	7.6
122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	271.1	5.1	7.6
152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	308.0	5.1	7.6
182.8	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	344.2	5.1	7.6
213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	381.0	5.1	7.6
244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	417.2	5.1	7.6
305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3	-	-	-	30.5	22.9

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario* (Libro 26, p. 23), por (CONAGUA, 2019).

Figura 45. Configuración de la canaleta Parshall



Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario* (Libro 26, p. 24), por (CONAGUA, 2019).

Ecuaciones de descarga: (según Fórmulas para canales Parshall):

$$Q = 0.535 H_a^{1.53}$$

Despejando H_a

$$H_a = \left(\frac{Q}{0.535} \right)^{1/1.53}$$

Donde:

Q = Caudal, (m³/seg)

H_a = Tirante en 2/3 de A, (m)

La velocidad en el punto de medida de H_a es:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a}$$

Donde:

V_2 = Velocidad en el punto de medida de H_a , (m/s)

Q = Caudal, (m³/s)

A = Área de sección transversal del desarenador, (m²)

W_a = Ancho de la canaleta en 2/3 de A (m)

H_a = Tirante en 2/3 de A, (m)

Escribiendo la ecuación de Bernoulli entre el nivel del agua en el extremo aguas abajo del desarenador y el punto de medida de H_a se tiene:

$$\frac{V_1^2}{2g} + h = \frac{V_2^2}{2g} + H_a + h_L$$

De la ecuación anterior se despeja para el Tirante hidráulico

Donde:

V_1 = Velocidad horizontal de flujo (m/s)

V_2 = Velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

g = Gravedad (9.81 m/s²)

h = Tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

h_L = Altura del agua sobre la canaleta (m)

H_a = Tirante en 2/3 A (m)

El área de la sección transversal del desarenador:

$$A = \frac{Q}{V_1}$$

Donde:

A = Área de sección transversal del desarenador (m²)

Q = Caudal (m³/s)

V_1 = Velocidad horizontal de flujo (m/s)

El ancho del techo de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h}$$

Donde:

T = Ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = Área de sección transversal del desarenador (m²)

h = Tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

Se calcula el tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{h}{V_s}$$

Donde:

t = Tiempo de sedimentación, (s)

h = Altura del agua en el canal desarenador en el caudal máximo, (m)

V_s = Velocidad de asentamiento del material, (m/s)

Se calcula la longitud del desarenador:

$$L = \frac{H_v}{V_s} = \frac{hV_1}{V_s}$$

Donde:

L = Longitud del desarenador, (m)

H_v = Carga sobre el vertedor, (m)

h = Tirante hidráulico en el canal desarenador con el caudal máximo, (m)

V₁ = Velocidad horizontal de flujo, (m/s)

V_s = Velocidad de asentamiento del material, (m/s)

La longitud mínima adicional recomendada es de:

$$\Delta L_{\text{mín}} = 2h_{\text{máx}}$$

Donde:

ΔL_{mín} = Longitud mínima (m)

h_{máx} = Altura del agua en el canal desarenador máxima (m)

La longitud máxima adicional es de:

$$\Delta L_{\text{máx}} = 0.5 L$$

Donde:

ΔL_{máx} = Longitud máxima (m)

L = Longitud del desarenador (m)

Se adopta una longitud del desarenador (L) de:

$$L_T = L + \Delta L_{\text{máx}}$$

Donde:

L_T = Longitud total (m)

ΔL_{máx} = Longitud máxima (m)

L = Longitud de desarenador (m)

Estimación del volumen de arena por cada cámara:

$$V_a = []_a Q_m F_p$$

4.8.2. Diseño del sedimentador primario circular

Debido a que no se tienen pruebas de tratabilidad se puede realizar de la siguiente forma. Los clarificadores primarios se diseñan para una separación determinada (normalmente 40-60 %) de los sólidos en suspensión en el vertido de entrada (Sette Ramalho, 1996).

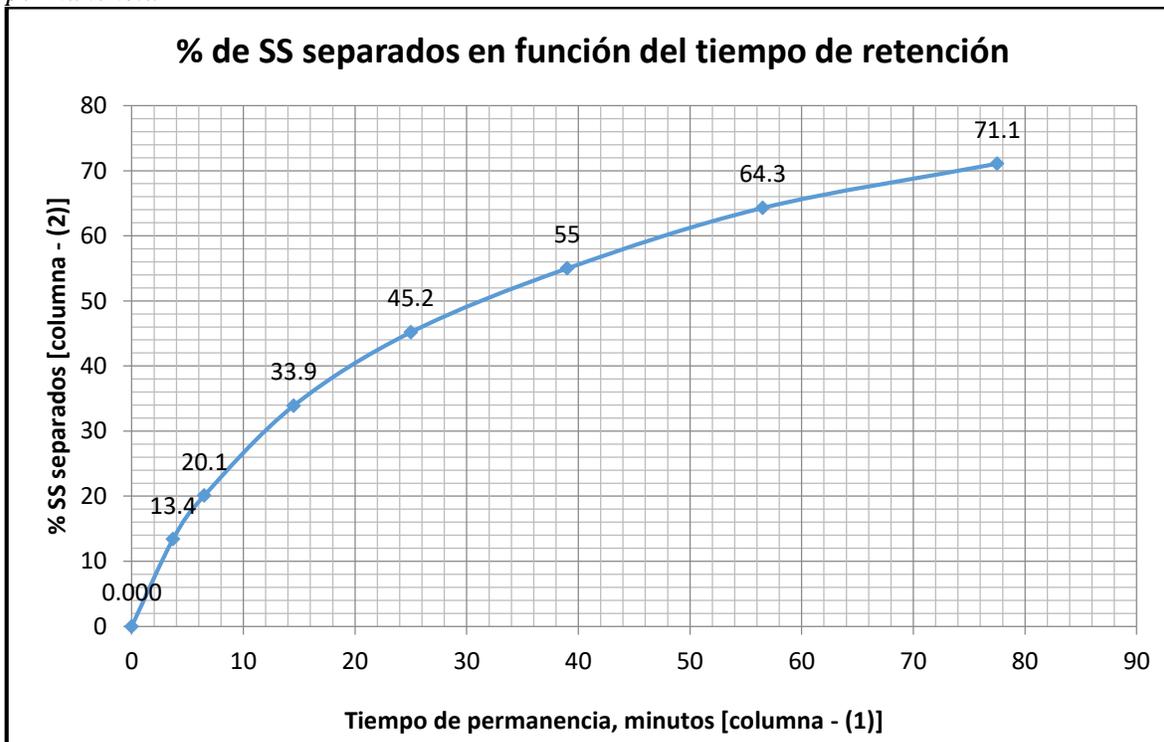
PASO 1.- Para la separación del 50 % de los sólidos en suspensión se obtiene: A partir de la siguiente tabla, se puede obtener un gráfico del % de sólidos en suspensión separados (% SS separados), en función del tiempo de retención o permanencia.

Tabla 44. SS separados, en %, en función del tiempo de retención, o residencia

[1] t (min)	[2] % SS separados
0	0.000
3.7	13.4
6.5	20.1
14.5	33.9
25.0	45.2
39.0	55.0
56.5	64.3
77.5	71.1

Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales* (Edición 2ª, p. 120), por (Sette Ramalho, 1996).

Figura 46. Separación de sólidos en suspensión (% SS), en función del tiempo de retención o permanencia



Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales* (Edición 2ª, p. 121), por (Sette Ramalho, 1996).

De el gráfico anterior se puede obtener el tiempo de retención o permanencia con respecto al % de sólidos en suspensión separados (% SS separados).

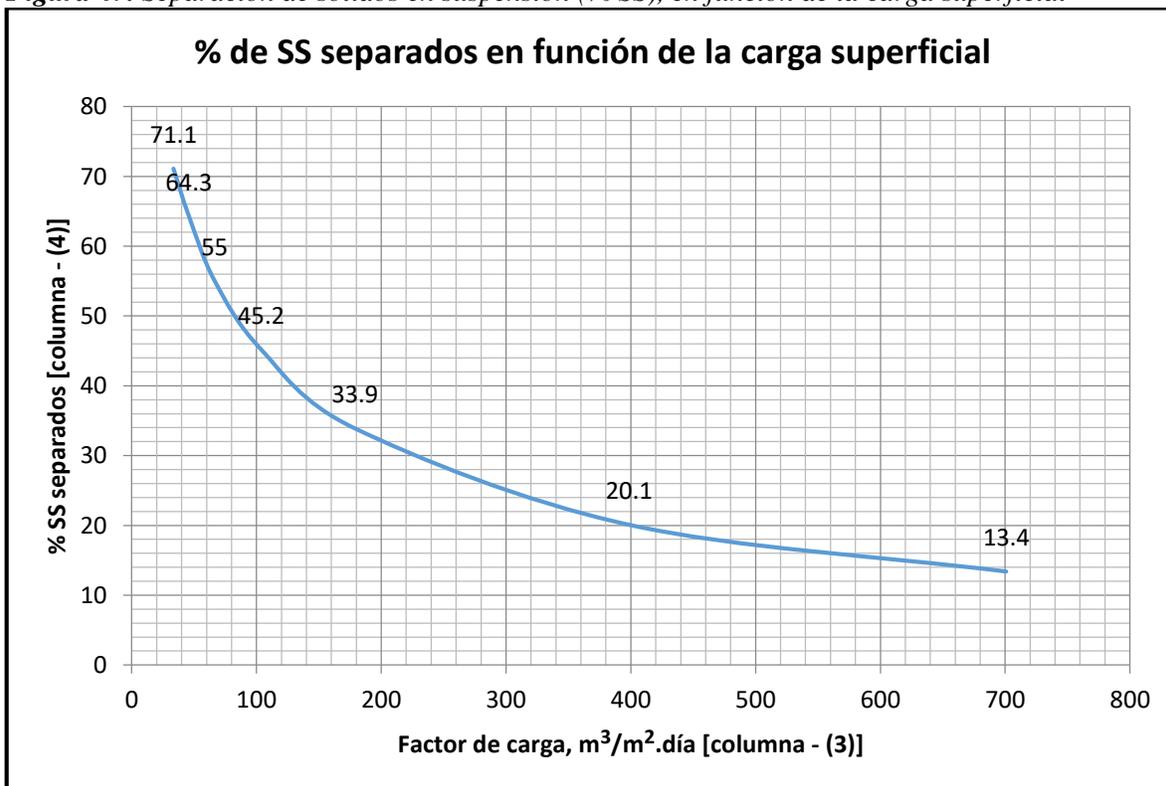
Con los datos de la siguiente Tabla, se puede realizar el gráfico que representa el % de sólidos en suspensión separados (% SS separados), en función de la carga superficial.

Tabla 45. % SS separados en función del factor de carga

[1] t (min)	[2] Velocidad de sedimentación Vs (m/h)	[3] Factor de carga (m ³ /m ² .d) Vs x 24	[4] % SS separados
3.7	29.2	700.8	13.4
6.5	16.6	398.4	20.1
14.5	7.45	178.8	33.9
25.0	4.32	103.7	45.2
39.0	2.77	66.5	55.0
56.5	1.91	45.8	64.3
77.5	1.39	33.4	71.1

Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales* (Edición 2ª, p. 121), por (Sette Ramalho, 1996).

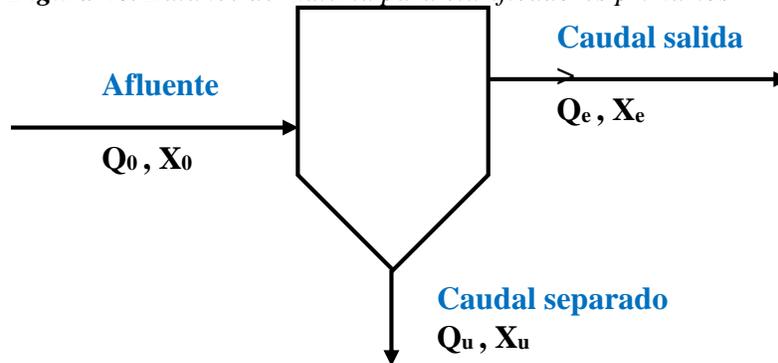
Figura 47. Separación de sólidos en suspensión (% SS), en función de la carga superficial



Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales* (Edición 2ª, p. 122), por (Sette Ramalho, 1996).

De el gráfico anterior se puede obtener el factor de carga superficial con respecto al % de sólidos en suspensión separados (% SS separados).

Figura 48. Balance de materia para clarificadores primarios



Balance de líquidos:
 $Q_0 = Q_e + Q_u$
 Balance de sólidos:
 $Q_0 X_0 = Q_e X_e + Q_u X_u$

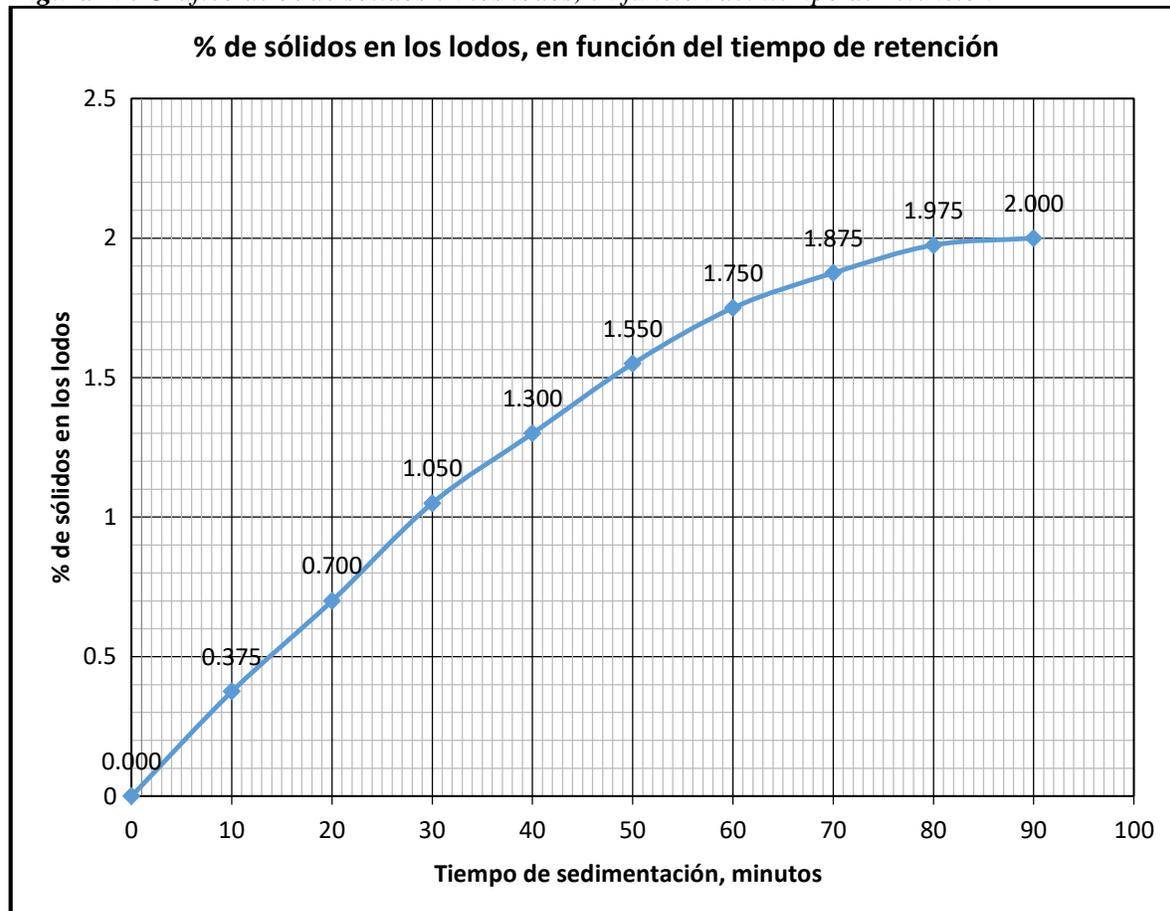
Para efectos de diseño: Utilizar un factor de mejoración entre 1.25 y 1.75

El tiempo de retención se multiplica por el factor de mejoración seleccionado.

La carga superficial se divide entre el factor de mejoración seleccionado.

POSO 2.- De la siguiente figura, obtenemos el % de sólidos en los lodos, en función del tiempo de retención o de sedimentación (Para: Diseño del sedimentador primario circular).

Figura 49. Gráfico de % de sólidos en los lodos, en función del tiempo de retención



Fuente: Adaptado de *Tratamiento de Aguas Residuales* (Edición 2ª, p. 125), por (Sette Ramalho, 1996).

De el gráfico anterior se puede obtener el % de sólidos en los lodos, con respecto al tiempo de retención o de sedimentación.

Teniendo el tiempo de sedimentación y buscado el % de sólidos en los lodos, empleando el gráfico anterior, se tiene que calcular:

$$X_u = \% \text{ de sólidos en los lodos} (1 \times 10^6 \frac{mg}{l})$$

Para separar el 50 % de sólidos en suspensión promedio:

$$X_e = 0.5 (X_0)$$

PASO 3.- Calcular Q_e y Q_u .

$Q_e = \frac{Q_0 (X_u - X_0)}{X_u - X_e}$	$Q_u = Q_0 - Q_e$ (de lodo compactado)
---	---

DATOS	
Parámetro	Descripción
$Q_0 =$	$m^3/\text{día}$ del afluente (Q de diseño).
$X_0 =$	mg/l de sólidos en suspensión en el afluente.
$Q_e =$	$m^3/\text{día}$ del efluente (rebosadero del clarificador).
$X_e =$	mg/l de sólidos en suspensión que permanecen en el líquido clarificado.
$Q_u =$	$m^3/\text{día}$ del gasto (caudal) que sale del clarificador.
$X_u =$	mg/l de sólidos en suspensión del caudal separado.

PASO 4.- Cálculo de las dimensiones de la estructura.

Cálculo del Área:	Cálculo del Diámetro:	Cálculo de su Altura:
$A = \frac{Q_e}{\text{Factor de carga}}$	$D = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2}$	$H = \frac{V}{A} = \frac{Q_0 t}{A}$

PASO 5.- Cálculo del peso de los lodos.

Para obtener el peso total de los lodos (Acumulación diaria de lodos):
Se considera la densidad del agua limpia ($1,000 \text{ kg/m}^3$).

$$W_{\text{total de lodos}} = (Q_u) * (1,000 \frac{kg}{m^3})$$

Para obtener el peso de los sólidos (sólidos secos sedimentados):

$$W_{\text{mat sec}} = (W_{\text{total de lodos}}) * \left(\frac{\% \text{ de sólidos en los lodos}}{100}\right)$$

4.8.3. Diseño del sistema de lodos activados (Reactor biológico)

Determinación del volumen del reactor (V):

Se utiliza la ecuación de Lawrence y Mc Carty

$$V = \frac{\theta_c Q Y(S_o - S)}{X(1 + K_d \theta_c)}$$

Donde:

V = Volumen del reactor, m³

S_o = Substrato soluble y biodegradable en el influente (DBO₅ soluble), mg/l

S = Substrato soluble en el efluente (DBO₅ soluble), mg/l

Θ_c = Tiempo de retención celular, d.

Q = Caudal del influente, m³/d

Y = Coeficiente de crecimiento, producción de células, kg SSV/kg DBO₅ removida

K_d = Coeficiente de decaimiento endógeno, d⁻¹

X = Concentración de células (SSV) en el reactor, mg/l

Determinación de la S (DBO₅ soluble en el efluente) y la eficiencia del tratamiento biológico:

Asumiendo que 80 % de los SST efluente son orgánicos (volátiles).

$$SSV_{ef} = 0.8 (SST_{ef})$$

Considerando que 65 % de los biosólidos son biodegradables.

$$SSV_{ef.bio.} = 0.65 (SSV_{ef})$$

Si 1.42 mgO₂ son consumidos por 1 mg de células oxidadas. La DBO última de los sólidos biodegradables en el efluente será:

$$DBO_u, SSef = 1.42 (SSV_{ef.bio.})$$

Si la DBO₅ es de 0.45 a 0.68 de DBO_u. Entonces, asumiendo 0.68

$$DBO_5, SSef = 0.68 (DBO_u, SSef)$$

Por lo tanto, la DBO₅ soluble en el efluente del sistema de lodos activados es:

$$S = DBO_5 \text{ sol.ef.} = DBO_5 \text{ ef.} - DBO_5, SSef$$

La eficiencia del tratamiento biológico se determina:

$$E = \frac{(S_o - S)100}{S_o} = \%$$

Determinación (Selección) de Θ_c, X y los coeficientes cinéticos:

Θ_c es el parámetro que relaciona el tiempo de residencia con la cinética y estequiometría del proceso (climas fríos: valores de Θ_c altos y climas calientes: valores de Θ_c bajos).

La selección de X depende de la transferencia de oxígeno y las características del mezclado que provee el sistema de aeración, así como de la temperatura y de la carga de sólidos aceptable para los sedimentadores secundarios.

Para el sistema convencional de lodos activados X se recomienda en el rango de 1,500 – 3,000 mg/l.

La concentración de sólidos en el lodo extraído del sedimentador secundario varía de 8,000 a 15,000 mg/l.

Determinación del caudal de diseño y porcentaje de recirculación:

$$X(Q+Q_r) = SS \text{ l sed } (Q_r)$$

Despejando Q_r y asumiendo: $X = 3,000 \text{ mg/l}$ y $SS \text{ l sed} = 8,000 \text{ mg/l}$, entonces:

$$Q_r = \frac{X Q}{SS \text{ l sed} - X} =$$

$$\alpha = \frac{Q_r}{Q} \quad [Q_r/Q = 0.25 \text{ a } 0.75]$$

$$Q_{\text{diseño}} = Q + Q_r = \text{m}^3/\text{d}$$

Los coeficientes cinéticos Y y k_d se determinan mediante la realización de pruebas de tratabilidad de biodegradación aerobia.

Como no se tienen datos de pruebas de tratabilidad, seleccionamos los siguientes valores:

$\theta_c = [5-15 \text{ días}]$, (Tabla 10-5. Pág. 626, Metcalf & Eddy)

$Y = 0.6 \text{ mg SSV/mg DBO}_5$

$X = [1,500-3,000 \text{ mg/l}]$, (Tabla 10-5. Pág. 626, Metcalf & Eddy)

$K_d = 0.06 \text{ d}^{-1}$ ($T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$)

K_d debe ser corregido por temperatura: $K_t = K_{20} \Theta^{(T-20)}$

De la siguiente Tabla: Suponiendo que la temperatura media en ($^\circ\text{C}$) y $\Theta =$

Tabla 46. Coeficientes de temperatura-actividad para diversos procesos biológicos de tratamiento

Proceso	Valor de θ	
	Intervalo	Valor típico
Fangos activados	1.00 - 1.08	1.04
Lagunas aireadas	1.04 - 1.10	1.08
Filtros percoladores	1.02 - 1.08	1.035

Fuente: Adaptado de *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Volumen 1, Edición 3ª, p. 426), por (Metcalf & Eddy, 1996).

Entonces, el volumen requerido será:

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X(1 + K_d \theta_c)}$$

Determinación de la masa de lodo residual generada por día:

$$Y_{\text{observada}} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c}$$

$$P = \frac{Y_{\text{obs}} Q (S_o - S)}{1000} :$$

Aumento diario de los sólidos suspendidos del licor mezclado (P_{ss}), kg/d :

$$P(SS) = \frac{P}{SSVLM/SSLM} :$$

Masa diaria de lodo residual (M l.r):

$$M l.r = P(SS) - \frac{Q SSTe}{1000} :$$

Caudal de lodo residual (Q l.r):

$$Q l.r = \frac{M l.r}{SS l sed} :$$

Determinación del caudal y porcentaje de recirculación:

$$M l.r = (X Q) / (SST l sed - X)$$

Determinación del tiempo de retención hidráulico (θ):

$$\theta = \frac{V}{Q} : \quad [\theta = 4 \text{ a } 8 \text{ hrs}]$$

Determinación de la relación alimento/microorganismos (F/M):

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{\theta X} \quad [F/M = 0.2 \text{ a } 0.4]$$

Determinación de la carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{S_o Q}{V} :$$

Determinación del requerimiento de oxígeno:

$$\text{Masa de DBO}_{\text{última}} = \frac{Q(S_o - S)}{0.68} :$$

$$\text{DBO}_{\text{última de nuevas células}} = 1.42 P$$

Requerimiento real de oxígeno:

$$\text{Kg O}_2/\text{d} = \text{Masa de DBO}_{\text{última}} - \text{DBO}_{\text{última de nuevas células}}$$

Determinación de la cantidad de aire requerido:

Asumiendo que el aire contiene 23.2 % O₂ en peso y $\gamma_{\text{aire}} = 1.2 \text{ kg/m}^3$.

$$Q_{\text{aire teóric}} = \frac{\text{Kg O}_2/\text{d}}{0.232 \gamma_{\text{aire}}}$$

La cantidad real de aire requerido está afectada por la eficiencia de transferencia de oxígeno (7 %): $Q_{\text{aire}} = Q_{\text{aire teóric}}/0.07$

4.8.4. Diseño del filtro percolador

Formulaciones para medio filtrantes de material plástico:

Dos de las expresiones más frecuentemente empleadas para predecir y describir el funcionamiento y rendimiento observado de los filtros percoladores con rellenos de materiales plásticos, son las propuestas por Eckenfelder y por Germain y Schultz (Metcalf & Eddy, 1996, pp. 470-472).

Empleando:

La forma general de la ecuación propuesta por Germain y Schultz es la siguiente:

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp[-k_{20}D(Q_v)^{-n}]$$

Donde:

S_e = DBO₅ total del efluente del filtro sedimentado, (mg/l).

S_i = DBO₅ total del agua residual aplicada al filtro, (mg/l).

k_{20} = Constante de tratabilidad correspondiente a la profundidad media del filtro (D) a la temperatura de 20 °C, las unidades varían en función del valor del exponente (n).

D = Profundidad del filtro, (m).

Q_v = Caudal volumétrico aplicado por unidad de área del filtro = Q/A, (m³/min*m²).

Q = Caudal aplicado al filtro sin recirculación, (m³/min).

A = Área transversal del filtro, (m²).

n = Constante experimental, normalmente, (n = 0.5).

Cálculo del área del filtro percolador:

Sustituyendo (Q/A) por (Q_v), y despejando de la ecuación anterior el área.

$$AFP = Qd \left[\frac{-\log(S_e/S_i)}{Kt * HFP} \right]^{\frac{1}{n}}$$

Cálculo de la constante de tratabilidad:

$$Kt = K_{20} \beta^{(T-20)}$$

Determinación del volumen del filtro percolador:

$$VFP = AFP * HFP$$

Determinación del diámetro del filtro percolador:

$$DFP = \left(\frac{4 * AFP}{3.1416} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Comprobación de la carga hidráulica:

$$qHFP = \frac{Qd}{AFP}$$

Comprobación de la carga orgánica:

$$qOFP = \frac{Qd * DBO5}{VFP}$$

Determinación de la altura de presión resultante de la diferencia de temperaturas:

$$VNA = 3.53 * \left(\frac{1}{Tme} - \frac{1}{Tma} \right) HFP$$

Determinación de la velocidad de rotación del distribuidor rotatorio:

$$n = \frac{1.66 * qHFP}{NBD * D}$$

DATOS		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
K20 =	Constante de tratabilidad	(lt/m ² *h ^{0.5})
B =	Coefficiente de temperatura	---
T =	Temperatura	(°C)
Qd =	Gasto de diseño (Qmed)	(lt/seg y en m ³ /día)
Si =	DBO5 del influente	(mg/lt)
Se =	DBO5 del efluente	(mg/lt)
HFP =	Profundidad del filtro percolador	(m)
AFP =	Área del filtro percolador	(m ²)
VFP =	Volumen del filtro percolador	(m ³)
DFP =	Diámetro del filtro percolador	(m)
qHFP =	Carga hidráulica	(m ³ /m ² *hr)
DBO5 =	Carga orgánica del influente	(mg/lt y en kg/m ³)
qOFP =	Carga orgánica	(kg DBO ₅ /m ³ *día)
Tme =	Temperatura menor	(°C)
Tma =	Temperatura mayor	(°C)
VNA =	Ventilación natural del aire	(mm de agua)
NBD =	Número de brazos del distribuidor	
D =	Gasto de dosificación	(mm/paso)

4.8.5. Diseño del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB)

Habiendo calculado y conociendo los valores de los gastos de diseño (gasto afluente promedio, y gasto afluente máximo horario, en l/s y en m³/día), procedemos a realizar los cálculos del dimensionamiento para el diseño del RAFA, teniendo como variación la concentración del agua residual a tratar y la temperatura de operación (CONAGUA, 2019). Se presenta la siguiente Tabla, como apoyo para el seguimiento de los pasos del diseño:

Tabla 47. Pasos a seguir en el diseño de un RAFA

Pasos	Observaciones
Datos de entrada	Gasto afluente promedio: Q_{ip} Gasto afluente máximo horario: $Q_{m\acute{a}x-h}$ DQO afluente promedio (S_o): DBO afluente promedio (S_o): Temperatura del agua residual:
Calcular la carga de DQO en el afluente promedio (L_o)	$L_o = S_o * Q_{ip}$
Seleccionar el tiempo de retención hidráulico (t)	Tabla. Tiempo de residencia hidráulica recomendados para un RAFA...
Determinar el volumen total del reactor (V)	$V = Q_{ip} * t$
Especificar el número de módulos del reactor (N)	El volumen del reactor deberá ser menor a 1,500 m ³ (Metcalf & Eddy I. , 2003). Para sistemas pequeños, el volumen del reactor deberá ser < 500 m ³ (De Lemos Chernicharo, 2007).
Calcular el volumen de cada módulo (V_u):	$V_u = \frac{V}{N}$
Establecer un valor para la altura del reactor (H):	Altura de 3 a 6 metros (De Lemos Chernicharo, 2007). Altura de 6 metros (Metcalf & Eddy I. , 2003).
Determinar el área de cada módulo (A):	$A = \frac{V_u}{H}$
Calcular las dimensiones del área del reactor	Rectangular (largo y ancho) o circular (diámetro).
Determinar la carga hidráulica volumétrica (CHV) y compararla con las recomendaciones de diseño de la Tabla. Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño del RAFA...	$CHV = \frac{Q_{ip}}{V}$
Determinar la carga orgánica volumétrica (COV) y compararla con: COV de 2 a 4 kg de DQO/m ³ .d (Metcalf & Eddy I. , 2003), para aguas residuales domésticas (20 °C) y COV de 1.15 a 1.45 kg de DQO/m ³ .d (van Lier, 2010), para aguas residuales domésticas (20 °C).	$COV = \frac{Q_{ip} * S_o}{V}$

Continuación de: Pasos a seguir en el diseño de un RAFA

Pasos	Observaciones
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{ip}	$v = \frac{Q_{ip}}{At}$
Velocidad de flujo ascendente, para $Q_{máxh}$	$v = \frac{Q_{máxh}}{At}$
Comparar la velocidad del flujo ascendente	Tabla. Velocidades de flujo ascendente recomendados para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente...
Sistemas de distribución del agua residual (afluente)	Establecer el área de influencia de los tubos de alimentación de acuerdo con la Tabla. Directrices para determinar el área de influencia...
Calcular el número de tubos de distribución del agua residual (afluente)	$Nd = \frac{At}{Ad}$
Estimar la eficiencia de remoción de la DQO	$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35})$
Estimar la eficiencia de remoción de la DBO	$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50})$
Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:	$C_{efl} = \frac{S_o - (E * S_o)}{100}$
Estimación de la producción del metano	$DQO_{CH_4} = Q_{ip} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o]$ $K(t) = \frac{P + K_{DQO}}{[R * (273 + T)]}$ <p> $P = 1 \text{ atm}$ $K_{DQO} = 64 \text{ gDQO/mol}$ $R = 0.08206 \text{ atm L/mol K}$ </p> $Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$
Estimación de la producción del biogás (considerando un contenido de metano de 75 % en el biogás)	$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75}$
Calcular la producción de lodo (Pl)	$Pl = Y * DQO_{app}$
Siendo: Pl = Ps DQO _{app} = Lo	Establecer un coeficiente del rendimiento de sólidos (Y) de acuerdo con la Tabla. Criterios de diseño para reactores...(RAFA)
Volumen del lodo (Vl)	$Vl = \frac{Pl}{\gamma * \left(\frac{C}{100}\right)}$
Siendo: Vl = Vs	Establecer la densidad del lodo (γ) y una concentración esperada de la descarga del lodo (C), de acuerdo con la Tabla. Criterios de diseño para reactores...(RAFA)

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 28, pp. 37-38), por (CONAGUA, 2019).

4.8.6. Diseño del filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) como postratamiento del efluente de un reactor anaerobio

En el caso de diseño de un FAFA como unidad de postratamiento, se calcula la carga hidráulica superficial para el gasto medio, el máximo diario y el máximo horario, verificando que los valores se encuentren en los intervalos de diseño presentados en la (Tabla. Criterios de diseño para filtros...FAFA), al igual que las cargas volumétricas respectivas. Se utiliza la secuencia de cálculo de la siguiente Tabla, para el dimensionamiento del FAFA:

Tabla 48. Dimensionamiento de un FAFA en función de la variación de los gastos

Concepto	Observaciones
Cálculo del volumen del filtro, en m ³	Aplicar la ecuación: $V = Q(TRH)$ Donde: Q = Caudal medio, en m ³ /d TRH = Tiempo de residencia hidráulica, en d
Cálculo de la altura total del filtro, en m	H = Altura del fondo + altura del empaque + bordo libre
Cálculo del área del filtro anaerobio, en m ²	$A = \frac{V}{H}$ Donde: V = Volumen del filtro, en m ³ A = Área del filtro, en m ² H = Altura total del filtro, en m
Cálculo del volumen del medio filtrante, en m ³	$Vmf = A(\text{altura del empaque})$
Verificación de la carga hidráulica superficial. Se calcula para: Gasto medio, en m ³ /d Gasto máximo diario, en m ³ /d Gasto máximo horario, en m ³ /d	$CHS = \frac{Q}{A}$ CHS medio, en [m ³ /(m ² .d)] CHS máximo diario, en [m ³ /(m ² .d)] CHS máximo horario, en [m ³ /(m ² .d)]
Verificación de la carga orgánica volumétrica	$COV = \frac{Q * S_0}{V}$ $COVmf = \frac{Q * S_0}{Vmf}$
Se calcula para: Todo el filtro Medio de empaque	Donde: COV = Carga orgánica volumétrica, en kg de DBO m ³ /d COVmf = Carga orgánica volumétrica para el medio filtrante, en kg de DBO m ³ /d Q = Caudal medio, en m ³ /d S ₀ = DBO del afluente, mg/L (S subíndice cero) V = Volumen del filtro, en m ³ Vmf = Volumen del medio filtrante, en m ³
NOTA: La carga hidráulica superficial y la carga orgánica volumétrica deben estar en los intervalos presentados (Ver Tabla. Criterios de diseño para filtros anaerobios...FAFA).	
Cálculo de la remoción del filtro anaerobio	$E = 100[1 - 0.87(TRH)^{-0.50}]$
Concentración de DBO esperada en el efluente	$DBO_{ef} = S_0 - \frac{E * S_0}{100}$

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente* (Libro 29, pp. 23-24), por (CONAGUA, 2019).

4.8.7. Diseño del tanque de contacto de cloro.

Cálculo del consumo diario de cloro:

$$Cl_2 = D_{Cl_2} med * Q_{med}$$

Dosificación de cloro (Tabla ya antes mencionada):

Dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual	
Aplicación	Intervalo de dosis, mg/l
Red de alcantarillado:	
Control de corrosión (H ₂ S)	2-9 ^a
Control de olores	2-9 ^a
Control de crecimientos de películas biológicas	1-10
Tratamiento:	
Reducción de DBO	0,5-2 ^b
Control de espumas en digestores y tanques Imhoff	2-15
Oxidación del sobrenadante del digestor	20-140
Oxidación del sulfato ferroso	— ^c
Control de moscas en los filtros	0,1-0,5
Control de la inundación en los filtros	1-10
Eliminación de grasas	2-10
Control del bulking del fango	1-10
Evacuación (desinfección):	
Agua residual bruta (precloración)	6-25
Efluente primario	5-20
Efluente del proceso de precipitación química	2-6
Efluente de plantas de filtros percoladores	3-15
Efluente del proceso de fangos activados	2-8
Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1-5

^a Por mg/l de H₂S.
^b Por mg/l de DBO₅ eliminada.
^c 6(FeSO₄ · 7H₂O) + 3Cl₂ → 2FeCl₃ + 2Fe₂(SO₄) + 42H₂O.

Cálculo de las Dimensiones del tanque:

$$A_{transv} = \frac{Q_{med}}{V} \quad B = \frac{A_{transv}}{H}$$

Cálculo de la longitud del recorrido del caudal y relación largo-ancho:

$$L = V * t \quad \frac{L}{B}$$

DATOS		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
CL ₂ =	Cloro	(mg/l y en kg/m ³)
Do med =	Dosis de cloro del gasto medio	(kg/d)
Qmed =	Gasto de diseño	(lt/seg y en m ³ /día)
A _{transv} =	Área transversal	(m ²)
B =	Ancho del cana	(m)
L =	Longitud total del trayecto del caudal entre mamparas	(m)
V =	Velocidad del caudal	(l/s o m ³ /s)
H =	Altura	(m)
t =	Diámetro del filtro percolador	(m)

4.9. Normativa

Tipos de muestreo

Son varios los criterios que se toman en cuenta para optar por un tipo de muestreo. Existen tres tipos básicos:

- 1.-Muestra simple.
- 2.-Muestra compuesta.
- 3.-Muestra integrada.

Sin embargo, para los propósitos del presente proyecto, bastará desarrollar solo dos de ellos, la muestra simple y la compuesta.

Las muestras simples o puntuales, son las muestras que se toman en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, el volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición. Es adecuada para representar cuerpos de agua con una composición estable en el tiempo, y para cuando se quiera representar un pico máximo o mínimo de la composición o de un indicador de calidad de agua. Un caso típico, como forma de aclarar este último punto, es el muestreo de organismos patógenos en lagunas: la mayor actividad de microorganismos se registra a mediodía, por tanto, para representar correctamente el riesgo microbiológico de esas aguas, basta una muestra puntual en ese momento.

Las muestras compuestas resultan de la mezcla y homogeneización de muestras puntuales recogidas en un mismo punto a lo largo de un periodo de tiempo. Se utilizan para evaluar la calidad promedio de aguas cuya composición varía en el tiempo. Tienen el fin de representar el promedio de las variaciones de los contaminantes y, de esta forma, obtener su concentración promedio a lo largo de un turno, un ciclo de producción o un día. Una vez determinados el caudal de la descarga y las concentraciones de sustancias, se calcula la carga total de contaminantes, que es el resultado de multiplicar la concentración por el caudal. El efecto sobre el cuerpo receptor está más en función de la carga total que de la concentración.

Para el cumplimiento de la normatividad vigente en cuanto a los contaminantes presentes en el agua y lodo residual, se utiliza la siguiente legislación:

NOM-001-SEMARNAT-1996 - Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

NOM-004-SEMARNAT-2002 - Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final.

Conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), son regulaciones técnicas de observancia obligatoria, en tanto que las Normas Mexicanas (NMX) son de aplicación voluntaria.

La norma técnica mexicana que se utilizará para realizar el muestreo en descargas de aguas residuales es la **NMX-AA-003-1980**. La norma técnica nos especifica cuando, como y donde es necesario tomar una muestra, y la recomendación de su conservación para que los resultados de laboratorios sean confiables.

Para la cuantificación de los parámetros físico-químicos, químicos y biológicos se tomarán las normas técnicas mexicanas quienes nos indican como se llevará a cabo el análisis de cada contaminante, estas se observan en la siguiente Tabla.

Tabla 49. Normas técnicas para el análisis de parámetros

PARÁMETROS	NORMA UTILIZADA
Demanda química de oxígeno	NMX-AA-030-SCFI-2001
Demanda bioquímica de oxígeno	NMX-AA-028-SCFI-2001
Sólidos suspendidos totales	NMX-AA-034-SCFI-2001
Fósforo total, como P	NMX-AA-029-SCFI-2001
Nitrógeno total, como N	NMX-AA-026-SCFI-2001
Coliformes fecales NMP	NMX-AA-102-1987
Huevos de helminto	NMX-AA-113-SCFI-1999
Temperatura	NMX-AA-007-SCFI-2000
pH	NMX-AA-008-SCFI-2000

Fuente: Adaptado de (CONAGUA, 2018).

Tabla 50. NOM-001-SEMARNAT-1996 (Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales)

PARÁMETROS	RÍOS					
	Uso en riego agrícola		Uso público urbano		Protección de vida acuática	
	(A)		(B)		(C)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura (°C). (1)	N.A.	N.A.	40	40	40	40
Grasas y Aceites (mg/l). (2)	15	25	15	25	15	25
Materia flotante. (3)	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Sólidos sedimentables (ml/l).	1	2	1	2	1	2
Sólidos suspendidos totales (mg/l).	150	200	75	125	40	60
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/l).	150	200	75	150	30	60
Nitrógeno Total (mg/l).	40	60	40	60	15	25
Fósforo Total (mg/l).	20	30	20	30	5	10
Potencial hidrógeno (pH).	El rango permisible es de 5 a 10 unidades.					
Coliformes fecales.	Es de 1,000 a 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml. para el promedio mensual y diario, respectivamente.					

Límites máximos de los parámetros a cumplir para el proyecto.

- (1) Instantáneo.
 - (2) Muestra simple promedio ponderado.
 - (3) Ausente, según el método de prueba definido en la NMX-AA-006.
- P.D.** = Promedio Diario; **P.M.** = Promedio Mensual; **N.A.** = No es aplicable.
(A), (B), (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley Federal de Derechos.

Tabla 51. Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros (NOM-001-SEMARNAT-1996)

PARÁMETROS (*) (miligramos por litro)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS					
	RÍOS					
	Uso en riego agrícola		Uso público urbano		Protección de vida acuática	
	(A)		(B)		(C)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2
Cianuros	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01
Níquel	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0
Plomo	0.5	1.0	0.2	0.4	0.2	0.4
Zinc	10	20	10	20	10	20

Límites máximos de los parámetros a cumplir para el proyecto.

(*) Medidos de manera total.

P.D. = Promedio Diario; **P.M.** = Promedio Mensual; **N.A.** = No es aplicable.

(A), (B), (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley Federal de Derechos.

NOM-004-SEMARNAT-2002 (*Protección ambiental. - Lodos y biosólidos. - Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final*).

Tabla 52. Límites máximos permisibles para metales pesados en biosólidos

CONTAMINANTES (Determinados en forma total)	EXCELENTES mg/kg en base seca	BUENOS mg/kg en base seca
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1,200	3,000
Cobre	1,500	4,300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57
Níquel	420	420
Zinc	2,800	7,500

Tabla 53. Límites máximos permisibles para patógenos y parásitos en lodos y biosólidos

CLASE	INDICADOR BACTERIOLÓGICO DE CONTAMINACIÓN		PARÁSITOS
	Coliformes fecales NMP/g en base seca	Salmonella spp. NMP/g en base seca	
A	Menor de 1,000	Menor de 3	Menor de 1 ^(a)
B	Menor de 1,000	Menor de 3	Menor de 10
C	Menor de 2,000,000	Menor de 300	Menor de 35

Nota: (a) Huevos de helmintos viables. **NMP** número más probable.

Tabla 54. Aprovechamiento de biosólidos

TIPO	CLASE	APROVECHAMIENTO
Excelente	A	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usos urbanos con contacto público directo durante su aplicación. ▪ Los establecidos para clase B y C.
Excelente o bueno	B	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usos urbanos sin contacto público directo durante su aplicación. ▪ Los establecidos para clase C.
Excelente o bueno	C	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usos forestales. ▪ Mejoramiento de suelos. ▪ Usos agrícolas.

Para efectos de la norma, los lodos y biosólidos se clasifican en excelentes o buenos en función de su concentración de metales pesados, y en clase A, B y C, en función de su contenido de organismos patógenos y parásitos.

Es importante mencionar que para el aprovechamiento de los lodos y biosólidos con fines agrícolas deberá cumplir con los indicadores para clase C, y además se sujetará a lo que se establece en la Ley Federal de Sanidad Vegetal.

Para la disposición final de los lodos y biosólidos deberá cumplir con los indicadores para clase C, y los sitios para su disposición será la que autorice la autoridad competente, conforme a la normatividad vigente en la materia.

Los lodos que cumplan con la normatividad pueden ser almacenados hasta por un periodo de dos años. En el sitio que se almacene deberá estar habilitado para que no existan infiltraciones al subsuelo, y contar con un sistema de recolección de lixiviados. Por otro lado, se permite la mezcla de dos o más lotes de lodos o biosólidos, siempre y cuando ninguno de ellos este clasificado como residuo peligroso y su mezcla resultante cumpla con lo establecido en esta norma oficial mexicana.

CAPÍTULO V. METODOLOGÍA

CAPÍTULO 5. METODOLOGÍA

Para realizar este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, se recopiló información de los Manuales de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS, 2019) publicados por (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua. Relacionada con los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros que considera recomendable utilizar en las operaciones y procesos unitarios de tratamiento, de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales. Esta información se completó con las recomendaciones de los libros de Metcalf & Eddy (1996), *“Ingeniería de Aguas Residuales; Tratamiento, Vertido y Reutilización. Volumen I y II”*.

La selección de los procesos considerados para su estudio son las siguientes:

ALTERNATIVA 1: Tratamiento preliminar + Sedimentador primario + Lodos activados + Sedimentador secundario + Desinfección: Cloración + Tratamiento de lodos.

ALTERNATIVA 2: Tratamiento preliminar + Sedimentador primario + Filtro percolador + Sedimentador secundario + Desinfección: Cloración + Tratamiento de lodos.

ALTERNATIVA 3: Tratamiento preliminar + Reactor anaerobio de flujo ascendente + Filtro anaerobio de flujo ascendente + Desinfección: Cloración + Lecho de secado.

Con la información relacionada con el gasto promedio de agua residual municipal por tratar, el diseño modular, la generación y tratamiento de lodos; el cumplimiento de los parámetros de calidad de acuerdo con la NOM-001-SEMARNAT-1996 de manera continua a lo largo del año a la salida de la planta se desarrolló metodologías de diseño en hojas de Excel (Memoria de cálculo de Excel) para estimar los dimensionamientos básicos de cada alternativa, con la finalidad de expresar el requerimiento de área y la determinación de la calidad del agua efluente.

5.1. Clasificación de los sistemas de tratamiento

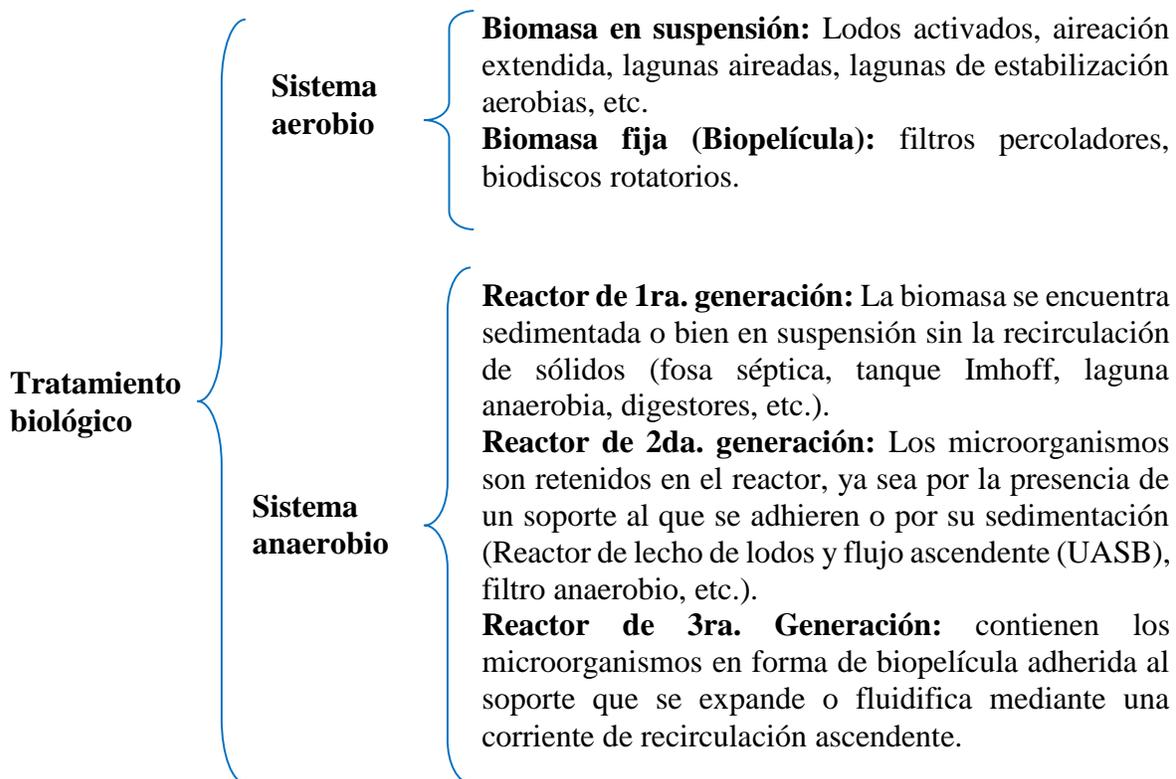
El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes para cumplir con dos objetivos principales:

- Control de la contaminación del agua para cumplir la legislación vigente y evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores (agua o suelo).
- Reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere agua de calidad potable. Como, por ejemplo: recarga de acuíferos, riego de áreas verdes, lavado de calles, automóviles, control de incendios, en la industria (enfriamiento), usos recreativos, etc.

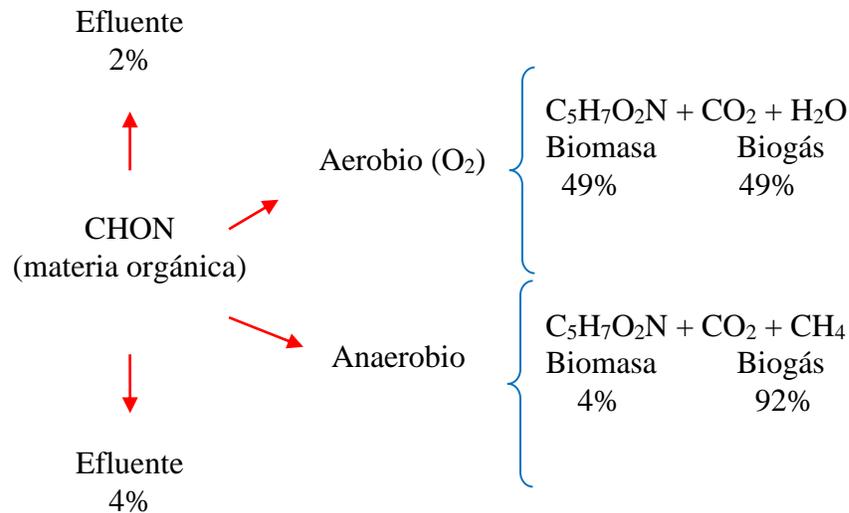
Las plantas de tratamiento reproducen en forma acelerada y controlada los procesos naturales físicos, químicos y biológicos que permiten la eliminación de materia inorgánica y la degradación de la materia orgánica.

Los métodos de tratamiento por lo general se clasifican en:

- Operaciones físicas unitarias (aplicación de fuerzas físicas, como la sedimentación, flotación, filtración, etc.).
- Procesos químicos unitarios (remoción o transformación de los contaminantes por adición de químicos o reacciones químicas).
- Procesos biológicos unitarios (remoción de constituyentes orgánicos biodegradables debido a la actividad biológica).



5.1.1. Comparación entre el balance de carbono orgánico en el tratamiento aerobio y anaerobio



5.1.2. De acuerdo al grado de tratamiento que se obtiene, existen los siguientes tipos de tratamiento:

- **Tratamiento primario:** Se remueven materiales gruesos y arena (tratamiento preliminar), así como sólidos suspendidos y una porción de la materia orgánica.
- **Tratamiento secundario:** Se remueve la materia orgánica, generalmente mediante procesos biológicos y también puede incluir procesos químicos como la desinfección.
- **Tratamiento terciario:** Se utilizan cuando se requiere mejor calidad del efluente por ser reutilizado o para el control de la contaminación en los cuerpos receptores. Generalmente se utilizan procesos físico-químicos (coagulación – floculación - sedimentación, filtración, adsorción).

5.1.3. Procesos para el tratamiento de las aguas residuales

Tabla 55. Procesos para el tratamiento de las aguas residuales

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCIÓN
Tratamiento preliminar	Incluye la remoción del material grueso por medio de rejillas, desmenuzando del material removido para su reintegración al agua por tratar y remoción de arenas, gravas y otros sólidos pesados inertes.
Tratamiento primario	Abarca la sedimentación primaria, con aditivos coagulantes o sin ellos, y la remoción de sólidos flotantes y grasas
Tratamiento secundario	
<ul style="list-style-type: none"> Lagunas de estabilización 	<p>En ellas se produce la oxidación biológica de las aguas residuales mediante procesos aerobios, caso en el cual se denominan de <u>oxidación o aerobias</u>, aerobios y anaerobios, en las <u>lagunas facultativas</u> o totalmente <u>anaerobias</u>.</p> <p>Básicamente la oxidación es generada por procesos fotosintéticos de algas microscópicas bajo la acción solar; este proceso es sensible a la temperatura, la relación precipitación-evaporación, la insolación y la velocidad del viento. En su diseño debe cuidarse que el tiempo de retención, de unos 30 días, no se vea perjudicado por la ocurrencia de corto circuitos. Normalmente tienen tirantes de 1 a 1.5 m.</p>
<ul style="list-style-type: none"> Lodos Activados 	<p>Se basa en la formación de un sistema biológico, en el cual los sólidos orgánicos contenidos en las aguas residuales sirven de alimento a una masa microbiana en un medio suspendido y provisto de oxigenación adecuada; se complementa con sedimentación secundaria, para la remoción de los sólidos biológicos y la recirculación de una parte de los mismos. Tiene distintas variaciones, como las siguientes:</p> <p><u>Flujo pistón:</u> El suministro de aire a lo largo del reactor es variable.</p> <p><u>Mezcla completa:</u> Las concentraciones de alimento, microorganismos y aire son uniformes en el reactor de aeración.</p> <p><u>Aeración por pasos:</u> El influente y el aire son introducidos al reactor en distintos puntos del proceso.</p> <p><u>Oxigenación con oxígeno puro:</u> permite el ingreso de mayores cargas o la disminución del tiempo de retención.</p> <p><u>Aeración Extendida:</u> Se diseña con mayores tiempos de retención hidráulicos, y opera con altas concentraciones de sólidos en una mezcla completa, produciendo un efluente nitrificado y lodos más estables.</p> <p><u>Zanjas de oxidación:</u> Representan una variación del sistema de aeración extendida, con agitación mecánica y oxigenación por difusión.</p>

	Los sistemas de aeración extendida resisten mayores fluctuaciones en la carga orgánica o hidráulica, son de fácil operación y producen lodos mineralizados, aunque pueden tener un alto consumo de energía. En todos los procesos de lodos activados, la sedimentación eficiente es esencial para un desempeño adecuado del sistema.
<ul style="list-style-type: none"> Filtros percoladores o rociadores 	Es un sistema biológico de medio fijo, en el cual el agua residual se hace percolar a través de un lecho de piedras o elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente; se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse recircular parte del gasto al filtro. El sistema es fácil de operar; es posible atenuar, mediante la recirculación, los choques de carga orgánica influente.
<ul style="list-style-type: none"> Discos Biológicos 	Es el segundo sistema usual de medio fijo; en éste, un sistema rotatorio de discos, construidos en material plástico, se encuentra sumergido parcialmente en las aguas residuales, formando una película biológica en su superficie. En este sistema no hay recirculación.
Tratamiento terciario	
<ul style="list-style-type: none"> Coagulación, floculación y sedimentación 	<p>Consiste en:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Adición de coagulantes químicos a las aguas residuales para remoción de contaminantes mediante precipitación. -Mezclado rápido de los productos químicos con el agua -Mezclado lento para permitir la formación de flóculos y -Sedimentación sin ninguna mezcla para separar los flóculos formados. <p>Se emplean como coagulantes cal, sales de aluminio, sales de fierro y polímeros. Es un proceso complicado en su operación y mantenimiento y depende más del control adecuado del proceso químico que de la calidad del influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> Filtración 	El efluente de otro proceso se hace percolar a través de un medio filtrante granular, por gravedad o por bombeo, hasta que este se obstruye y es necesario efectuar un retrolavado. Los medios filtrantes se componen de dos o más lechos distintos; se utilizan para el efecto arena, antracita, carbón activado y resina. Se requiere de un monitoreo cuidadoso de la calidad del efluente.
<ul style="list-style-type: none"> Recarbonatación 	Consiste en añadir CO ₂ al agua tratada previamente con cal, con objeto de reducir su pH y evitar posterior sedimentación de depósitos de calcio. Puede llevarse a cabo también añadiendo un ácido débil, aunque así no se logra la remoción de calcio del efluente. Su operación no es complicada.
<ul style="list-style-type: none"> Adsorción con carbón activado 	El agua percola en un medio de carbón activado, en el que la materia orgánica soluble es absorbida en los poros de las partículas de carbón hasta que este pierde su capacidad de adsorción; requiere de regeneración o sustitución periódica.

<ul style="list-style-type: none"> • Nitrificación 	<p>Consiste en oxidar el nitrógeno amoniacal a nitrógeno de nitratos, mediante el empleo de procesos de tratamiento biológico en reactores mezclados, con tiempos de retención y manejo de concentraciones de sólidos adecuados, o mediante procesos de dos pasos, para la remoción de materia carbonácea y de nitrógeno, respectivamente. Requieren además, de mayor control de la calidad del agua influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Desnitrificación 	<p>Es el proceso en el que el nitrógeno de nitratos es reducido a gas nitrógeno, evitando la oxigenación de la mezcla o, incluso, inyectándole metanol como fuente complementaria de carbón.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Cloración a punto de quiebre 	<p>Consiste en la dosificación de cloro para oxidar la materia orgánica nitrogenada hasta lograr mantener cloro residual libre. Se aplica como complemento a otros sistemas de remoción de contaminantes orgánicos y nutrientes.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Osmosis inversa 	<p>Consiste en la inversión del proceso de osmosis mediante la aplicación de presión en el lado de mayor concentración de sales; puede presentarse taponamiento de la membrana, por lo que se utilizan para efluentes con alto grado de tratamiento previo.</p>
Desinfección	
<ul style="list-style-type: none"> • Cloración 	<p>Se utiliza cloro como oxidante para desinfectar las aguas residuales tratadas, monitoreando el cloro residual para controlar la dosificación. Su eficiencia depende de diversos factores. En ocasiones es necesario declorar los efluentes, mezclándolos con dióxido de azufre.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Ozonación 	<p>Se utiliza ozono como oxidante para remover virus, bacterias y otros organismos patógenos, así como olor, color y sabor del agua tratada; presenta eficiencia y confiabilidad altas, aunque no tiene capacidad residual para protección de los efluentes.</p>

Fuente: Adaptado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

5.2. Datos básicos del proyecto

5.2.1. Vida útil de las obras

Es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso.

Tabla 56. Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado

Elemento	Vida útil (años)
Pozo:	
-Obra civil	De 10 a 30
-Equipo electromecánico	De 8 a 20
Línea de conducción	De 30 a 40
Planta potabilizadora:	
-Obra civil	40
-Equipo electromecánico	De 15 a 20
Estación de bombeo:	
-Obra civil	40
-Equipo electromecánico	De 8 a 20
Tanque:	
-Elevado	20
-Superficial	40
Red de distribución primaria	De 20 a 40
Red de distribución secundaria	De 15 a 30
Red de atarjeas	De 15 a 30
Colector y emisor	De 20 a 40
Planta de tratamiento:	
-Obra civil	40
-Equipo electromecánico	De 15 a 20

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Libro 4, p. 4), por (CONAGUA, 2019).

5.2.2. Período económico de diseño

Se entiende por periodo de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este periodo debe ser menor que la vida útil.

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos (costo del dinero). A mayor tasa de interés menor periodo de diseño.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones y evitar infraestructura ociosa en el corto plazo.

Tabla 57. Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado

Elemento	Periodos de diseño (años)
Fuente:	10 hasta 50
Pozo	De 10 a 20 años
Embalse (presa)	Hasta 50 años
Línea de conducción	De 20 a 30
Planta potabilizadora	De 10 a 20 (más crecimiento modular)
Estación de bombeo	De 10 a 20 (más crecimiento modular)
Tanque	De 10 a 20
Distribución primaria	De 10 a 20
Distribución secundaria	Estará en función de la saturación
Red de atarjeas	Estará en función de la saturación
Colector y emisor	De 10 a 20
Planta de tratamiento	De 10 a 20 (más crecimiento modular)

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Libro 4, p. 5), por (CONAGUA, 2019).

5.2.3. Población de proyecto

La población de proyecto es el número de habitantes que se tendrá al último día del período de diseño que se fijó.

La mejor base para estimar la tendencia de la población futura de una comunidad es su antecedente de desarrollo (Fuente: Censo de Población del INEGI que se realiza cada 10 años).

Entre los métodos para calcular la población de proyecto se encuentra la ecuación $P = P_o e^{ka t}$ que es conocida como "el método de interés compuesto", usualmente e^{ka} , se representa como $(1+i)$, donde i es la tasa de interés, quedando entonces:

$$P = P_o(1 + i)^t$$

En la página del consejo nacional de población (www.conapo.gob.mx) es posible encontrar las proyecciones de población por entidad y localidad.

Método Geométrico:

Con respecto a la Norma Técnica **NT-011-CNA-2001** (*Métodos de Proyección de Población*), de la cual la mayoría de los procedimientos de proyección se basan en la siguiente fórmula $P_{i+n} = P_i (1 + Tc)^n$, en este caso de la cual se basa el *método geométrico* a emplear para este proyecto.

Método Geométrico: Mediante este método, se asume que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el usado para el método aritmético.

Tabla 58. Fórmula para calcular la población futura a través del método geométrico

Ecuación método geométrico	Despejando r se tiene:
$Pd = Pa(1 + r)^t$	$r(\%) = \left[\left(\frac{Pd}{Pa} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \right] * 100$
<p>Donde: Pd = Población de diseño (hab.) y/o futura Pa = Población actual (hab.) r = Tasa de crecimiento anual (en %) t = Período de diseño (años)</p>	<p>NOTA: Para el análisis de la tasa de crecimiento municipal y estatal, se tomará la de mayor para fines de cálculo.</p>

Censo. Método estadístico que se emplea para poder conocer las características de los habitantes de México y sus viviendas a nivel nacional, estatal, municipal, por localidad, por grupos de manzanas y hasta por manzana.

Proyección. Estimación cuantitativa y cualitativa, de algún escenario posible en el futuro, partiendo de una situación presente, con datos conocidos, y el planteamiento de alguna hipótesis de evolución. Algunos sinónimos son: prospección, predicción, pronóstico, o regulación.

Tasa de crecimiento. Valor índice de la magnitud y velocidad de cambio de una población. Representa el aumento o disminución del número de habitantes durante un cierto periodo. Usualmente se expresa en porcentaje (CONAGUA, 2019).

5.2.4. Cálculo de la de la población actual y futura

La población actual de la localidad de Berriozábal, del municipio de Berriozábal es de 36,084 habitantes, según el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). Censo de Población y Vivienda 2020. Con respecto a la Norma Técnica **NT-011-CNA-2001** (*Métodos de Proyección de Población*) de la cual la mayoría de los procedimientos de proyección se basan en la siguiente fórmula $P_{i+n} = P_i (1 + Tc)^n$, en este caso de la cual se basa el *método geométrico* a emplear para este proyecto.

5.2.4.1. Proyección de población (10 AÑOS).

Tabla 59. Datos generales de proyecto (Anexo memoria de cálculo)

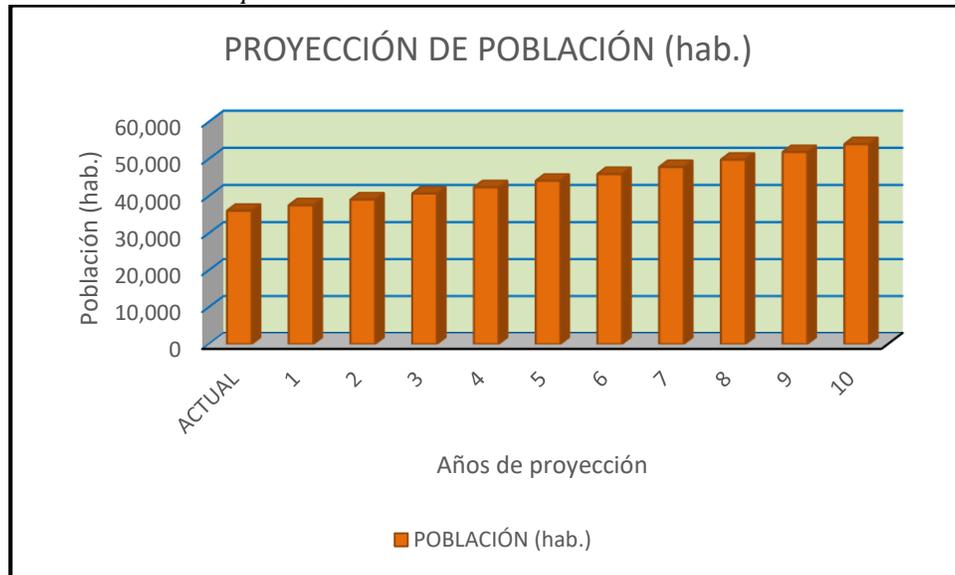
DATOS DE PROYECTO	
Proyecto:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
Módulo:	PTAR
Localidad*:	0001 BERRIOZÁBAL
Municipio:	0012 BERRIOZÁBAL
Estado:	07 CHIAPAS
Población según INEGI, 2020 (Actual):	36,084
Tasa crecimiento (%):	4.12
Clase socioeconómica:	MEDIA
Aportación (%):	75
Población de proyecto, 2030 (Futura):	?

[*] Cabecera municipal.

Tabla 60. Proyección de población futura (Método geométrico)

AÑOS DE PROYECCIÓN	AÑO	POBLACIÓN (Hab.)
ACTUAL	2020	36,084
1	2021	37,571
2	2022	39,119
3	2023	40,730
4	2024	42,408
5	2025	44,156
6	2026	45,975
7	2027	47,869
8	2028	49,841
9	2029	51,895
10	2030	54,033
11	2031	56,259
12	2032	58,577
13	2033	60,990
14	2034	63,503
15	2035	66,119
16	2036	68,843
17	2037	71,680
18	2038	74,633
19	2039	77,708
20	2040	80,909

Figura 50. Incremento de la población



5.2.5. Aportación de aguas residuales

Volumen de agua desalojada por habitante en un día. Es comúnmente aceptado que la aportación de aguas residuales representa el 75 % de la dotación de agua, asumiendo que el 25 % restante se pierde y nunca llega a la tubería.

$$A_p = 0.75 \text{ Dotación}$$

Tabla 61. Consumos domésticos per cápita

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (litros/habitante/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CÁLIDO	400	230	185
SEMICÁLIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado.

El clima se selecciona en función de la temperatura media anual.

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos* (Libro 5, p. 50), por (CNA, 2007).

Tabla 62. Clasificación de climas por su temperatura

TEMPERATURA MEDIA ANUAL: (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	CÁLIDO
De 18 a 22	SEMICÁLIDO
De 12 a 17.9	TEMPLADO
De 5 a 11.9	SEMIFRÍO
Menor que 5	FRÍO

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos* (Libro 5, p. 50), por (CNA, 2007).

Cuando dentro del área de servicio del sistema de alcantarillado se localicen industrias, se debe considerar la aportación de éstas, sin olvidar que se debe tratar y regular sus descargas dentro de sus propias fábricas antes de ser vertidas a la red municipal.

Clase socioeconómica. Para el diseño, operación y administración de los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, generalmente se realiza una clasificación de los usuarios considerando las características sociodemográficas de los hogares, esto es: tamaño, composición y equipamiento del hogar. En algunos casos, para la estimación del esquema tarifario se consideran los ingresos de los integrantes del hogar. Todo esto fundamentado en el Módulo de Condiciones Socioeconómicas (MCS) de INEGI (CONAGUA, 2019).

5.2.6. Gastos de diseño

5.2.6.1. Gasto medio diario.

Corresponde al valor deducido del total del caudal de agua entregado en 24 horas.

$$Q_{med} = \frac{P \times Ap}{86,400}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio diario en (lt/seg.)

P = Población, (hab.)

Ap = Aportación de aguas residuales en (lt/hab./día)

86,400 = Número de segundos que tiene un día (s/día)

CONVERSIONES	
De [l/s @ m ³ /s]	$X \frac{l}{s} * (\frac{1 m^3}{1,000 l}) = X \frac{m^3}{s}$
De [l/s @ m ³ /h]	$X \frac{l}{s} * (\frac{1 m^3}{1,000 l}) * (\frac{3,600 s}{1 h}) = X \frac{m^3}{h}$
De [l/s @ m ³ /día] O bien [1 l/s = 86.4 m ³ /día]	$X \frac{l}{s} * (\frac{1 m^3}{1,000 l}) * (\frac{86,400 s}{1 día}) = X \frac{m^3}{d}$

5.2.6.2. Gasto mínimo.

Es el menor de los valores que generalmente se presentará en la conducción. El criterio aceptado es considerar que el gasto mínimo en un flujo variable de aguas residuales es la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = \frac{Q_{med}}{2} \quad \text{o también} \quad Q_{min} = Q_{med} * 0.5$$

5.2.6.3. Gasto máximo instantáneo.

Máximo valor que se puede presentar en un instante dado. Para obtener el gasto máximo instantáneo se requiere multiplicar el gasto medio por el coeficiente de Harmon.

Este coeficiente fue desarrollado en forma empírica por W. G. Harmon y trata de cubrir la variabilidad en las aportaciones por descargas domiciliarias durante el año y el día.

$$Q_{max\ inst} = M. Q_{med}$$

Donde:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

P = Población servida en miles de usuarios

NOTA:

M = 2.17 si p > 63,454 Hab.

M = 3.8 si p < 1,000 Hab.

5.2.6.4. Gasto máximo extraordinario.

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Se obtiene multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de previsión o seguridad (Cs).

$$Q_{m\acute{a}x\ ext} = Cs * Q_{m\acute{a}x\ inst}$$

En el caso de aportaciones normales el coeficiente (Cs) será de 1.0; para condiciones diferentes, éste (Cs) puede definirse mayor a 1 y como máximo 1.5.

5.2.6.5. Gasto máximo diario y horario.

Los gastos máximo diario y máximo horario, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Los gastos máximo diario y máximo horario se obtienen a partir del gasto medio con la Ecuación 1 y Ecuación 2:

Gasto máximo diario: $Q_{Md} = CV_d Q_{med}$ Ecuación 1

Gasto máximo horario: $Q_{Mh} = CV_h Q_{Md}$ Ecuación 2

Donde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s.

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en l/s.

CV_d = Coeficiente de variación diaria [1.20 a 1.40].

CV_h = Coeficiente de variación horaria [1.55].

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s.

Coeficiente de variación:

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades de la población.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante todo el año, ni día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es hacer un estudio de demanda de la localidad, pero si no se puede llevar a cabo lo anterior se podrán considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios que reportan en IMTA (1993), los cuales se presentan en la siguiente Tabla, según (CONAGUA, 2019).

Tabla 63. Coeficiente de variación diaria y horaria

Concepto	Valor
Coeficiente de variación diaria (CV_d)	1.20 a 1.40
Coeficiente de variación horaria (CV_h)	1.55

Fuente: Adaptado de MAPAS. *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Libro 4, p. 18), por (CONAGUA, 2019).

Para la determinación del coeficiente de variación diaria, es conveniente en primera instancia analizar los registros de las mediciones de las fuentes para determinar el orden de dicho factor, el cual debe estar dentro del rango establecido.

5.2.7. *Lineamientos generales de diseño*

- Todo sistema deberá tener una vida útil operando a su capacidad de diseño y conservar el mismo nivel de calidad del efluente durante este periodo.
- Los sistemas de tratamiento deberán estar suficientemente sustentados en parámetros y criterios de diseño referidos en bibliografía o probados experimentalmente en modelos a escala real o pilotos, sometidos a un riguroso análisis estadístico.
- Todo diseño deberá estar previsto de elementos suficientes que faciliten y garanticen la operación continua a su capacidad de diseño.
- En todo diseño se deberá favorecer la simplicidad en la operación, en el mantenimiento y se buscará la economía en estos aspectos.
- Todos los equipos, materiales, accesorios, dispositivos y mecanismos de diversa índole que contemple el diseño del sistema deberán ser nuevos, de primera calidad o reconocido prestigio.
- Los equipos de bombeo y la maquinaria instalada dentro de la planta que produzcan una intensidad sonora considerable, deberán estar aislados en locales acondicionados acústicamente para reducir dicha intensidad.
- El diseño deberá estar sujeto a una mínima generación de subproductos o residuos e integrar los elementos de tal forma, que garanticen su apropiado manejo y disposición.
- Todo sistema deberá estar provisto de un sistema de tratamiento de lodos.
- En todo diseño se deberá contemplar la necesidad de un área mínima, la cual puede usarse en futuras ampliaciones o para áreas verdes. La siguiente tabla muestra el área libre requerida en función del tamaño del predio (en construcciones de gran superficie, como lagunas de estabilización, el espacio libre no sigue la proporción señalada).

Tabla 64. Área libre requerida en función del tamaño del predio para P.T.A.R.

SUPERFICIE DEL PREDIO (m ²)	ÁREA LIBRE (%)
Menos de 500	20
Más de 500 hasta 2,000	22.5
Más de 2,000 hasta 3,500	25
Más de 3,500 hasta 5,500	27.5
Más de 5,500	30

Fuente: Adaptado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

- Las plantas de tratamiento deberán contar con espacios para estacionamiento en una proporción de 1 cajón por 50m² de terreno.
- Se deberá evitar el uso indebido de zonas arboladas, salvo en casos autorizados por las autoridades responsables del área.
- Por ningún motivo se elegirán los cauces o vegas de los ríos, ya sean efímeros o intermitentes, como sitios de construcción.
- El diseño deberá garantizar la seguridad del personal que opere el sistema.
- Cuando el sistema de tratamiento requiera de almacenar, transportar o usar sustancias tóxicas o explosivas, deberán integrarse todos los elementos que garanticen la prevención de accidentes y los medios de controlarlos en caso de ocurrencia.
- Todos los lineamientos de diseño deberán sustentar el proyecto de ingeniería básica, el cual contendrá las características generales del proceso, diagramas de flujo, balances de masas y energía; y dimensiones de cada una de las operaciones unitarias que integran el sistema de tratamiento.
- Todo proyecto deberá acompañarse de un estudio económico en el que se establezcan los costos de amortización, operación y mantenimiento.

5.2.8. Capacidad de la planta de tratamiento

Está definida por los caudales que aporte el área drenada correspondiente, cuando no se cuenta con aforos, es común calcularla como un porcentaje de la dotación de agua potable multiplicado por la densidad de población y por el área. Los principales errores ocurren cuando se usan dotaciones recomendables de acuerdo al clima, las que pueden ser superiores a las reales.

Un diseño excedido cuesta tener ocioso el equipo; así mismo, un diseño escaso obliga a la sobrecarga de los módulos, con disminución en la eficiencia de los procesos (incumplimiento de las normas de descarga). De ahí la importancia de contar, cuando sea posible, con la mayor cantidad de aforos de los colectores, además de datos reales de suministro de agua potable y consumos industriales y comerciales.

5.2.9. Planteamiento de alternativas de tratamiento (diagrama de flujo)

Un diagrama de flujo puede definirse como el agrupamiento ordenado y secuencial de operaciones y procesos unitarios con la finalidad de lograr un objetivo específico de tratamiento.

Los diagramas de flujo se elaboran con base a:

- Las características de las aguas residuales por tratar.
- Los objetivos de tratamiento.
- Los resultados de las pruebas de tratabilidad: pruebas a escala que se llevan a cabo en laboratorio para establecer si las operaciones y procesos unitarios son adecuados para el tratamiento del agua específica y además obtener información necesaria para el diseño como dosis aproximadas de sustancias químicas, coeficientes cinéticos, etc.

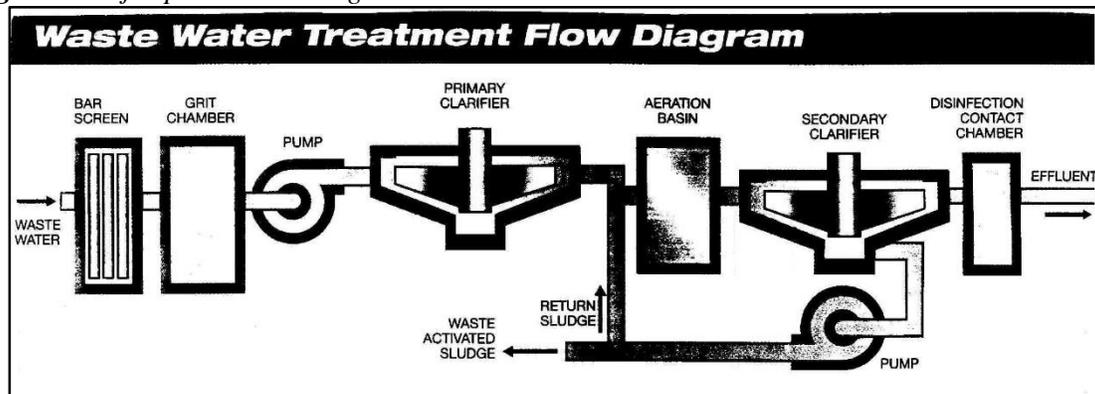
Las mejores alternativas de diagramas de flujo se seleccionan después de que estas han sido evaluadas en términos de su comportamiento, implantación física, requerimientos de energía y costos.

Dependiendo de los constituyentes que deben eliminarse, se pueden concebir diferentes diagramas de flujo, cuya selección depende de:

- La experiencia del proyectista.
- Los criterios tanto de la empresa de consultoría como de los organismos competentes (CNA, organismos operadores de los sistemas, etc.).
- La disponibilidad de proveedores de los equipos necesarios.
- El máximo provecho de las instalaciones existentes.
- Los costos de construcción iniciales.
- Los costos futuros de operación y mantenimiento.

Nota: Al diseñar el tren de agua, se deberá considerar una desviación o derivación (by pass), generalmente tubería debidamente dimensionada para cuando no sea necesario que trabaje la planta o alguno de los procesos. Al igual que el vertedor de alivio (para evacuar el gasto excedente), el caudal deberá ser dirigido hacia un cauce o cuerpo de agua.

Figura 51. Ejemplo de tren de agua residual



Fuente: Adaptado de *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por (UNACH, 2019).

5.3. Parámetros de la calidad del agua

5.3.1. Caracterización de las aguas residuales

Para términos de diseño y dimensiones exactas de las unidades de tratamientos, es necesario que la caracterización del agua se proporcione a través de la identificación de una muestra de las aguas residuales a tratar por un laboratorio certificado para obtener resultados confiables. Sin embargo, para términos de elaboración de esta tesis los parámetros de la caracterización del agua, debido a que no se elaboró la identificación de una muestra en laboratorio, se tomaron como referencia los datos de caracterización del agua residual doméstica proporcionados por el autor Metcalf & Eddy, 1996.

5.3.2. Resumen de los datos básicos de diseño

Tabla 65. Resumen de los datos básicos de diseño y parámetros de la calidad del agua del afluente (Anexo A. Memoria de cálculo de Excel)2

PARÁMETROS DE DISEÑO	VALOR	UNIDAD
Población según INEGI. 2020 (Actual)	36,084	(Hab.)
Población de proyecto. 2030 (Futura)	54,033	(Hab.)
Dotación (D)	230	(l/hab./día)
Aportación (Ap)	75	(%)
Gasto medio (Qmed)	0.108	(m ³ /s)
Gasto mínimo (Qmín)	0.054	(m ³ /s)
Gasto máximo instantáneo (Qmáx inst)	0.241	(m ³ /s)
Gasto máximo extraordinario (Qmáx ext)	0.361	(m ³ /s)

PARÁMETROS DE LA CALIDAD DEL AGUA DEL AFLUENTE		
Demanda bioquímica de oxígeno a 5 días (DBO ₅)	220	(mg/l)
Demanda química de oxígeno (DQO)	500	(mg/l)
Sólidos suspendidos totales (SST)	220	(mg/l)
Fósforo total (PT)	8	(mg/l)
Nitrógeno orgánico N-org	15	(mg/l)
El nitrógeno amoniacal NH ₃ -N	25	(mg/l)
Temperatura (T)	20	(°C)
Temperatura media anual (T.M.A.)	23.3	(°C)

CAPÍTULO VI. MEMORIA DE CÁLCULO DE LAS ALTERNATIVAS

CAPÍTULO 6. MEMORIA DE CÁLCULO DE LAS ALTERNATIVAS

Se realizó el diseño de tres alternativas convencionales de tratamiento para las aguas residuales provenientes de la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas. Todas las alternativas cuentan con sistema de pretratamiento, y unidades diferentes de eliminación de materia orgánica, esto es con la finalidad de poder escoger la mejor alternativa para las aguas residuales (Afluente) a tratar con base a un diagnóstico confiable. Las alternativas se describen a continuación.

Las unidades que componen el pretratamiento son los siguientes: Un canal de entrada o una caja de recepción ya sea la opción requerida, unas rejillas y un desarenador-canal Parshall, el diseño del pretratamiento se anexa al final del documento. (Anexo A. Memoria de cálculo de Excel)

Canal de acceso o entrada:

El canal de acceso o entrada, es la estructura en la cual descarga la tubería del emisor o colector de conducción en la planta. Para el proyecto se propone un canal de conducción a cielo abierto y con sección rectangular.

La función de esta estructura es romper la presión al final del emisario principal, lo que permite uniformizar la velocidad del efluente, debido a esto el mantenimiento recomendado requerido para la estructura es diario.

Compuertas:

Se ubican a la entrada de los desarenadores, estas son necesarias para para aislar el caudal, el mantenimiento recomendado es diario.

Rejillas o desbaste:

La función de estas es la eliminación de los sólidos de tamaño grande y mediano (trozos de madera, trapos, raíces, etc.) que estén en suspensión o flotando, así como los finos, debido a la acumulación de lo antes mencionado, es requerido darles limpieza a las rejillas al menos una vez al día.

Desarenador – Canal Parshall:

La finalidad de esta estructura es mantener una velocidad de flujo constante o casi constante en el desarenador. Por otro lado, la turbulencia generada a la salida de la misma sirve de punto de aplicación de coagulantes.

6.1. Dimensionamiento del pretratamiento

Tabla 66. Características de diseño hidráulico del canal de entrada

DATOS	VALOR	UNIDAD
Área sección transversal (A)	0.329	(m ²)
Volumen de canal (Vc)	0.495	(m ³)
Ancho de canal (b)	0.50	(m)
Número de canales (N.C.)	1.00	N.A.
Ancho de muro (AM)	0.15	(m)
Ancho largo de canal (L)	1.50	(m)
Tirante hidráulico (y)	0.66	(m)
Bordo libre (B.L.)	0.30	(m)
Profundidad total del canal (H)	0.96	(m)

Tabla 67. Características de diseño de las rejillas

DATOS	VALOR	UNIDAD
Número de barras (n)	13.00	(Celdas)
Ancho de barra (S)	0.01	(m)
Profundidad de barra (Z)	0.06	(m)
Separación entre barras (b)	0.04	(m)
Factor de forma de barras (β)	2.42	N.A.
Ancho de canal de rejillas (Br)	1.15	(m)
Ancho de cada canal de rejilla (br)	0.50	(m)
Tirante hidráulico (y)	0.66	(m)
Bordo libre (B.L.)	0.30	(m)
Profundidad total del canal (H)	0.96	(m)
L1	0.89	(m)
L2	0.45	(m)
L3	0.26	(m)
L4	0.80	(m)
L5	1.00	(m)
Longitud total (LT)	3.40	(m)
Material retenido en la rejilla (G)	0.29	(ton/d)

Tabla 68. Características de diseño vertedor para el Desarenador-Canal Parshall

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Número de cámaras	2.00	(Pzas.)
Número de canal Parshall	2.00	(Pzas.)
Dimensiones:		
Tirante hidráulico (h)	0.52	(m)
Ancho (T)	1.73	(m)
Tiempo de sedimentación (t)	22.569	(Seg.)
Longitud (LT)	10.70	(m)
Velocidad horizontal (V1)	0.30	(m/s)
Velocidad de asentamiento (Vs)	0.0218	(m/s)
Volumen de arena (Va) desarenador	0.70	(m ³ /d)

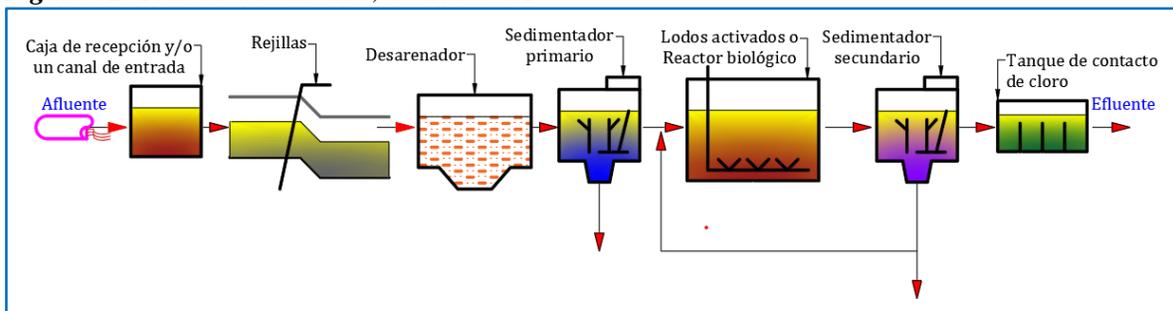
6.2. ALTERNATIVA 1. Sedimentador primario + Lodos activados + Sedimentador secundario

Descripción:

Esta alternativa contará con un sedimentador primario circular, cuyo fin es proporcionar un tiempo de retención, eliminación de un 50 a 70 % de sólidos en suspensión o flotación, lo cual reduce la demanda bioquímica de oxígeno.

El tratamiento con lodos activados, el porcentaje de remoción es de hasta el 90 % en condiciones óptimas de operación. Los lodos recirculados y el agua residual proveniente del sedimentador primario, pasa a un tanque de aireación y mezclado, a medida que la mezcla fluye a lo largo del tanque, los microorganismos estabilizan aerobiamente la materia orgánica en el tanque, pasa a un sedimentador secundario donde el floc biológico es separado del agua residual, dejando un efluente claro, con bajo contenido orgánico.

Figura 52. Tren de tratamiento, alternativa 1



6.2.1. Sedimentador primario circular

Tabla 69. Dimensionamiento del sedimentador primario circular, alternativa 1

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Gasto del afluente (Q_o)	2,330.21	($m^3/día$)
Gasto del efluente (Q_e)	2,306.01	($m^3/día$)
Tiempo de retención (t)	0.525	(Horas)
Peso de la materia seca ($W_{mat. sec.}$)	258.94	(kg/día)
Dimensiones:		
Área del sedimentador (A)	35.41	(m^2)
Diámetro del sedimentador (D)	7.00	(m)
Altura del sedimentador (H)	2.00	(m)
Módulos (M)	4.00	

6.2.2. Lodos activados + Sedimentador secundario circular

Tabla 70. Dimensionamiento de lodos activados más sedimentador secundario circular

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Caudal de diseño (Qdiseño)	3,728.34	(m ³ /día)
Volumen del reactor (V)	622.08	(m ³)
Masa diaria de lodo residual (M l.r)	130.07	(kg/día)
Caudal de lodo residual (Q l.r)	16.26	(m ³ /día)
Porcentaje de recirculación (α)	60.00	(%)
Tiempo de retención hidráulico (θ)	4.00	(Horas)
Requerimiento real de oxígeno	495.09	(kg/día)
Cantidad real de aire requerido (Qaire)	25,404.86	(m ³ /día)
Dimensiones:		
Largo del reactor (L)	20.00	(m)
Ancho del reactor (B)	9.00	(m)
Altura del reactor (H)	3.50	(m)
Módulos (M)	4.00	
Sedimentador secundario circular (Después de lodos activados)		
Área para la clarificación (Acl)	186.42	(m ²)
Profundidad de la zona de clarificación (h1)	1.67	(m)
Profundidad de la zona de separación (h2)	0.50	(m)
Tiempo de retención (T)	2.00	(Horas)
Área para la compresión de sólidos (qs)	4.00	(kg/m ² /h)
Profundidad de la zona de compresión (h3)	0.50	(m)
Profundidad de la zona de acumulación de lodos (h4)	0.20	(m)
Dimensiones:		
Profundidad total del tanque de sedimentación (H)	3.00	(m)
Diámetro del sedimentador secundario (D)	15.00	(m)
Volumen de la tolva (Vt)	1.40	(m ³)
Módulos (M)	4.00	

6.2.3. Calidad del efluente

Tabla 71. Calidad del efluente, alternativa 1

EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 1							
COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)	% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO		% DE REMOCIÓN DE LODOS ACTIVADOS		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO		
Contaminante (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	
(DBO5)	220	30.00	154.00	80.00	30.80	30.00	21.56
(DQO)	500	30.00	350.00	80.00	70.00	30.00	49.00
(SST)	220	50.00	110.00	80.00	22.00	50.00	11.00
(PT)	8	10.00	7.20	10.00	6.48	10.00	5.83
N-org	15	10.00	13.50	15.00	11.48	10.00	10.33
NH3-N	25	0.00	25.00	8.00	23.00	0.00	23.00

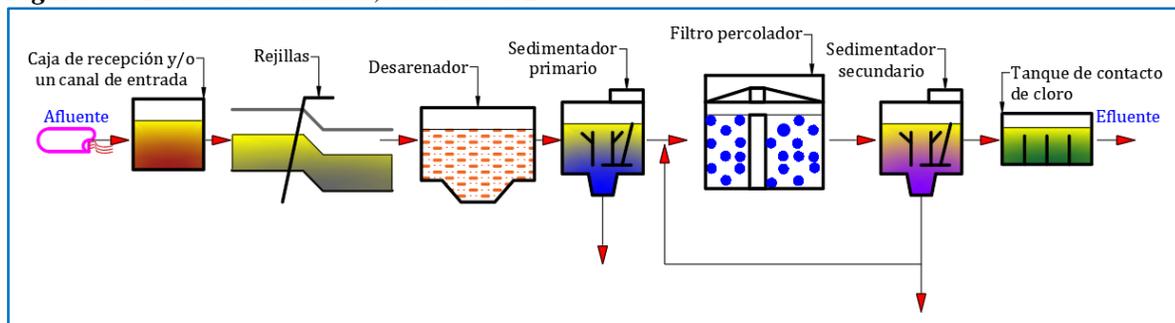
6.3. ALTERNATIVA 2. Sedimentador primario + Filtro percolador + Sedimentador secundario

Descripción:

Esta alternativa contará con un sedimentador primario circular, cuyo fin es proporcionar un tiempo de retención, eliminación de un 50 a 70 % de sólidos en suspensión o flotación, lo cual reduce la demanda bioquímica de oxígeno.

El filtro percolador será el tratamiento biológico, consistirá en un medio plástico para obtener un mejor porcentaje de remoción de los contaminantes, en este el agua residual se hace percola a través de elementos plásticos en la superficie, del cual se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente, posteriormente pasa a un sedimentador secundario del que puede hacerse circular parte del gasto al filtro. En este sistema es posible atenuar mediante recirculación los choques de carga orgánica.

Figura 53. Tren de tratamiento, alternativa 2



6.3.1. Sedimentador primario circular

Tabla 72. Dimensionamiento del sedimentador primario circular, alternativa 2

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Gasto del afluente (Q_o)	2,330.21	($m^3/día$)
Gasto del efluente (Q_e)	2,306.01	($m^3/día$)
Tiempo de retención (t)	0.525	(Horas)
Peso de la materia seca ($W_{mat. sec.}$)	258.94	(kg/día)
Dimensiones:		
Área del sedimentador (A)	35.41	(m^2)
Diámetro del sedimentador (D)	7.00	(m)
Altura del sedimentador (H)	2.00	(m)
Módulos (M)	4.00	

6.3.2. Filtro percolador (Medio plástico) + Sedimentador secundario circular

Tabla 73. Dimensionamiento del filtro percolador más sedimentador secundario circular

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Eficiencia de remoción para el tratamiento biológico (DBO ₅)	65.00	(%)
Carga hidráulica superficial (qHFP)	79.53	(m ³ /m ² *día)
Carga orgánica (qOFP)	2.04	(kg DBO ₅ /m ³ *día)
Ventilación natural del aire (VNA)	1.12	(mm de agua)
Velocidad de rotación del distribuidor (n)	0.27	(r.p.m.)
Dimensiones:		
Área del filtro percolador (AFP)	29.30	(m ²)
Volumen del filtro percolador (VFP)	175.80	(m ³)
Diámetro del filtro percolador (DFP)	6.10	(m)
Profundidad del filtro percolador (HFP)	6.00	(m)
Módulos (M)	4.00	
Sedimentador secundario circular (Después de filtros percoladores)		
Área para la clarificación (Acl)	143.20	(m ²)
Profundidad de la zona de clarificación (h1)	1.36	(m)
Profundidad de la zona de separación (h2)	0.50	(m)
Tiempo de retención (T)	2.00	(Horas)
Profundidad de la zona de acumulación de lodos (h3)	0.08	(m)
Dimensiones:		
Profundidad total del tanque de sedimentación (H)	2.00	(m)
Diámetro del sedimentador secundario (D)	14.00	(m)
Volumen de la tolva (Vt)	0.48	(m ³)
Módulos (M)	4.00	

6.3.3. Calidad del efluente

Tabla 74. Calidad del efluente, alternativa 2

EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 2							
COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)	% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO		% DE REMOCIÓN DEL FILTRO PERCOLADOR		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO		
Contaminante (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	
(DBO5)	220	30.00	154.00	65.00	53.90	30.00	37.73
(DQO)	500	30.00	350.00	65.00	122.50	30.00	85.75
(SST)	220	50.00	110.00	65.00	38.50	50.00	19.25
(PT)	8	10.00	7.20	8.00	6.62	10.00	5.96
N-org	15	10.00	13.50	15.00	11.48	10.00	10.33
NH3-N	25	0.00	25.00	8.00	23.00	0.00	23.00

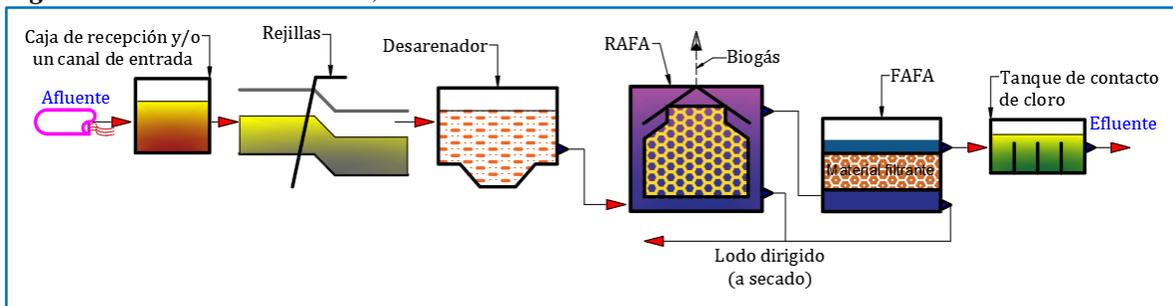
6.4. ALTERNATIVA 3. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB) + Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

Descripción:

La operación del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA) se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen una relación simbiótica entre ellos con una alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad permite se sedimenten en el digestor.

El filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) tiene como finalidad remover la materia orgánica sobrante en el efluente que viene del reactor FAFA, esta remoción se da por la retención de sólidos en los filtros anaerobios y la formación de biopelícula en el medio de empaque y la remoción de materia orgánica soluble.

Figura 54. Tren de tratamiento, alternativa 3



6.4.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB)

Tabla 75. Dimensionamiento del reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB)

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Área total del RAFA (At)	194.00	(m ²)
Volumen total del RAFA (Vt)	776.00	(m ³)
Tiempo de residencia hidráulica (TRH)	8.00	(Horas)
Dimensiones:		
Largo del reactor (L)	48.00	(m)
Ancho del reactor (B)	4.00	(m)
Alto del reactor (H)	4.00	(m)
Módulos (M)	4.00	

6.4.2. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

Tabla 76. Dimensionamiento del filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Área total del FAFA (At)	298.74	(m ²)
Volumen total del FAFA (Vt)	776.72	(m ³)
Volumen del medio filtrante (Vmf)	477.98	(m ³)
Tiempo de residencia hidráulica (TRH)	8.00	(Horas)
Dimensiones:		
Largo del filtro (L)	17.28	(m)
Ancho del filtro (B)	17.28	(m)
Alto del filtro (H)	2.60	(m)
Módulos (M)	4.00	

6.4.3. Calidad del efluente

Tabla 77. Calidad del efluente, alternativa 3

EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 3					
COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)		% DE REMOCIÓN DEL RAFA		% DE REMOCIÓN DEL FAFA	
Contaminante	(mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)
(DBO5)	220	62.00	83.60	30.00	58.52
(DQO)	500	40.00	300.00	30.00	210.00
(SST)	220	62.00	83.60	50.00	41.80
(PT)	8	20.00	6.40	10.00	5.76
N-org	15	20.00	12.00	10.00	10.80
NH3-N	25	0.00	25.00	0.00	25.00

CAPÍTULO VII. EVALUACIÓN DE PROPUESTAS

CAPÍTULO 7. EVALUACIÓN DE PROPUESTAS

7.1. Matriz de atributos para las tres alternativas a evaluar

ATRIBUTOS	UNIDAD	ALTERNATIVAS		
		1	2	3
TRATAMIENTO PRELIMINAR				
CANAL DE ENTRADA	UNIDAD	✓	✓	✓
Largo	(m)	1.50	1.50	1.50
Ancho	(m)	0.50	0.50	0.50
Tirante hidráulico	(m)	0.66	0.66	0.66
Bordo libre	(m)	0.30	0.30	0.30
Alto	(m)	0.96	0.96	0.96
Área	(m ²)	0.329	0.329	0.329
Volumen de canal	(m ³)	0.495	0.495	0.495
REJILLAS	UNIDAD	✓	✓	✓
Número de barras	(Celdas)	13.00	13.00	13.00
Ancho de barra	(m)	0.01	0.01	0.01
Profundidad de barra	(m)	0.06	0.06	0.06
Separación entre barras	(m)	0.04	0.04	0.04
Factor de forma de barras	N.A.	2.42	2.42	2.42
Ancho de canal de rejillas	(m)	1.15	1.15	1.15
Ancho de cada canal de rejilla	(m)	0.50	0.50	0.50
Tirante hidráulico	(m)	0.66	0.66	0.66
Bordo libre	(m)	0.30	0.30	0.30
Profundidad total del canal	(m)	0.96	0.96	0.96
Longitud total	(m)	3.40	3.40	3.40
DESARENADOR-CANAL PARSHALL	UNIDAD	✓	✓	✓
Número de cámaras	(Pzas.)	2.00	2.00	2.00
Número de canal Parshall	(Pzas.)	2.00	2.00	2.00
Dimensiones:		---	---	---
Tirante hidráulico	(m)	0.52	0.52	0.52
Ancho	(m)	1.73	1.73	1.73
Tiempo de sedimentación	(Seg.)	22.569	22.569	22.569
Longitud	(m)	10.70	10.70	10.70
Velocidad horizontal	(m/s)	0.30	0.30	0.30
Velocidad de asentamiento	(m/s)	0.0218	0.0218	0.0218
Volumen de arena desarenador	(m ³ /d)	0.70	0.70	0.70
TRATAMIENTO PRIMARIO				
SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR	UNIDAD	✓	✓	✗
Tiempo de retención	(Horas)	0.525	0.525	---
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	30.00	30.00	---
Dimensiones:		---	---	---
Área del sedimentador	(m ²)	35.41	35.41	---
Diámetro del sedimentador	(m)	7.00	7.00	---
Altura del sedimentador	(m)	2.00	2.00	---
Módulos		4.00	4.00	---

ATRIBUTOS	UNIDAD	ALTERNATIVAS		
		1	2	3
TRATAMIENTO SECUNDARIO				
ALT. 1.- LODOS ACTIVADOS + SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR				
LODOS ACTIVADOS	UNIDAD	✓	✗	✗
Volumen del reactor	(m ³)	622.08	---	---
Tiempo de retención hidráulico	(Horas)	4.00	---	---
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	80.00	---	---
Dimensiones:		---	---	---
Largo del reactor	(m)	20.00	---	---
Ancho del reactor	(m)	9.00	---	---
Altura del reactor	(m)	3.50	---	---
Módulos		4.00	---	---
SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE LODOS ACTIVADOS)				
UNIDAD		✓	✗	✗
Área para la clarificación	(m ²)	186.42	---	---
Tiempo de retención	(Horas)	2.00	---	---
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	30.00	---	---
Dimensiones:		---	---	---
Profundidad total del tanque de sedimentación	(m)	3.00	---	---
Diámetro del sedimentador secundario	(m)	15.00	---	---
Módulos		4.00	---	---
ALT. 2.- FILTRO PERCOLADOR (MEDIO PLÁSTICO) + SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR				
FILTRO PERCOLADOR	UNIDAD	✗	✓	✗
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	---	65.00	---
Carga hidráulica superficial	(m ³ /m ² *día)	---	79.53	---
Carga orgánica	(kg DBO ₅ /m ³ *día)	---	2.04	---
Velocidad de rotación del distribuidor	(r.p.m.)	---	0.27	---
Dimensiones:		---	---	---
Área del filtro percolador	(m ²)	---	29.30	---
Volumen del filtro percolador	(m ³)	---	175.80	---
Diámetro del filtro percolador	(m)	---	6.10	---
Profundidad del filtro percolador	(m)	---	6.00	---
Módulos		---	4.00	---
SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE FILTROS PERCOLADORES)				
UNIDAD		✗	✓	✗
Área para la clarificación	(m ²)	---	143.20	---
Tiempo de retención	(Horas)	---	2.00	---
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	---	30.00	---
Dimensiones:		---	---	---
Profundidad total del tanque de sedimentación	(m)	---	2.00	---
Diámetro del sedimentador secundario	(m)	---	14.00	---

Volumen de la tolva	(m ³)	---	0.48	---
Módulos		---	4.00	---
ATRIBUTOS	UNIDAD	ALTERNATIVAS		
		1	2	3
TRATAMIENTO SECUNDARIO				
ALT. 3.- REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA O UASB) + FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA)				
RAFA	UNIDAD	×	×	✓
Área total del RAFA	(m ²)	---	---	194.00
Volumen total del RAFA	(m ³)	---	---	776.00
Tiempo de residencia hidráulica	(Horas)	---	---	8.00
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	---	---	62.00
Dimensiones:		---	---	---
Largo del reactor	(m)	---	---	48.00
Ancho del reactor	(m)	---	---	4.00
Alto del reactor	(m)	---	---	4.00
Módulos		---	---	4.00
FAFA	UNIDAD	×	×	✓
Área total del FAFA	(m ²)	---	---	298.74
Volumen total del FAFA	(m ³)	---	---	776.72
Volumen del medio filtrante	(m ³)	---	---	477.98
Tiempo de residencia hidráulica	(Horas)	---	---	8.00
Eficiencia de remoción (DBO ₅)	(%)	---	---	30.00
Dimensiones:		---	---	---
Largo del filtro	(m)	---	---	17.28
Ancho del filtro	(m)	---	---	17.28
Alto del filtro	(m)	---	---	2.60
Módulos		---	---	4.00
TRATAMIENTO TERCARIO				
DESINFECCIÓN: TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	UNIDAD	✓	✓	✓
Longitud parcial	(m)	6.00	6.00	6.00
Ancho	(m)	5.00	5.00	5.00
Canales	(Canales)	5.00	5.00	5.00
Ancho de canales	(m)	1.00	1.00	1.00
Profundidad	(m)	1.00	1.00	1.00
EFLUENTE		1	2	3
Contaminante	UNIDAD	✓	✓	✓
(DBO ₅)	(mg/l)	21.56	37.73	58.52
(DQO)	(mg/l)	49.00	85.75	210.00
(SST)	(mg/l)	11.00	19.25	41.80
(PT)	(mg/l)	5.83	5.96	5.76
N-org	(mg/l)	10.33	10.33	10.80
NH ₃ -N	(mg/l)	23.00	23.00	25.00

7.2. Propuesta del tren seleccionado

La selección de un tratamiento de aguas residuales, para la propuesta de una P.T.A.R., depende de criterios que sirven para realizar un análisis comparativo entre las diferentes alternativas de trenes de tratamiento para aguas residuales domésticas domiciliarias, a fin de llegar a la elección de la más conveniente, dependiendo de sus características particulares. La propuesta que se seleccionó fue en base a las dimensiones, eficiencia de remoción de los contaminantes, y la calidad del efluente, para el presente Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, es la Alternativa 1. Tratamiento que consiste en un sedimentador primario circular, proceso de lodos activados convencionales (Reactor biológico), seguido de sedimentador secundario circular y la desinfección por cloración, un sistema de tratamiento de lodos que consta de un espesador, digestor anaerobio y un filtro prensa, esta alternativa cubre las expectativas tanto en términos de operación y mantenimiento, así como los requerimientos normativos de la calidad del efluente.

Se escogió el tratamiento de aguas residuales con lodos activados, por los siguientes aspectos:

- Es uno de los principales procesos biológicos utilizados en el tratamiento del agua residual municipal e industrial.
- El tratamiento biológico que más se utiliza es el de lodos activados por su efectividad.
- Alta eficiencia de remoción de los contaminantes, de acuerdo a las normas.
- Efluente de gran calidad y menor cantidad de sólidos suspendidos.
- El beneficio de no tener malos olores, por ser un sistema aerobio.
- Los impactos ambientales son menores a otras alternativas.
- Las variaciones al proceso original representan un alto grado de flexibilidad para tratamiento de diversos tipos de aguas residuales.
- Tolerancia a altas cargas orgánicas.
- El régimen de mezcla completa presenta una ventaja ya que el tanque de aireación provee un amortiguador, para suavizar las oleadas de las descargas.
- Requerimiento de área, las instalaciones dependerán de la cantidad del agua residual a tratar, y de la población de proyecto (Futura).

Las características de la calidad del agua en el efluente con este sistema de tratamiento serán:

Tabla 78. Calidad del efluente de la alternativa seleccionada

CALIDAD DEL EFLUENTE AL FINAL DEL TRATAMIENTO				
CONTAMINANTE	UNIDAD	EFLUENTE	NOM-001	CUMPLIMIENTO
Demanda biológica de oxígeno (DBO5)	220 (mg/l)	21.56	60.00	✓
Sólidos suspendidos totales (SST)	220 (mg/l)	11.00	60.00	✓
Fósforo total (PT)	8 (mg/l)	5.83	10.00	✓
Nitrógeno total (NT)	40 (mg/l)	23.00	25.00	✓

✓ El valor cumple con los límites máximos permisibles de la NOM-001-SEMARNAT-1996.

✗ El valor No cumple con los límites máximos permisibles.

Las características de la calidad del agua en el efluente cumplen con los valores de los límites máximos permisibles para SST, DBO, NT, PT, establecidos en la NOM-001-SEMARNAT-1996.

CAPÍTULO VIII. CONCLUSIÓN

CAPÍTULO 8. CONCLUSIÓN

De acuerdo a la problemática que existe de la contaminación de las aguas superficiales en la cabecera municipal de Berriozábal, Chiapas y en la propia región, se concluye que la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales por módulos, es la mejor solución para la depuración de la carga contaminante presente en las aguas superficiales.

Se realizó el cálculo de la población de proyecto (Futura), empleando el método geométrico según la Norma Técnica NT-011-CNA-2001 (Métodos de Proyección de Población) de la cual se basa este, se tomó como base la población (Actual) de 36,084 habitantes según INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020, la tasa de crecimiento utilizada fue de 4.12 y contando como año uno el 2020, la población de proyecto (Futura) obtenida a 10 años fue de 54,033 habitantes, por otro lado, debido a la falta de recursos no se pudo obtener y realizar una caracterización real del agua residual, por lo que el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales, cumplirá con los requerimientos y especificaciones técnicas establecidas en la literatura especializada.

De las tres alternativas propuestas para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, se seleccionó la Alternativa 1. Lodos activados + sedimentador secundario, ya que es la que demostró mejor viabilidad, esto con base a la evaluación con la “matriz de múltiples atributos/múltiples alternativas”, la mejor eficiencia de remoción de DBO, las ventajas que proporciona la utilización de lodos activados sobre otros tratamientos biológicos como los filtros percoladores y los reactores anaerobios de flujo ascendente, así como la disponibilidad de espacio requerido en la localidad.

La memoria de cálculo de Excel, para cada tren de tratamiento se realizó con los datos de la población antes mencionado, con esto se generaron datos suficientes para poder proyectar y evaluar las alternativas planteadas para este proyecto de investigación, y así logrando con esto elegir la mejor opción para la comunidad.

El análisis de estas tres alternativas de tratamiento de aguas residuales se basó en la "matriz múltiples atributos/múltiples alternativas (MAMA)". Para esto se tomaron en cuenta los aspectos de operación, requerimiento de área, eficiencia de remoción de los contaminantes, de acuerdo a las normas oficiales mexicanas.

“Las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.), son un sistema de limpieza que ofrece el saneamiento adecuado de aguas residuales para que puedan ser reutilizadas o depositadas al ambiente sin dañarlo”.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bani Shahabadi, M., Yerushalmi, L., & Haghghat, F. (2010). *Estimation of greenhouse gas generation in wastewater treatment plants – Model development and application*. Concordia University, Department of Building Civil and Environmental Engineering. Canada: Chemosphere 78 (2010) 1085–1092. Recuperado el 24 de Junio de 2022, de https://www.academia.edu/13219278/Estimation_of_greenhouse_gas_generation_in_wastewater_treatment_plants_Model_development_and_application
- Bañuelos Ruedas, R. (OCTUBRE de 1994). Estudio Comparativo de un Sistema de Tratamiento Biológico de Aguas Residuales del Tipo Convencional con otro de Reactores Biológicos de Tipo Secuencial Intermitente. *Tesis de Maestría*. Universidad Autónoma de Nuevo León, Monterrey, Nuevo León, México.
- BIOINGEPRO. (14 de Marzo de 2022). *¿Qué es un Sedimentador Secundario?* Recuperado el 26 de Julio de 2022, de Bioingepro: <https://bioingepro.com.ar/2022/03/14/que-es-un-sedimentador-secundario/>
- CEIEG. (2020). *Perfiles Municipales*. Recuperado el 26 de Junio de 2019, de ceieg: <http://www.ceieg.chiapas.gob.mx/perfiles/Inicio>
- CEIEG-GEOWEB. (2010). *Geoweb Chiapas 3.0*. Recuperado el 22 de Junio de 2019, de Mapas Geoweb Chiapas: <https://map.ceieg.chiapas.gob.mx/geoweb/>
- César Valdez, E., & Vázquez González, A. B. (2003). *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales*. Distrito Federal, México, México: ©Fundación ICA, A.C. Recuperado el 21 de Marzo de 2019, de <http://www.fundacion-ica.org.mx>
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos* (1ª ed.). (M. E. Suárez R., Ed., & J. G. Saldarriaga, Trad.) Santafé de Bogotá, Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S. A.
- CNA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Datos Básicos* (Vol. Libro 5). Distrito Federal, Distrito Federal, México: Comisión Nacional del Agua. Obtenido de www.cna.gob.mx
- CONAGUA. (2013). *Manual de sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón*. Distrito Federal, Distrito Federal, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 18 de Mayo de 2022, de <https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/135609/SGAPDS-3-13.pdf>
- CONAGUA. (2018). *Estadísticas del Agua en México*. Ciudad de México, Ciudad de México, México: SEMARNAT-CONAGUA.
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado* (Vol. Libro 4). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente* (Vol. Libro 29). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y*

- Tratamiento Primario* (Vol. Libro 26). Ciudad de México, Ciudad de México, México. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente* (Vol. Libro 28). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y Disposición de Lodos* (Vol. Libro 32). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (Vol. Libro 25). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Rociadores* (Vol. Libro 52). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Lodos Activados* (Vol. Libro 51). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Procesos Anaerobios* (Vol. Libro 49). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y Disposición de Lodos* (Vol. Libro 50). Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua. Recuperado el 02 de Diciembre de 2021, de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA-SIVEA. (13 de Agosto de 2020). *Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS)*. Obtenido de Conagua: <https://smn.conagua.gob.mx/es/observando-el-tiempo/estaciones-meteorologicas-automaticas-ema-s>
- De la Peña, M. E., Ducci, J., & Zamora, V. (2013). *Tratamiento de aguas residuales en México*. Ciudad de México, Ciudad de México, México: Banco Interamericano de Desarrollo. Recuperado el 10 de Mayo de 2022, de <https://publications.iadb.org/publications/spanish/document/Tratamiento-de-aguas-residuales-en-M%C3%A9xico.pdf>

- De Lemos Chernicharo, C. A. (2007). *Anaerobic Reactors. Biological Wastewater Treatment Series* (1ª ed., Vol. 4). Londres: IWA Publishing. Recuperado el 12 de Agosto de 2022
- Del Río Gamero, B. (2018). Mitigación del Cambio Climático en el Ciclo Integral del Agua Aplicación al Proceso de Tratamiento de Aguas Residuales. *Tesis Doctoral*. Universidad de las Palmas de Gran Canaria, Las Palmas de Gran Canaria, Gran Canaria, España. Recuperado el 22 de Junio de 2022, de <https://accedacris.ulpgc.es/handle/10553/55375>
- Fentanes Moreno, A. E. (2015). *Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Proyecto P.T.A.R. San Cristóbal de las Casas Chiapas*. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas: Servicios de Ingeniería Aplicada S.A. de C.V. Recuperado el 16 de Mayo de 2022, de <file:///C:/Users/guizarg/Downloads/PLANTA%20DE%20TRATAMIENTO%20DE%20AGUAS%20RESIDUALES%20PROYECTO%20P.T.A.R.%20SAN%20CRISTOBAL%20DE%20LAS%20CASAS%20CHIAPAS..pdf>
- Global Methane Initiative. (2013). *El metano de las aguas residuales municipales: Reducir emisiones, avanzar en la recuperación y aprovechar oportunidades*. La Iniciativa Global de Metano (IGM). Ciudad de México: La Iniciativa Global de Metano (IGM). Recuperado el 22 de Junio de 2022, de https://www.globalmethane.org/documents/ww_fs_spa.pdf
- IMTA. (2005). *Manual de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Capítulo 4. Sedimentadores* (1ª ed.). Jiutepec, Morelos, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y Comisión Estatal del Agua.
- IMTA. (2007). *Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas, Lodos Activados y Filtros Rociadores* (1ª ed.). Progreso, Jiutepec, Morelos, México: ©Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- INEGI. (2022). *Censo de Población y Vivienda 2020*. Recuperado el 27 de Enero de 2022, de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: <https://www.inegi.org.mx/app/cpv/2020/resultadosrapidos/default.html?texto=Berriozabal>
- jjhjhkj, j. (s.f.).
- Khan Academy. (17 de Junio de 2021). *Pasos de la respiración celular*. Recuperado el 23 de Junio de 2022, de Khan Academy: <https://es.khanacademy.org/science/ap-biology/cellular-energetics/cellular-respiration-ap/a/steps-of-cellular-respiration>
- Lozano-Rivas, W. A. (2012). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Bogotá D.C., Colombia. Recuperado el 22 de Marzo de 2019, de <https://www.researchgate.net/publication/298354134>
- Mendoza Hernández, J. J. (19 de Septiembre de 2021). *Chiapas en contacto*. Recuperado el 10 de Junio de 2022, de Chiapas en contacto: <https://www.chiapasencontacto.com/rutilio-escandon-inaugura-el-sistema-de-tratamiento-de-aguas-residuales-de-berriozabal/>
- Metcalf & Eddy. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Vol. 1)* (3ª ed., Vol. 1). (A. García Brage, Ed., & J. d. Montsoriu, Trad.) Aravaca, Madrid, España: McGraw-Hill/Interamericana de España, S. A.
- Metcalf & Eddy, I. (2003). *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse* (4ª ed., Vol. 1). Nueva York: McGraw-Hill. Recuperado el 05 de Agosto de 2022
- Metcalf, & Eddy. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Vol. 2)* (3ª ed., Vol. 2). Aravaca, Madrid, España: McGraw-Hill, Inc.

- Micro Planet. (27 de Abril de 2016). *¿Qué es el ATP y para qué sirve?* Recuperado el 23 de Junio de 2022, de Micro Planet: <https://www.microplanet-psl.com/es/productos/control-aguas-con-atp-2g/tecnologia>
- Muñoz Cruz, A. (2008). Caracterización y Tratamiento de Aguas Residuales. *Tesis de Licenciatura*. Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, Mineral de la Reforma, Hidalgo, México. Recuperado el 11 de Mayo de 2022, de <http://dgsa.uaeh.edu.mx:8080/bibliotecadigital/bitstream/handle/231104/514/Caracterizacion%20y%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales.pdf;jsessionid=6BD426DFB5C689DD8097426697A2EE2C?sequence=1>
- Noyola, A., Morgan-Sagastume, J. M., & Güereca, L. P. (2013). *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales* (1ª ed.). Ciudad de México, Ciudad de México, México: ©Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado el 03 de Marzo de 2022
- Pérez Rodríguez, J. L. (2015). Evaluación y Diagnóstico de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Usando Sistemas Convencionales y sus Impactos Ambientales: Caso de Estudio Tenango, Ocosingo, Chiapas. *Tesis de Maestría*. Universidad Autónoma de Chiapas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. Recuperado el 17 de Noviembre de 2021
- Ramallo, R. S. (1996). *INTRODUCTION TO WASTEWATER TREATMENT PROCESSES, SECOND EDITION*. ESPAÑA: REVERTÉ, S.A.
- Rios Nuñez, J. P. (2015). Evaluación y Diagnóstico de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Usando Sistemas Naturales y sus Impactos Ambientales: Caso de Estudio Tenango Ocosingo, Chiapas. *Tesis de Maestría*. Universidad Autónoma de Chiapas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. Recuperado el 17 de Noviembre de 2021
- Riveros Olivares, B. (2013). Tratamiento de Aguas Residuales Municipales en la Ciudad de México. *Tesis de Licenciatura*. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, Ciudad de México, México. Recuperado el 12 de Mayo de 2022, de http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/3205/Tesis_BrunoRiveros.pdf?sequence=1
- Rodríguez Rincón, R. (2002). Propuesta para la Planta de Tratamiento de las Aguas Residuales de Chiapa de Corzo, Municipio de Chiapa de Corzo, Chiapas. *Tesina de Especialidad*. Universidad Autónoma de Chiapas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. Recuperado el 17 de Mayo de 2022, de <http://www.cecodes.net/files/PROPUESTA%20PARA%20LA%20PLANTA%20DE%20TRATAMIENTO%20DE%20LAS%20AGUAS%20RESIDUALES%20DE%20CHIAPA%20DE%20CORZO,%20MUNICIPIO%20DE%20CHIAPA%20DE%20CORZO,%20CHIAPAS.pdf>
- Rodríguez Ruiz, P. (2008). *Hidráulica II: Hidráulica de Canales*. Oaxaca de Juárez, Oaxaca, México. Recuperado el 29 de Abril de 2019, de www.civilgeeks.com
- Román Cadenas, R. R. (2010). *Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Villaflores, Chiapas*. Villaflores, Chiapas: H. Ayuntamiento del Municipio de Villaflores. Recuperado el 17 de Mayo de 2022, de <http://sinat.semarnat.gob.mx/dgiraDocs/documentos/chis/resumenes/2010/07CH2010HD011.pdf>
- Salgado Rodríguez, H. E. (2016). *Diseño, Construcción, Equipamiento, Arranque y Pruebas de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, en la Localidad de Tuxtla Chico*,

- Chiapas. Zapopan, Jalisco, México: Academia de Ingeniería México. Recuperado el 31 de Mayo de 2022
- Sette Ramalho, R. (1996). *Tratamiento de Aguas Residuales* (2ª ed.). España: Reverté, S. A. Recuperado el 22 de Abril de 2022, de <https://www.libreriaingeniero.com/2020/07/tratamiento-de-aguas-residuales-rubens-s-ramalho.html>
- Sierra Sánchez, I. G., Neri Ramírez, E., Guevara García, N., Ventura Houle, R., & Heyer Rodríguez, L. (2020). *El tratamiento de aguas residuales y sus efectos sobre el calentamiento global*. Ensayo expositivo, Facultad de Ingeniería y Ciencias. Universidad Autónoma de Tamaulipas. Obtenido de https://www.utm.mx/edi_anteriores/temas71/1_El_tratamiento_de_aguas_residuales_y_sus_efectos_sobre_el_calentamiento_global.pdf
- Tecnología Intercontinental, S.A. de C.V. (02 de Junio de 2010). P.T.A.R. Acapantzingo, Cuernavaca. *Memoria Descriptiva. MDP-2009125-01*, 4, 5, 6. Cuernavaca, Morelos, México. Recuperado el 23 de Mayo de 2022
- Torres Caceres, E. W. (Febrero de 1994). Proyecto de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para Reúso del Agua en la Agricultura. *Tesis de Maestría*. Universidad Autónoma de Nuevo León, Marín, Nuevo León, México. Recuperado el 11 de Mayo de 2022, de <http://eprints.uanl.mx/4660/1/1080063779.PDF>
- UNACH. (2019). *Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Terán, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas: Facultad de Ingeniería. UNACH.
- Valdez, E. C. (2003). *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales*. D.F., México, México: Fundación ICA, A.C.
- Villón Béjar, M. G. (2007). *Hidráulica de Canales* (2ª ed.). Lima, Perú: Villón. Recuperado el 14 de Octubre de 2022, de file:///C:/Users/guizarg/Downloads/hidraulica-de-canales-maximo-villonpdf_compress.pdf

Páginas Relevantes Consultadas En Internet

<https://normas-apa.org/>

<http://www.snim.rami.gob.mx/>

<https://www.ceieg.chiapas.gob.mx/perfiles/>

https://www.ceieg.chiapas.gob.mx/home/wpcontent/uploads/Boletines/Temp_PerfReg.html

https://www.utm.mx/edi_anteriores/temas71/1_El_tratamiento_de_aguas_residuales_y_sus_efectos_sobre_el_calentamiento_global.pdf

<https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>

<http://www.cecodes.net/>

NORMA TÉCNICA (NT-011-CNA-2001): MÉTODOS DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.

ANEXOS

ANEXOS

ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO DE EXCEL

	<p>UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CAMPUS I MAESTRÍA EN INGENIERÍA FORMACIÓN EN CALIDAD DEL AGUA</p>	
<p>PROYECTO DE INVESTIGACIÓN</p>		
<p>CATEDRÁTICO (A): <u>DRA. DAISY ESCOBAR CASTILLEJOS.</u></p>		
<p>CATEDRÁTICO (A): <u>DR. HUGO ALEJANDRO GUILLEN TRUJILLO.</u></p>		
<p>CATEDRÁTICO (A): <u>DR. JOSÉ ALONSO FIGUEROA GALLEGOS.</u></p>		
<p>ELABORÓ: ING. REY DAVID HERNÁNDEZ TRUJILLO.</p>		
<p>ÍNDICE</p>		
<p>No.-</p>	<ol style="list-style-type: none">1 DATOS GENERALES2 NORMATIVA3 PARÁMETROS DE DISEÑO4 EJEMPLO DE DATOS DE LABORATORIO (SI HUBIERA UNA MUESTRA DE AGUA RESIDUAL)5 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO6 DOTACIÓN Y APORTACIÓN7 DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO8 DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL DE ENTRADA9 DISEÑO DE LAS REJILLAS10 DISEÑO DEL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL, CON SECCIÓN DE CONTROL CONSTITUIDA POR CANALETAS PARSHALL11 PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO (CIRCULAR)12 DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: A) CIRCULAR Y B) RECTANGULAR (MÉTODO 1)13 DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: B) RECTANGULAR (MÉTODO 2)	

14	DISEÑO DEL SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS (REACTOR BIOLÓGICO) + SEDIMENTADOR SECUNDARIO (CIRCULAR)
15	DESINFECCIÓN: DISEÑO DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 1)
16	DISEÑO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN: TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 2)
17	DATOS PARA FILTROS BIOLÓGICOS
18	DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR
19	DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR (CNA)
20	DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE FILTROS PERCOLADORES)
21	DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS
22	DIGESTOR ANAEROBIO
23	DIGESTOR AEROBIO
24	DISEÑO DEL REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)
25	DISEÑO DEL FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA)
26	DISEÑO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS (CONAGUA, 2019)
27	GENERACIÓN DE AGUAS RESIDUALES POR AÑO

ANEXO A1. DATOS GENERALES

DATOS GENERALES

Proyecto:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
Módulo:	PTAR
Localidad [*]:	0001 BERRIOZÁBAL
Municipio:	0012 BERRIOZÁBAL
Estado:	07 CHIAPAS
Población 2020 [1]:	36,084
Tasa crecimiento en % [1]:	4.12
Clase socioeconómica [2]:	MEDIA
Aportación [%]:	75

Temperatura (°C)	Período		Mínima		Máxima	
	Mayo	Octubre	18.0	21.0	30.0	33.0
	Noviembre	Abril	12.0	15.0	27.0	30.0

Fuente: www.ceieg.2019

[1] Según INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020.

[2] Puede ser: RESIDENCIAL, MEDIA ó POPULAR.

[*] Cabecera municipal.

ANEXO A2. NORMATIVA

Ya antes mencionado.

ANEXO A3. PARÁMETROS DE DISEÑO

PARÁMETROS DE DISEÑO

TABLA 3-16				
COMPOSICIÓN TÍPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA BRUTA				
Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350.00	720.00	1,200.00
Disueltos totales (SDT)	mg/l	250.00	500.00	850.00
Fijos	mg/l	145.00	300.00	525.00
Volátiles	mg/l	105.00	200.00	325.00
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100.00	220.00	350.00
Fijos	mg/l	20.00	55.00	75.00
Volátiles	mg/l	80.00	165.00	275.00
Sólidos sedimentables	ml/l	5.00	10.00	20.00
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ , 20°C)	mg/l	110.00	220.00	400.00
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80.00	160.00	290.00
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250.00	500.00	1,000.00
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20.00	40.00	85.00
Orgánico	mg/l	8.00	15.00	35.00
Amoníaco libre	mg/l	12.00	25.00	50.00
Nitritos	mg/l	0.00	0.00	0.00
Nitratos	mg/l	0.00	0.00	0.00
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4.00	8.00	15.00
Orgánico	mg/l	1.00	3.00	5.00
Inorgánico	mg/l	3.00	5.00	10.00
Cloruros	mg/l	30.00	50.00	100.00
Sulfato	mg/l	20.00	30.00	50.00
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50.00	100.00	200.00
Grasa	mg/l	50.00	100.00	150.00
Coliformes totales	NMP/100 ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos Orgánicos Volátiles (COVs)	µg/l	< 100	100-400	> 400

Fuente: INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES, Metcalf & Eddy, McGraw-Hill. 1996.

CALIDAD DEL EFLUENTE AL FINAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO SEGÚN NOM-001-SEMARNAT-1996		
Cuerpo receptor: RÍOS Tipo: PROTECCION DE VIDA ACUATICA		
Parámetro	Unidad	Cantidad
Sólidos suspendidos totales (SST)	mg/l	60.00
Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅)	mg/l	60.00
Nitrógeno total (NT)	mg/l	25.00
Fósforo total (PT)	mg/l	10.00
Coliformes fecales (CF)	(NMP/100ml)	1.00E+04

ANEXO A4. EJEMPLO DE DATOS DE LABORATORIO (SI HUBIERA UNA MUESTRA DE AGUA RESIDUAL)

Para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, no se empleó.

ANEXO A5. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

DATOS			
PROYECCIÓN	AÑO	VALOR	UNIDAD
[1] Población según INEGI, (Actual)	2020	36,084	Hab.
[2] Población de proyecto, a 10 años	2030	54,033	Hab.
[2] Población de proyecto, a 15 años	2035	66,119	Hab.
[2] Población de proyecto, a 20 años	2040	80,909	Hab.
Tasa de crecimiento		4.12	%
[1] Población según INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020, (Actual).			
[2] Población de proyecto, de diseño y/o futura, (Futura).			

AÑOS DE PROYECCIÓN	AÑO	POBLACIÓN (Hab.)
ACTUAL	2020	36,084
1	2021	37,571
2	2022	39,119
3	2023	40,730
4	2024	42,408
5	2025	44,156
6	2026	45,975
7	2027	47,869
8	2028	49,841
9	2029	51,895
10	2030	54,033

11	2031	56,259
12	2032	58,577
13	2033	60,990
14	2034	63,503
15	2035	66,119
16	2036	68,843
17	2037	71,680
18	2038	74,633
19	2039	77,708
20	2040	80,909

ANEXO A6. DOTACIÓN Y APORTACIÓN

DOTACIÓN Y APORTACIÓN

TEMPERATURA PROMEDIO								
Período		Duración	Temperatura (°C)		Temperatura (°C)			
		Meses	Mínima	Promedio	Máxima	Promedio		
Mayo	Octubre	6	18.0	21.0	19.5	30.0	33.0	31.5
Noviembre	Abril	6	12.0	15.0	13.5	27.0	30.0	28.5
					16.5			30.0
Temperatura Media Anual: 23.3								

CLASIFICACIÓN DE CLIMAS POR SU TEMPERATURA	
Temperatura Media Anual (°C)	Tipo de Clima
Mayor que 22.1	Cálido
De 18 a 22	Semicálido
De 12 a 17.9	Templado
De 5 a 11.9	Semifrío
Menor que 5	Frío
El Clima se selecciona en función de la temperatura media anual.	

El tipo de clima de la localidad de 0001 BERRIOZÁBAL es CÁLIDO

CONSUMO DOMÉSTICO PER CÁPITA			
Clima	Clase Socioeconómica (litros/habitante/día)		
	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185

Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100
Semifrío	250	195	100

El consumo doméstico per cápita de la localidad de 0001 BERRIOZÁBAL, municipio de 0012 BERRIOZÁBAL, es de 230 litros por habitante por día.

El valor de la aportación se estima como el 75 % del valor de la dotación. Para la localidad de 0001 BERRIOZÁBAL que tiene una población de proyecto de 54033 habitantes y una temperatura media anual de 23.3 °C (ver tabla TEMPERATURA PROMEDIO), el valor de la dotación es de 230 litros por habitante por día (ver tabla CONSUMO DOMÉSTICO PER CÁPITA); entonces se tiene:

$$\text{Aportación} = 75 \% * 230 \text{ litros por habitante por día}$$

$$\text{Aportación} = 172.5 \text{ litros por habitante por día}$$

ANEXO A7. DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO

DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO

La siguiente planta de tratamiento de aguas residuales se diseñará a 10 años :

Según períodos de diseño para una PTAR (Libro 4, p. 5), por (CONAGUA, 2019).

DATOS			
CRITERIO/PARÁMETRO	AÑO	VALOR	UNIDAD
[1] Población según INEGI, (Actual)	2020	36,084	Hab.
[2] Población de proyecto, a 10 años	2030	54,033	Hab.
[2] Población de proyecto, a 15 años	2035	66,119	Hab.
[2] Población de proyecto, a 20 años	2040	80,909	Hab.
Dotación		230	l/hab./d
Aportación (75 % de la dotación)		172.5	l/hab./d
Gasto de operación		12,427,590	l/días
[1] Población según INEGI. Censo de Población y Vivienda 2020, (Actual).			
[2] Población de proyecto, de diseño y/o futura, (Futura).			

GASTO MEDIO DIARIO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
$Q_{med} = ((P_p) * (Aportación)) / 86,400$		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
Q_{med} =		72.04	0.072	107.88	0.108	132.01	0.132	161.54	0.162
P _p = Población de proyecto, de diseño y/o futura. Nota: El valor 86,400; son los segundos que tiene un día, (s/d).									
GASTO MÍNIMO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
$Q_{mín} = (Q_{med}) * (0.5)$		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
Q_{mín} =		36.02	0.036	53.94	0.054	66.01	0.066	80.77	0.081
GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
Coeficiente de Harmon (M): $M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$		2.399		2.233		2.154		2.077	
$Q_{máx\ inst} = (Q_{med}) * (M)$		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
Q_{máx inst} =		172.82	0.173	240.90	0.241	284.35	0.284	335.52	0.336
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
Coeficiente de previsión o seguridad [C _s = 1.5]		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
$Q_{máx\ ext} = (Q_{máx\ inst}) * (C_s)$		259.23		361.35		426.53		503.28	
Q_{máx ext} =		259.23	0.259	361.35	0.361	426.53	0.427	503.28	0.503
GASTO MÁXIMO DIARIO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
Coeficiente de variación diaria [CV _d = 1.20 a 1.40]		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
$Q_{Md} = (CV_d) * (Q_{med})$		86.45		129.46		158.41		193.85	
Q_{Md} =		86.45	0.086	129.46	0.129	158.41	0.158	193.85	0.194
GASTO MÁXIMO HORARIO		ACTUAL		10 AÑOS		15 AÑOS		20 AÑOS	
Coeficiente de variación horaria [CV _h = 1.55]		l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s	m ³ /s
$Q_{Mh} = (CV_h) * (Q_{Md})$		129.68		194.19		237.62		290.78	
Q_{Mh} =		129.68	0.130	194.19	0.194	237.62	0.238	290.78	0.291
Fuente: Adaptado de MAPAS. Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado (Libro 4, pp. 7-44), por (CONAGUA, 2019).									

ANEXO A8. DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL DE ENTRADA

DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL DE ENTRADA

DATOS			DATOS PROPUESTOS PARA CANAL		
Proyección	Población	Unidad	CRITERIO/PARÁMETRO	Valor	Unidades
[1] Población según INEGI, (Actual)	36,084	HAB.	Velocidad (V) =	1	M/SEG
[2] Población de proyecto, a 10 años	54,033	HAB.	Pendiente (S) =	0.002	
[2] Población de proyecto, a 15 años	66,119	HAB.	Ancho de canal (b) =	0.50	M
[2] Población de proyecto, a 20 años	80,909	HAB.	Ancho de muro (AM) =	0.15	M
			Largo de canal (L) =	1.50	M
			Factor de fricción (n) =	0.013	
DATOS			VALORES CALCULADOS PARA CANAL		
Carácterística	Valor	Unidad	Área de la sección transversal (A) =	0.329	M ²
Dotación	230.00	L/HAB./DÍA	Volumen de canal (Vc) =	0.495	M ³
Aportación	172.50	L/HAB./DÍA	Tirante hidráulico (y) =	0.66	M
			Perímetro mojado (P) =	1.82	M
			Radio hidráulico (R) =	0.18	M ² /M
			Velocidad media (V) =	1.097	M/SEG
			Pendiente hidráulica del canal (S) =	0.002	
			Ancho de canal (b) =	0.50	M

Q = Población de proyecto x Aportación												
FÓRMULAS ==>>> 86,400 seg/día V A = Q/V b y = A/b S R = (by)/(b + 2y) V = (1/n)(R ^{2/3})(S ^{1/2}) V = (R ^{2/3} S ^{1/2})/n												
PROYECCIÓN	AÑO	Gastos de Diseño	Valor del Gasto		Velocidad propuesta	Área	Ancho de canal	Tirante	Pendiente	Radio hidráulico	Velocidad calculada	B.L.
			l/seg	m ³ /seg	m/seg	m ²	m	m	m/m	m ² /m	m/seg	m
ACTUAL	2020	GASTO MÍNIMO	36.02	0.036	0.639	0.056	0.50	0.11	0.002	0.08	0.639	0.30
		GASTO MEDIO DIARIO	72.04	0.072	0.741	0.097	0.50	0.19	0.002	0.11	0.790	0.30
		GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	172.82	0.173	0.971	0.178	0.50	0.36	0.002	0.15	0.971	0.30
		GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	259.23	0.259	1.056	0.245	0.50	0.49	0.002	0.17	1.056	0.30
10 AÑOS	2030	GASTO MÍNIMO	53.94	0.054	0.691	0.078	0.50	0.16	0.002	0.10	0.741	0.30
		GASTO MEDIO DIARIO	107.88	0.108	0.837	0.129	0.50	0.26	0.002	0.13	0.883	0.30
		GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	240.90	0.241	1.014	0.238	0.50	0.48	0.002	0.16	1.014	0.30
		GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	361.35	0.361	1.097	0.329	0.50	0.66	0.002	0.18	1.097	0.30
15 AÑOS	2035	GASTO MÍNIMO	66.01	0.066	0.741	0.089	0.50	0.18	0.002	0.10	0.741	0.30
		GASTO MEDIO DIARIO	132.01	0.132	0.883	0.149	0.50	0.30	0.002	0.14	0.928	0.30
		GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	284.35	0.284	1.056	0.269	0.50	0.54	0.002	0.17	1.056	0.30
		GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	426.53	0.427	1.137	0.376	0.50	0.75	0.002	0.19	1.137	0.30
20 AÑOS	2040	GASTO MÍNIMO	80.77	0.081	0.790	0.103	0.50	0.21	0.002	0.11	0.790	0.30
		GASTO MEDIO DIARIO	161.54	0.162	0.928	0.175	0.50	0.35	0.002	0.15	0.971	0.30
		GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	335.52	0.336	1.097	0.306	0.50	0.61	0.002	0.18	1.097	0.30
		GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	503.28	0.503	1.137	0.442	0.50	0.88	0.002	0.19	1.137	0.40

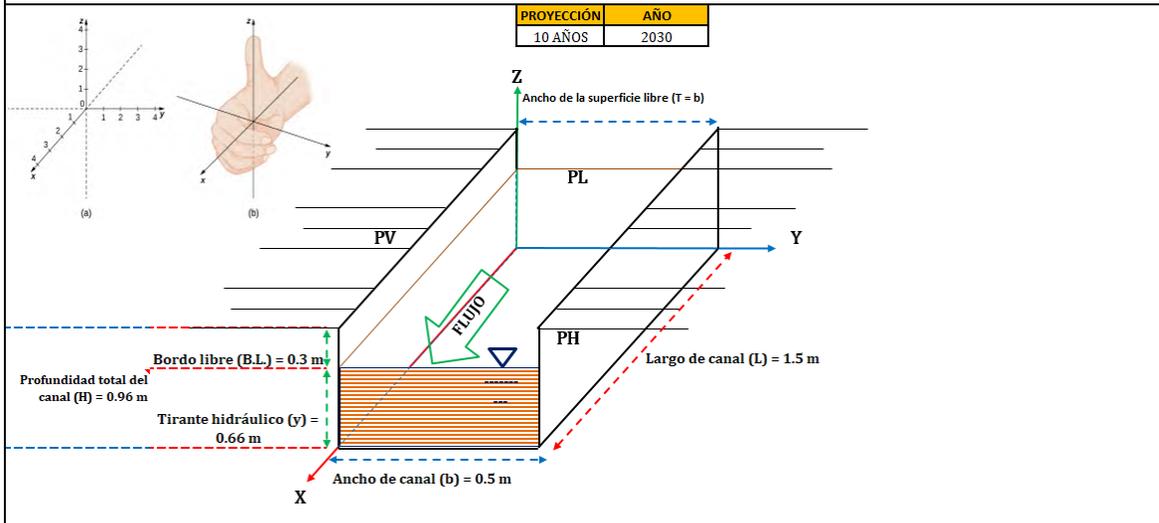
UNA FORMA DE VALIDACIÓN DE NUESTRAS FÓRMULAS ES QUE CADA COMPAÑERO HIZÓ LA CORRIDA DE EJEMPLOS YA PROPUESTOS.

NOTA: SE DISEÑA CON GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO PARA PRETRATAMIENTO.

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL CANAL DE ENTRADA

El canal de acceso o, de entrada, es la estructura en la cual descarga la tubería del colector de conducción en la planta. Para el proyecto se propone un canal de conducción a cielo abierto y la sección transversal de canal rectangular.

a) Sección transversal de canal rectangular.



ANEXO A9. DISEÑO DE LAS REJILLAS

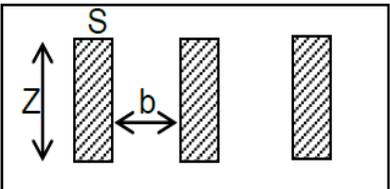
DISEÑO DE LAS REJILLAS

Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica		
Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Velocidad a través de las rejillas (V_r), m/s	[0.3 - 0.6]	[0.6 - 1]
Tamaño de la barra:		
Ancho (S), mm	[4 - 8 mm]	[8 - 10 mm]
Profundidad (Z), mm	[25 - 50 mm]	[50 - 75 mm]
Separación entre barras (b), mm	[25 - 75 mm]	[10 - 50 mm]
Coefficiente K	[1.1 - 1.2]	1.05
Pendiente en relación a la horizontal (α), grados	[45° - 60°]	[75° - 85°]

0.50	ANCHO DE CANAL
$y =$	20
BORDO LIBRE (h, en cm) =	30

Fuente: Adaptado de Apuntes de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, por (UNACH, 2019).

Tamaño de la barra



Para este caso se utilizará la proyección de la población a 10 años, igual al periodo de diseño de una PTAR:

PROYECCIÓN	HABITANTES	LIMPIEZA
Actual	36,084	Mecánica
10 años	54,033	Mecánica
15 años	66,119	Mecánica
20 años	80,909	Mecánica

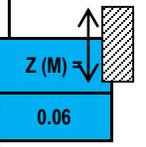
NOTA: Cuando la población del proyecto es mayor a 10,000 habitantes se recomienda diseñar una rejilla de limpieza mecánica.

DIMENSIÓN DE BARRA

$S(M) =$
0.01

$b(M) =$
0.04

$Z(M) =$
0.06



Nota: Por cuestiones constructivas se propondrá de 40 mm.

Valores seleccionados

Datos	Valor	Unidades
Ancho (S)	10	mm
Profundidad (Z)	60	mm
Separación libre entre barras (b)	40	mm
Pendiente (α)	75	grados
Velocidad (Vr)	1	m/s
Factor de forma de barras (β)	2.42	n.a.
Coefficiente K	1.05	n.a.

Factor de forma de barras para rejías β

2.42	1.79	1.83	1.035	1.67	0.76	0.92
						
1	2	3	4	5	6	7

Fuente: Adaptado de Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales (p. 103), por E. César Valdez y A. B. Vázquez González, 2003.

2.42

1

ym

0.75

at =

TON/M3 (DE MATERIAL RETENIDO)
 60 % -
 RESIDUOS EN REJA DE 25 A 100 MM DE
 70 %
 SEPARACIÓN DE BARRAS

SELECCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO Y TIRANTE

Para este caso se utilizará el gasto de diseño proyectado a 10 años, igual al período de diseño de una PTAR:
Según períodos de diseño para una PTAR (Libro 4, p. 5), por (CONAGUA, 2019).

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto	
		lt/seg	m ³ /seg
Actual	Q _{máx ext}	259.23	0.259
10 años	Q _{máx ext}	361.35	0.361
15 años	Q _{máx ext}	426.53	0.427
20 años	Q _{máx ext}	503.28	0.503

DATO		
Parámetro	Valor	Unidad
Tirante hidráulico (y)	0.66	m

DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE BARRAS

$$n = \frac{Q}{b H V r} k - 1$$

$$n = \frac{0.361}{0.04 \times 0.66 \times 1} \frac{1}{(1.05) - 1} = 13.36$$

n = **13.00** barras

DETERMINACIÓN DEL ANCHO (Br)

$$Br = (n + 1)b + ns$$

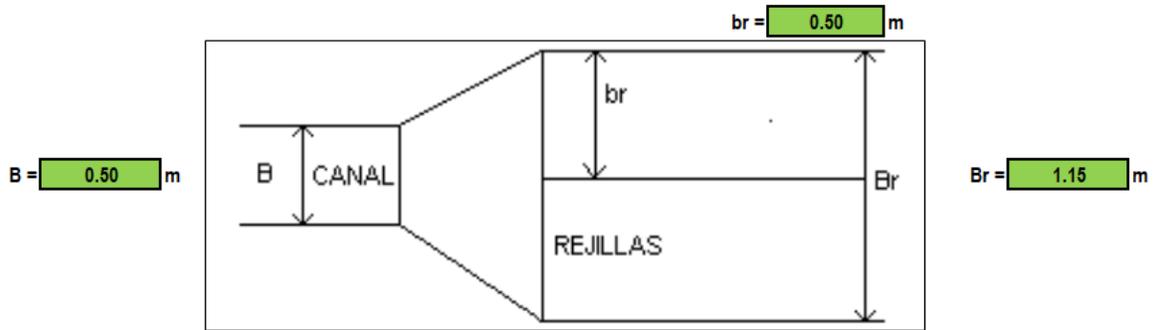
$$Br = (13 + 1)0.04 + 13 \times 0.01 = 0.69$$

$$Br = \mathbf{1.00} \text{ m}$$

Considerando 2 secciones de rejillas:

$$\text{por lo que } br = 0.50 \text{ m}$$

$$br = \mathbf{0.50} \text{ m}$$



DETERMINACIÓN DE LONGITUDES

Se consideran dos canales de rejillas de desbaste de: 0.5 m, separados por un muro de concreto de 0.15 m de espesor, por lo que el ancho (Br) quedará de la siguiente manera:

$$Br = 1.15 \text{ m}$$

(Propuesto, ángulo de transición).

Si $\gamma = 20^\circ$ entonces:

$$L_1 = \frac{Br - B}{2 \tan \gamma}$$

$$L_1 = \frac{1.15 - 0.5}{2 \tan 20} =$$

$$L_1 = 0.89 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{L_1}{2}$$

$$L_2 = 0.5 L_1 = 0.45 \text{ m}$$

Si se acepta $h = 0.3 \text{ m}$; bordo libre [$h = 0.2 - 0.4 \text{ m}$].

$$h = 0.3$$

$$L_3 = \frac{H + h}{\tan \alpha}$$

$$L_3 = \frac{0.66 + 0.3}{\tan 75} = 0.26 \text{ m}$$

$L_3 =$	0.26		
$L_4 \text{ (EN CM)} =$	80	\updownarrow	(0.8 - 1.0 m)
$L_5 \text{ (EN CM)} =$	100	\updownarrow	(1.0 - 1.2 m)
LONGITUD TOTAL =	3.40		m

DETERMINACIÓN DE LAS PÉRDIDAS HIDRÁULICAS

La velocidad antes de la rejilla está determinada con la siguiente ecuación:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2$$

$$V_2 = \frac{V_1 A_1}{A_2} =$$

$$V_2 = \frac{1.14 \times (0.5 \times 0.66)}{1 \times 0.66} = 0.57 \text{ m/seg}$$

$$\xi = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \text{ sen } \alpha$$

$$\xi = \frac{2.42 (0.01 / 0.04)^{4/3} \times \text{Sen } 75}{75} = 0.37$$

$$\Delta H = \xi \frac{V^2}{2g} k =$$

$$k = 3.00 \quad (\text{Efecto del material retenido})$$

$$\Delta H = 0.37 (0.57^2 / 2 \times 9.81) \times 3 = 0.02 \text{ m}$$

DETERMINACIÓN DEL MATERIAL RETENIDO EN LA REJILLA (G)

Para separaciones entre barras de 10 a 100 mm.

$$M_r = \frac{180}{b^{1.15}} = l/\text{hab/año}$$

$$M_r = \frac{180}{40^{1.15}} = 2.59 \text{ l/hab/año}$$

$$V_{\text{material}} = \frac{M_r N}{365(1,000)} = m^3/d$$

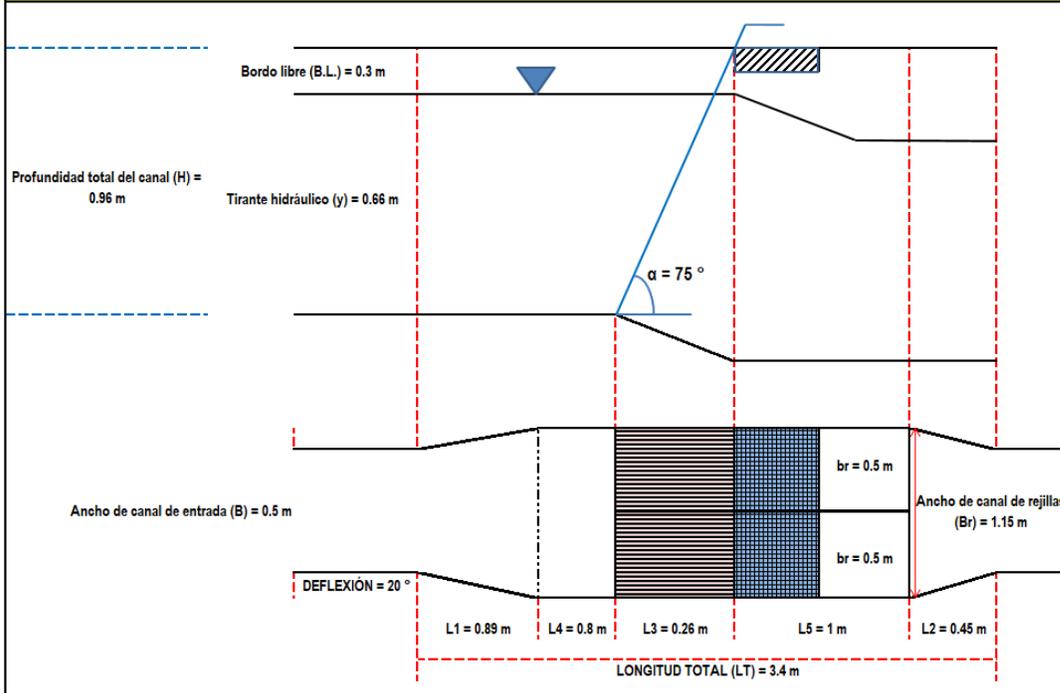
$$V_{\text{mat}} = \frac{2.59 \times 54033}{365 \times 1000} = 0.38 \text{ m}^3/d$$

$$G = V_{\text{mat}} * \gamma_{\text{mat}}$$

$$G = (0.38 \text{ m}^3/d) * (0.75 \text{ ton/m}^3) =$$

$$G = 0.29 \text{ ton/d}$$

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL CANAL DE REJILLAS

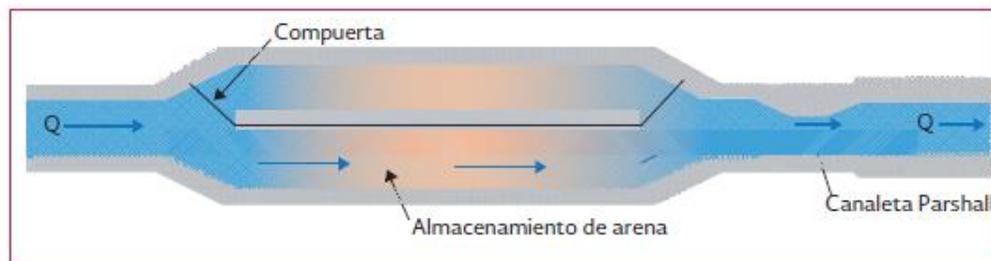


ANEXO A10. DISEÑO DEL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL, CON SECCIÓN DE CONTROL CONSTITUIDA POR CANALETAS PARSHALL

DISEÑO DEL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL, CON SECCIÓN DE CONTROL CONSTITUIDA POR CANALETAS PARSHALL

DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL, CON SECCIÓN DE CONTROL CONSTITUIDA POR CANALETAS PARSHALL

Diseño basado según: MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario (Libro 26, pp. 11-33), por (CONAGUA, 2019).



No. De cámaras =	2.00	pzas	
No. De canal. Parshall =	2.00	pzas	Extremo efluente
V1 vel. Horiz. de flujo =	0.30	m/s	V1 = Velocidad horizontal de flujo (m/s)
(g) gravedad =	9.81	m/s ²	
Vs =	131.00	cm/min	Vs = Velocidad de asentamiento del material (m/s)
			0.0218 m/s

1. DISEÑO DEL CANAL PARSHALL

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto		
		lt/seg	m ³ /seg	m ³ /d
10 años	Qmed	107.88	0.108	9,320.83
	Qmín	53.94	0.054	4,660.42
	Qmáx ext	361.35	0.361	31,220.64

Qmáx ext = Qpico

	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Qmín =	0.054	m ³ /seg	54.000	lps
Qmed =	0.108	m ³ /seg	108.000	lps
Qmáx ext =	0.361	m ³ /seg	361.000	lps

Debido a que se calcularán 2 cámaras de desarenadores horizontales y cada uno contendrá un canal parshall en el extremo efluente, el Qmáx ext = 361 lps se dividirá en 2 quedando así en Qmáx ext = 180.5 lps.

$$Q_{\text{máx ext}} = 180.50 \text{ lps} \quad 0.181 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Debido a que no se encuentra en la Tabla 1.10. Fórmulas para canales Parshall, el caudal pico (Q = 180.5 lps) se tomará el valor del caudal más cercano a este, que es de 250 lps.

Por lo que W = (9 ") (2.5 - 250 lps).

$$\text{Si 1 pulgada} = 0.0254 \text{ m}$$

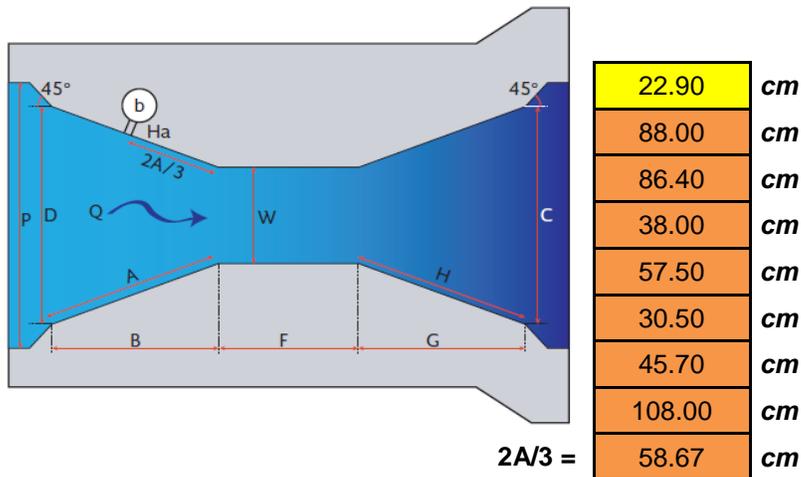
$$W = 9.000 \text{ , } \rightarrow 250.000 \text{ lps}$$

$$W = 22.90 \text{ cm}$$

$$W = 0.229 \text{ m}$$

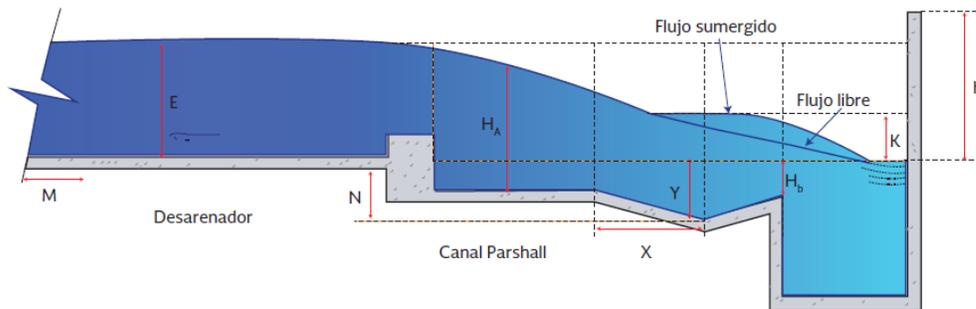
Configuración de la canaleta Parshall:

a) Planta



Longitud total = 1.63 m

b) Elevación



E =	61.00	cm	M =	30.50	cm
K =	7.60	cm	X =	5.10	cm
N =	11.40	cm	Y =	7.60	cm
R =	40.60	cm			

ECUACIÓN DE DESCARGA:

Para una canaleta Parshall de 22.9 cm, según la Tabla 1.10. Fórmulas para canales Parshall, es:

Donde:
$$Q = 0.535H_a^{1.53}$$

Q = Caudal (m³/seg)

Ha = Tirante en 2/3 de A (m)

Para el caudal pico y 2 cámaras en funcionamiento se tiene:

Q_{máx ext} = 0.1810 m³/seg 181.000 lps

$$Ha = \left(\frac{Q}{0.535} \right)^{1/1.53}$$

Ha = [0.181 m³/s / 0.535] ^ (1/1.53)

Ha = 0.492 m

W =	22.90	cm
D =	57.50	cm
Wa =	46.00	cm
Wa =	0.46	m

De acuerdo con las dimensiones de la canaleta Parshall, de la Tabla 1.11, el ancho del canal en el sitio de localización de la cámara del flotador, se determina por el ancho (W) de 22.9 cm y el ancho (D) al inicio del Parshall de 57.5 cm, el valor en 2/3 A resulta de 46 centímetros.

La velocidad en el punto de medida de Ha es:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{WaHa}$$

V₂ = $\frac{0.181 \text{ m}^3/\text{s}}{(0.46 \text{ m})(0.492 \text{ m})}$ 0.800 m/s

Escribiendo la ecuación de Bernoulli entre el nivel del agua en el extremo aguas abajo del desarenador y el punto de medida de H_a se tiene:

$$\frac{V_1^2}{2g} + h = \frac{V_2^2}{2g} + H_a + h_L$$

$$\frac{(0.3 \text{ m/s})^2}{2 (9.81 \text{ m/s}^2)} + h = \frac{(0.8 \text{ m/s})^2}{2 (9.81 \text{ m/s}^2)} + 0.492 \text{ m}$$

$$+ 0.10 \quad \left| \frac{(0.8 \text{ m/s})^2}{2 (9.81 \text{ m/s}^2)} - \frac{(0.3 \text{ m/s})^2}{2 (9.81 \text{ m/s}^2)} \right|$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.52 \text{ m}$$

$$h = 52.00 \text{ cm}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1}$$

$$A = \frac{0.181 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.600 \text{ m}^2$$

El ancho del techo de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h}$$

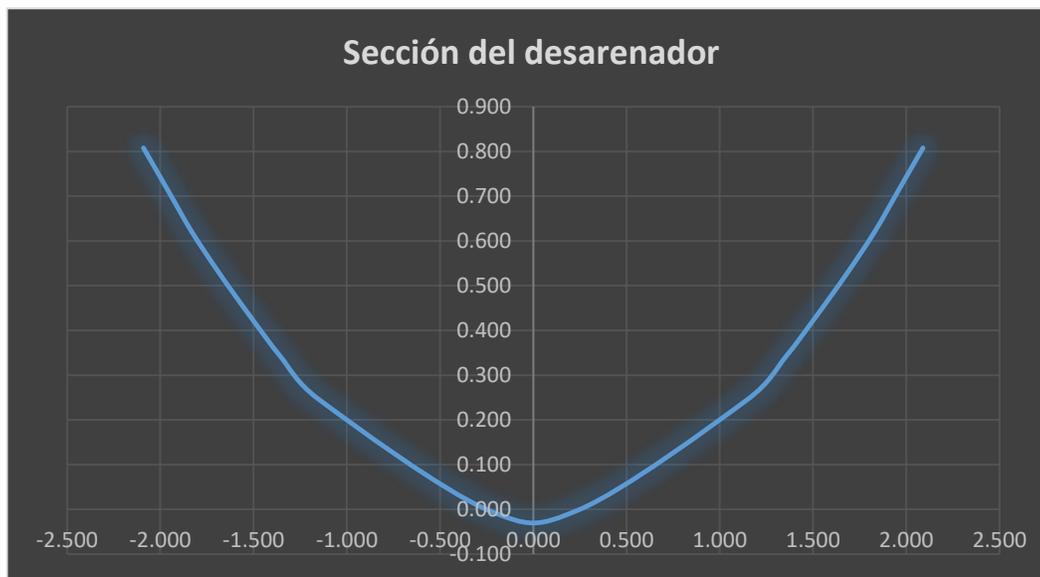
$$T = \frac{3 (0.6 \text{ m}^2)}{2 (0.52 \text{ m})} = 1.730 \text{ m}$$

$$Ha \text{ mín} = 0.150 \text{ m}$$

$$Ha \text{ máx} = 0.52 \text{ m}$$

Ha	$Q = 0.535 (Ha)^{1.53}$		V2	$\frac{V_1^2}{2g} + h = \frac{V_2^2}{2g} + Ha + h_L$		A	T
m	m ³ /s	l/s	m/s	h (m, cm)		m ²	m
0.15	0.0294	29.4	0.426	0.155	15.5	0.098	0.95
0.217	0.0517	51.7	0.518	0.227	22.7	0.172	1.14
0.284	0.0780	78	0.597	0.299	29.9	0.26	1.3
0.351	0.1078	107.8	0.668	0.371	37.1	0.359	1.45
0.418	0.1408	140.8	0.732	0.443	44.3	0.469	1.59
0.485	0.1768	176.8	0.792	0.515	51.5	0.589	1.72
0.552	0.2155	215.5	0.849	0.587	58.7	0.718	1.83

Se dibujan los valores de (h) contra (T) y se traza una curva. Se adopta un ancho de canal con fondo de 50 cm y se ajusta.



Se calcula el tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{h}{V_s}$$

$$t = \frac{0.492 \text{ m}}{0.0218 \text{ m/s}} = 22.569 \text{ seg}$$

Se calcula la longitud del desarenador:

$$L = \frac{H_v}{V_s} = \frac{hV_1}{V_s}$$

$$L = \frac{0.52 \text{ m} (0.3 \text{ m/s})}{0.0218 \text{ m/s}} = 7.156 \text{ m}$$

La longitud mínima adicional recomendada es de:

$$\Delta L_{\text{mín}} = 2h_{\text{máx}}$$

$$\Delta L_{\text{mín}} = 2 (0.52 \text{ m}) = 1.04 \text{ m}$$

La longitud máxima adicional es de:

$$\Delta L_{\text{máx}} = 0.5 L$$

$$\Delta L_{\text{máx}} = 0.5 (7.156 \text{ m}) = 3.58 \text{ m}$$

Se adopta una longitud del desarenador (L) de:

$$L_T = L + \Delta L_{\text{máx}}$$

$$L_T = 7.156 \text{ m} + 3.58 \text{ m} = 10.74 \text{ m}$$

$$L_T = 10.70 \text{ m}$$

Estimación del volumen de arena, por cada cámara:

$$V_a = []_a Q_m F_p$$

[] _a =	0.060	m ³ /1,000 m ³	V _a = Arena producida (m ³ /s)
(F _p) =	2.50		[] _a = Concentración de arena en agua (m ³ /1,000 m ³)
Q _{med} =	0.0540	m ³ /seg (2 cámaras)	F _p = Factor pico

$$V_a = [0.06 \text{ m}^3 / 1\,000 \text{ m}^3] (0.054 \text{ m}^3/\text{s}) (2.5)$$

$$V_a = \frac{8.1\text{E}-06}{0.700} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_a = 0.700 \text{ m}^3/\text{d}$$

Resumen de los resultados del diseño de 2 desarenadores para un Q_{máx} ext total de 361 l/s.

Concepto	Valor
Número de cámaras	2 pzas
Número de canal Parshall	2 pzas
Dimensiones:	
Tirante hidráulico (h)	0.52 m
Ancho (T)	1.73 m
Tiempo de sedimentación (t)	22.569 seg
Longitud (LT)	10.7 m
Velocidad horizontal (V1)	0.3 m/s
Velocidad de asentamiento (Vs)	0.0218 m/s
Volumen de arena (V _a) desarenador	0.7 m ³ /d

ANEXO A11. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO (CIRCULAR)

Ya antes mencionado.

ANEXO A12. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: A) CIRCULAR Y B) RECTANGULAR (MÉTODO 1)

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: A) CIRCULAR Y B) RECTANGULAR (MÉTODO 1)

A) DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR

Diseño basado según: Tratamiento de Aguas Residuales (Edición 2ª, pp. 91-127), por (R. S. Ramalho, 1996).

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto			MÓDULOS (PROPUESTOS)
		lt/seg	m ³ /seg	m ³ /d	
10 años	Qmed	107.88	0.108	9,320.83	4

Los clarificadores primarios se diseñan para una separación determinada (normalmente 40 - 60 %) de los sólidos en suspensión en el vertido de entrada, según (R. S. Ramalho, p. 124).

PASO 1.-

Para la separación del 50 % de los sólidos en suspensión se obtiene:

Utilizando las figuras de la prueba de sedimentación en columna: Fig. 3.16 (Pág. 121): Para obtener el tiempo de retención con respecto al (% SS separados), Fig.3.17 (Pág. 122): Para obtener el factor de carga con respecto al (% SS separados).

Parámetros	Valor	Unidad
[1] % SS separados =	50	
Tiempo de retención (t) =	31.5	minutos
Factor de carga superficial =	81.4	m ³ /m ² . día
Factor de seguridad =	1.25	
% de sólidos en los lodos =	1.07	
INDIQUE LOS SÓLIDOS EN SUSPENSION (X0) =	220	mg/l
Q0 =	2,330.21	m ³ /día
Xe =	110	mg/l

[1] % de sólidos en suspension separados.

Para efectos de diseño utilizar un factor de mejoración = 1.25:

[Factor de mejoración entre 1.25 y 1.75]

$$t = (31.5 \text{ min}) \times (1.25) = 39.4 \text{ minutos}$$

$$\text{Factor de carga} = (81.4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}) / (1.25) = 65.12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$0.0274 \text{ días}$$

PASO 2.-

Para un tiempo de 31.5 minutos, de la Figura 3.22 (Pág. 125) del Ramalho, se tiene que:

Calcular:

$$X_u = \% \text{ de sólidos en los lodos } (1 \times 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{l}})$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} X_u &= 1.07 \% \\ X_u &= (1.07 / 100) = 0.0107 \\ X_u &= 10,700.00 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Para separar el 50 % de sólidos en suspensión promedio:

$$X_e = 0.5 (X_0)$$

$$X_e = (0.5) \times (220 \text{ mg/l}) = 110.00 \text{ mg/l}$$

PASO 3.-

Calcular Q_e y Q_u .

$$Q_e = \frac{Q_0 (X_u - X_0)}{X_u - X_e}$$

En dónde:

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Q_0	$\text{m}^3/\text{día}$ del afluente (Q de diseño).
X_0	mg/l de sólidos en suspensión en el afluente.
Q_e	$\text{m}^3/\text{día}$ del efluente (rebosadero del clarificador).
X_e	mg/l de sólidos en suspensión que permanecen en el líquido clarificado.
Q_u	$\text{m}^3/\text{día}$ del gasto (caudal) que sale del clarificador.
X_u	mg/l de sólidos en suspensión del caudal separado.

$$Q_e = \frac{2330.21 (10700 - 220)}{10700 - 110} = 2,306.01 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_u = Q_0 - Q_e$$

$$Q_u = 2330.21 - 2306.01 = 24.20 \text{ m}^3/\text{día} \text{ de lodo compactado}$$

PASO 4.-

Cálculo de las dimensiones de la estructura.

Cálculo del Área:

$$A = \frac{Q_e}{\text{Factor de carga}}$$

$$A = \frac{2,306.01}{65.12} \frac{\text{m}^3/\text{día}}{\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}} = 35.41 \text{ m}^2$$

Cálculo del Diámetro:

$$D = \left(\frac{4A}{\pi} \right)^{1/2}$$

$$D = \frac{4(35.41 \text{ m}^2)}{3.1416}^{(1/2)}$$

Por lo tanto el diámetro calculado es de = 6.71 m

Cálculo de su Altura:

$$H = \frac{V}{A} = \frac{Q_0 t}{A}$$

t =	39.4	minutos	0.0274 días
Factor de conversión (días a minutos) =	1,440	d/minutos	

$$H = \frac{(2330.21) \times (39.4)}{(35.41) \times (1440)} = 1.80 \text{ m}$$

PASO 5.-

Cálculo del peso de los lodos.

$$Q_u = 24.20 \text{ m}^3/\text{día} \text{ de lodo compactado}$$

PARA OBTENER UN PESO ESTIMADO, SE CONSIDERA LA DENSIDAD DEL AGUA LIMPIA

POR LO QUE EL PESO TOTAL DE LOS LODOS SERÁ :

$$\text{DENSIDAD DEL AGUA LIMPIA} = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{total \text{ de lodos}} = (Q_u) * \left(1,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$$

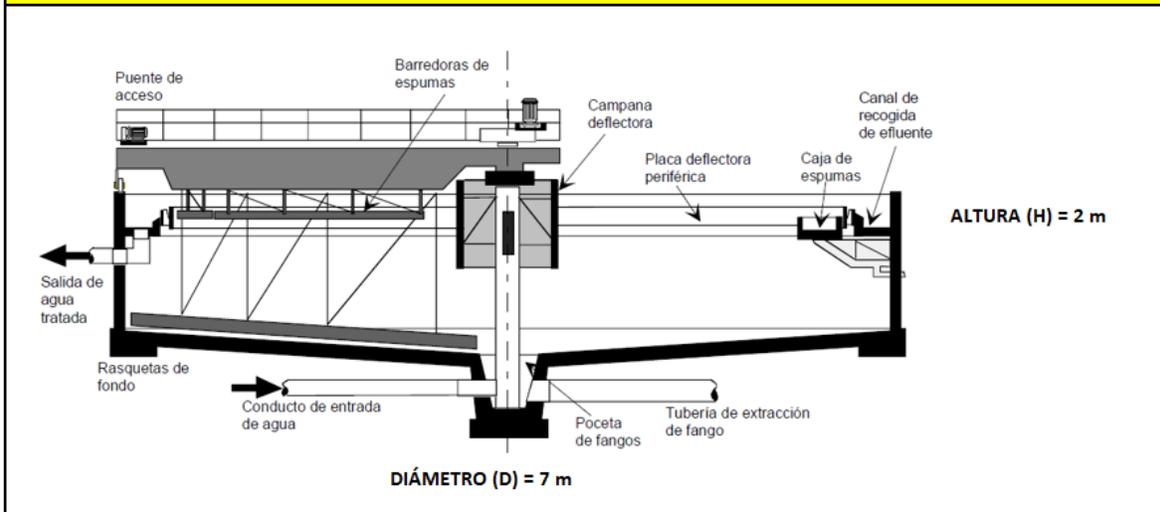
$$\text{PESO TOTAL DE LODOS} = (24.2 \text{ m}^3/\text{día}) \times (1000 \text{ kg/m}^3) = 24,200.00 \text{ kg/día} \text{ de acumulacion diaria de lodos}$$

AHORA BIEN OBTENIENDO EL PESO DE LOS SÓLIDOS:

$$W_{mat \text{ sec}} = (W_{total \text{ de lodos}}) * \left(\frac{\% \text{ de sólidos en los lodos}}{100}\right)$$

$$\text{PESO DE LA MATERIA SECA} = (24200 \text{ kg/día}) \times (1.07 / 100) = 258.94 \text{ kg/día} \text{ de sólidos secos sedimentados}$$

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR = 4 MÓDULOS DE DISEÑO



ANEXO A13. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO: B) RECTANGULAR (MÉTODO 2)

Para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, no se empleó.

ANEXO A14. DISEÑO DEL SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS (REACTOR BIOLÓGICO) + SEDIMENTADOR SECUNDARIO (CIRCULAR)

DISEÑO DEL SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS (REACTOR BIOLÓGICO)

Determinación del volumen del reactor (V)

Se utiliza la ecuación de Lawrence y Mc Carty

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X(1 + K_d \theta_c)}$$

Donde:

- V = Volumen del reactor, m³
- S_o = Substrato soluble y biodegradable en el influente (DBO₅ soluble), mg/l
- S = Substrato soluble en el efluente (DBO₅ soluble), mg/l
- θ_c = Tiempo de retención celular, d.
- Q = Caudal del influente, m³/d
- Y = Coeficiente de crecimiento, producción de células, kg SSV/kg DBO₅ removida
- K_d = Coeficiente de decaimiento endógeno, d⁻¹
- X = Concentración de células (SSV) en el reactor, mg/l

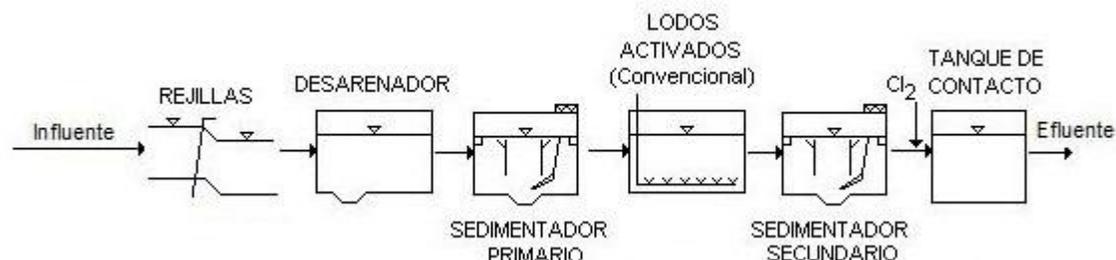
Determinación de la S (DBO₅ soluble en el efluente) y la eficiencia del tratamiento biológico.

Asumiendo que 80 % de los SST efluente son orgánicos (volátiles).

Se requiere eficiencia de remoción de SST después del sedimentador primario.

$$SSV_{ef} = 0.8$$

$$(SST_{ef})$$



EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 1							
COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO		% DE REMOCIÓN DE LODOS ACTIVADOS		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO	
Contaminante	(mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)
Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅)	220	30.00	154.00	80.00	30.80	30.00	21.56
Demanda química de oxígeno (DQO)	500	30.00	350.00	80.00	70.00	30.00	49.00
Sólidos suspendidos totales (SST)	220	50.00	110.00	80.00	22.00	50.00	11.00
Fósforo total (PT)	8	10.00	7.20	10.00	6.48	10.00	5.83
Nitrógeno orgánico N-org	15	10.00	13.50	15.00	11.48	10.00	10.33
El nitrógeno amoniacal NH ₃ -N	25	0.00	25.00	8.00	23.00	0.00	23.00

$$SST_{ef} = 22.00 \text{ mg/l}$$

$$SSV_{ef} = 17.60 \text{ mg/l}$$

Considerando que 65 % de los biosólidos son biodegradables.

$$SSV_{ef.bio.} = 0.65 (SSV_{ef})$$

$$SSV_{ef.bio.} = 11.44 \text{ mg/l}$$

Si 1.42 mgO₂ son consumidos por 1 mg de células oxidadas. La DBO última de los sólidos biodegradables en el efluente será:

$$DBO_{u,SSef} = 1.42 (SSV_{ef.bio.})$$

$$DBO_{u,SSef} = 16.24 \text{ mg/l}$$

Si la DBO₅ es de 0.45 a 0.68 de DBO_u. Entonces, asumiendo 0.68

$$DBO_{5,SSef} = 0.68 (DBO_{u,SSef})$$

$$DBO_{5,SSef} = 11.04 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto, la DBO₅ soluble en el efluente del sistema de lodos activados es:

$$S = DBO_{5 \text{ sol.ef.}} = DBO_{5 \text{ ef.}} - DBO_{5,SSef}$$

$$DBO_{5 \text{ ef.}} = 30.80 \text{ mg/l}$$

$$S = 19.76 \text{ mg/l}$$

La eficiencia del tratamiento biológico se determina:

$$E = \frac{(S_0 - S)100}{S_0} =$$

$$S_0 = 154.00 \text{ mg/l}$$

$$E = 87.17 \%$$

Determinación (Selección) de Θ_c , X y los coeficientes cinéticos

Θ_c es el parámetro que relaciona el tiempo de residencia con la cinética y estequiometría del proceso (climas fríos: valores de Θ_c altos y climas calientes: valores de Θ_c bajos).

La selección de X depende de la transferencia de oxígeno y las características del mezclado que provee el sistema de aireación, así como de la temperatura y de la carga de sólidos aceptable para los sedimentadores secundarios.

Para el sistema convencional de lodos activados X se recomienda en el rango de 1,500 – 3,000 mg/l.

La concentración de sólidos en el lodo extraído del sedimentador secundario varía de 8,000 a 15,000 mg/l.

Determinación del caudal de diseño y porcentaje de recirculación (α):

$$X(Q + Q_r) = SS I_{sed}(Q_r)$$

Despejando Q_r y asumiendo: $X = 3,000 \text{ mg/l}$ y $SS I_{sed} = 8,000 \text{ mg/l}$, entonces:

DATOS			Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto			MÓDULOS (PROPUESTOS)
X =	3,000	mg/l			lt/se g	m ³ /se g	m ³ /d	
SS I sed =	8,000	mg/l	10 años	Q _{med}	107.88	0.10788	9,320.83	4
Q _{med} =	2,330.21	m ³ /d						

$$Q_r = \frac{XQ}{SS l_{sed} - X} \quad Q_r = \boxed{1,398.13} \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\alpha = \frac{Q_r}{Q} \quad \alpha = \boxed{0.60} \quad [Q_r/Q = 0.25 \text{ a } 0.75]$$

$$Q_{\text{diseño}} = Q + Q_r$$

$$Q_{\text{diseño}} = \boxed{3,728.34} \text{ m}^3/\text{d}$$

Los coeficientes cinéticos Y y kd se determinan mediante la realización de pruebas de tratabilidad de biodegradación aerobia.

TABLA 10-5
Parámetros de diseño para los procesos de fangos activados

Modificación de proceso	θ_c , d	F/M kg DOB ₅ aplicada/ kg SSVLM·d	Carga volumétrica, kg de DBO ₅ aplicada/ m ³ ·d	SSLM, mg/l	V/Q, h	Q _r /Q
Convencional	5-15	0,2-0,4	0,32-0,64	1.500-3.000	4-8	0,25-0,75
Mezcla completa	5-15	0,2-0,6	0,80-1,92	2.500-4.000	3-5	0,25-1,0
Alimentación escalonada	5-15	0,2-0,4	0,64-0,96	2.000-3.500	3-5	0,25-0,75
Aireación modificada	0,2-0,5	1,5-5,0	1,20-2,40	200-1.000	1,5-3	0,05-0,25
Contacto y estabilización	5-15	0,2-0,6	0,96-1,20	(1.000-3.000) ^a (4.000-10.000) ^b	(0,5-1,0) ^a (3-6) ^b	0,5-1,50
Aireación prolongada	20-30	0,05-0,15	0,16-0,40	3.000-6.000	18-36	0,5-1,50
Aireación de alta carga	5-10	0,4-1,5	1,60-1,60	4.000-10.000	2-4	1,0-5,0
Proceso Kraus	5-15	0,3-0,8	0,64-1,60	2.000-3.000	4-8	0,5-1,0
Oxígeno puro	3-10	0,25-1,0	1,60-3,20	2.000-5.000	1-3	0,25-0,5
Canal de oxidación	10-30	0,05-0,30	0,08-0,48	3.000-6.000	8-36	0,75-1,50
Reactor de flujo discontinuo secuencial	NA	0,05-0,30	0,08-0,24	1.500-5.000 ^d	12-50	NA
Reactor Deep Shaft	SI	0,5-5,0	SI	SI	0,5-5	SI
Nitrificación de etapa única	8-20	0,10-0,25 (0,02-0,15) ^c	0,08-0,32	2.000-3.500	6-15	0,50-1,50
Nitrificación en etapas separadas	15-100	0,05-0,20 (0,04-0,15) ^c	0,05-0,14	2.000-3.500	3-6	0,50-2,00

^a Unidad de contacto.
^b Unidad de estabilización de sólidos.
^c NKT/SSVLM.
^d Los SSLM varían en función de la fase del ciclo operativo.
 NA = No aplicable.
 SI = Sin información.

626 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES

Fuente: Tomado de Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Volumen 2, Edición 3ª, p. 626), por Metcalf & Eddy, Inc., 1996, McGraw-Hill.

Como no se tienen datos de pruebas de tratabilidad, seleccionamos los siguientes valores:

$\theta_c =$	11	días	[5-15 días]	(Tabla 10-5. Pag. 626, Metcalf and Eddy)
$Y =$	0.6	mg SSV/mg DBO ₅		
$X =$	3,000	mg/l	[1,500-3,000 mg/l]	(Tabla 10-5. Pag. 626, Metcalf and Eddy)
$K_d =$	0.06	1/d	(T = 20 °C)	

Kd debe ser corregido por temperatura:

TABLA 8-5

Coefficientes de temperatura-actividad para diversos procesos biológicos de tratamiento

Proceso	Valor de θ	
	Intervalo	Valor típico
Fangos activados	1,00-1,08	1,04
Lagunas aireadas	1,04-1,10	1,08
Filtros percoladores	1,02-1,08	1,035

Fuente: Adaptado de Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Volumen 1, Edición 3ª, p. 426), por (Metcalf & Eddy, 1996).

(Temperatura Media) $T = 23.30$ °C

$\theta = 1.04$ (Tabla 8-5. Pág. 426, Metcalf and Eddy)

$K_d = 0.07$ 1/d

Entonces, el volumen requerido será:

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X (1 + K_d \theta_c)}$$

$$V = 622.08 \text{ m}^3$$

Determinación de la masa de lodo residual generada por día

$$Y_{observada} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c}$$

$$Y_{observada} = 0.339$$

$$P = \frac{Y_{observada} Q (S_o - S)}{1000}$$

$$P = 169.67 \text{ kg/d}$$

Aumento diario de los sólidos suspendidos del licor mezclado (P_{ss}), kg/d

$$P(SS) = \frac{P}{SSVLM/SSLM}$$

De la prueba piloto se obtiene la relación SSVLM/SSLM. La literatura indica que esta relación puede estar en el rango 0.7 - 0.9

$$P(SS) = \frac{P}{0.8} = 212.09 \text{ kg/d}$$

Masa diaria de lodo residual (M l.r)

$$Ml.r = P(SS) - \frac{Q SSTe}{1000}$$

M l.r = 130.07 kg/d

Caudal de lodo residual (Q l.r)

La concentración de SST en el lodo extraído del sedimentador secundario varía de 8,000 a 15,000 mg/l.

$$\begin{aligned} SST \text{ l sed} &= \text{8,000 mg/l} \\ SST \text{ l sed} &= \text{8 kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$Ql.r = \frac{Ml.r}{SST \text{ l sed}}$$

Q l.r = 16.26 m³/d

Determinación del tiempo de retención hidráulico (Θ).

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

Θ = 0.17 día

Θ = 4.00 hr

[Θ = 4 a 8 hr]

Determinación de la relación alimento/microorganismos (F/M).

$$\frac{F}{M} = \frac{So}{\theta X}$$

F/M = 0.30 [F/M = 0.2 a 0.4]

Determinación de la carga orgánica volumétrica (COV)

$$COV = \frac{So Q}{V}$$

COV = 0.92 kg/m³/d

Determinación del requerimiento de oxígeno:

$$\text{Masa de DBO}_{\text{última}} = \frac{Q(S_0 - S)}{0.68}$$

$$\text{Masa de DBO}_{\text{última}} = 736.02 \text{ kg/d}$$

$$\text{DBO}_{\text{última de nuevas células}} = 1.42 P$$

$$\text{DBO}_{\text{última de nuevas células}} = 240.93 \text{ kg/d}$$

Requerimiento real de oxígeno:

$$\text{Kg O}_2/\text{d} = \text{Masa de DBO}_{\text{última}} - \text{DBO}_{\text{última de nuevas células}}$$

$$\text{Kg O}_2/\text{d} = 495.09 \text{ kg/d}$$

Determinación de la cantidad de aire requerido:

Asumiendo que el aire contiene 23.2 % O₂ en peso y $\gamma_{\text{aire}} = 1.2 \text{ kg/m}^3$.

$$\text{Qaire teórico} = \frac{\text{Kg O}_2/\text{d}}{0.232 \gamma_{\text{aire}}}$$

$$\text{Qaire teórico} = 1,778.34 \text{ m}^3/\text{d}$$

La cantidad real de aire requerido está afectada por la eficiencia de transferencia de oxígeno (7 %).

$$\text{Qaire} = \frac{\text{Qaire teórico}}{0.07}$$

$$\text{Qaire} = 25,404.86 \text{ m}^3/\text{d}$$

DIMENSIONANDO LA ESTRUCTURA

VOLUMEN CALCULADO (V) = 622.08 m³

ALTURA PROPUESTA (H) = 3.50 m

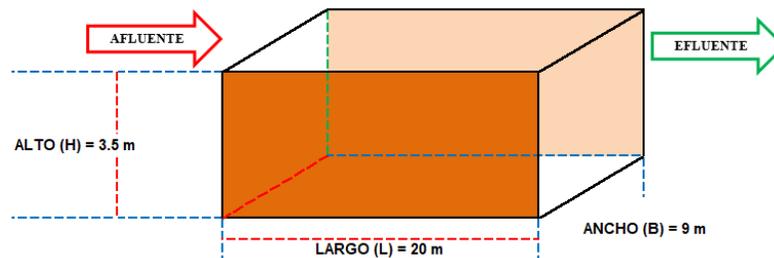
ÁREA (A) = 177.74 m²

ÁREA = B x L

ANCHO (B) = 9.00 m

LARGO (L) = A/B = 19.75 m RELACIÓN: 2:1

DISEÑO GEOMÉTRICO PARA LODOS ACTIVADOS = 4 MÓDULOS



DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE LODOS ACTIVADOS)

Para un sedimentador después de lodos activados se tienen los siguientes valores (Tabla 10-12, Pág. 669, Metcalf and Eddy):

Carga de superficie (m ³ /m ² /h)	Carga de sólidos (kg/m ² /h)	Profundidad (m)
GASTO MEDIO	GASTO MEDIO	3.6 – 6.0
0.678 – 1.356	3.90 – 5.85	

Determinación del área necesaria para la clarificación con base en la carga hidráulica.

Caudal de diseño:

$$Qd = Qmed (1 + \alpha)$$

$$Qd = 3,728.34 \text{ m}^3/\text{d}$$

Asumiendo $qh = 0.8334 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$; entonces:

$$qh = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Área para clarificación:

$$Acl = \frac{Qd}{qh} = 186.42 \text{ m}^2$$

Determinación de la profundidad de la zona de clarificación (h1) y de la zona de separación (h2).

$$h_1 = qh T \quad [T = 1-2 \text{ hr}] \text{ considerando } T = 2 \text{ hr}$$

$$T = 2 \text{ h}$$

$$h_1 = 1.67 \text{ m}$$

$$qh = 0.8334 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Por recomendación: $h_2 = 0.5 \text{ m}$

Determinación del área necesaria para la compresión de sólidos (Acompr).

Existe la siguiente relación entre la carga superficial hidráulica (qh) y de sólidos (qs)

$$qs = qh (1 + \alpha) X = 4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2/\text{h}} \quad [3.91 - 5.86 \text{ kg}/\text{m}^2/\text{h}]$$

Determinación de la profundidad de la zona de compresión (h3).

Masa de sólidos en el tanque de aireación:

$$\text{Sólidos en el tanque de aireación} = V X$$

$$\text{Sólidos en el tanque de aireación} = \boxed{1,866.24} \text{ kg}$$

Masa de sólidos en el sedimentador:

Se asume que en condiciones normales la masa del lodo retenido en el tanque de sedimentación representa el 30 % de la masa de sólidos en el tanque de aireación

$$\text{Sólidos en el sedimentador} = (0.3)(\text{Sólidos en el tanque de aireación})$$

$$\text{Sólidos en el sedimentador} = \boxed{559.87} \text{ kg}$$

$$X_{\text{compr}} = \frac{X + \text{SST l sed}}{2}$$

$$X_{\text{compr}} = \boxed{5.5} \text{ kg/m}^3$$

$$h_3 = \frac{\text{Sólidos en el sedimentador}}{Acl X_{\text{compr}}}$$

$$h_3 = \boxed{0.5} \text{ m}$$

Profundidad de la zona de acumulación de lodos (h4).

$$h_4 = \frac{2 Ml r.}{Acl \text{ SST l sed}}$$

$$h_4 = \boxed{0.2} \text{ m}$$

Profundidad total del tanque de sedimentación (H).

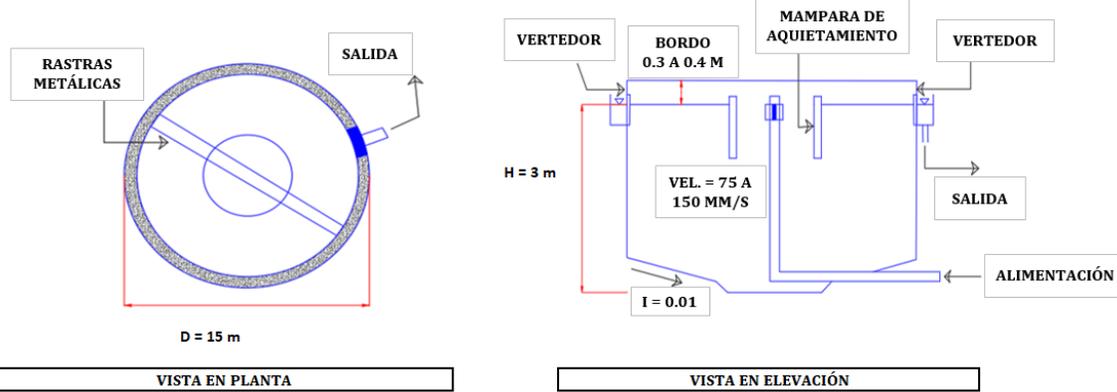
$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

$$H = \boxed{3.0} \text{ m}$$

Determinación del diámetro del sedimentador secundario

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad D = 15 \text{ m} \quad R = 8 \text{ m} \quad \frac{R}{H} = 2.7 \text{ [}\leq 5\text{]}$$

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR = 4 MÓDULOS



Volumen de la tolva.

$$V_t = Q l r \text{ (2 horas)}$$

$$V_t = 1.4 \text{ m}^3$$

ANEXO A15. DESINFECCIÓN: DISEÑO DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 1)

DESINFECCIÓN: DISEÑO DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 1)

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto				
		lt/seg	m ³ /seg	m ³ /min	m ³ /h	m ³ /d
10 años	Q _{med}	107.88	0.108	6.47	388.37	9,320.83

$$Q_{med} = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{med} = 6.47 \text{ m}^3/\text{min}$$

Para la dosis de la cloración, se toma en cuenta la Tabla 9-12, según Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización (Volumen 2, Edición 3ª, p. 565), por (Metcalf & Eddy, 1996). En este caso para lodos activados 2-8 mg/l.

Evacuación (Desinfección):	Intervalo de dosis, (mg/l)
1.-Agua residual bruta (precloración)	6 a 25
2.-Efluente primario	5 a 20
3.-Efluente del proceso de precipitación química	2 a 6
4.-Efluente de plantas de filtros percoladores	3 a 15
5.-Efluente del proceso de fangos activados (lodos activados)	2 a 8
6.-Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1 a 5

Dosis de cloro (Cl₂):

5	mg/l	(Valor medio)
0.005	kg/m ³	

Consumo diario de cloro:

$$Cl_2 = Dcl_{med}(Q_{med})$$

$$Cl_2 = (0.005 \text{ kg/m}^3) (0.108 \text{ m}^3/\text{s}) (86400 \text{ s/d}) =$$

$$Cl_2 = 46.66 \text{ kg/d}$$

Cálculo de las dimensiones del tanque:

Determinación del volumen del tanque de contacto de cloro:

Considerando: Tiempo de contacto de cloro (T) = 15 min. Rango recomendado de [T = 15 a 45 min], según (Metcalf & Eddy, 1996, p. 571).

$$T = 15 \text{ min}$$

$$V_{\text{tanque}} = Q_{\text{med}} * T(\text{minutos})$$

Qmed = Gasto de diseño

T = Tiempo de contacto de cloro

Vtanque = Volumen tanque contacto cloro

$$V_{\text{tanque}} = (6.47 \text{ m}^3/\text{min}) (15 \text{ min}) =$$

$$V_{\text{tanque}} = 97.05 \text{ m}^3$$

Considerando: Velocidad horizontal (Vh) = 2 m/min. Rango recomendado de [Vh = 2 a 4.5 m/min], según (Metcalf & Eddy, 1996, p. 576).

$$V_h = 2 \text{ m/min}$$

$$A_{\text{transv}} = \frac{Q_{\text{med}}}{V_h}$$

Qmed = Gasto de diseño

Vh = Velocidad horizontal

Atransv = Área transversal tanque contacto cloro

$$A_{\text{transv}} = \frac{(6.47 \text{ m}^3/\text{min})}{(2 \text{ m/min})} = 3.235 \text{ m}^2$$

Si se propone: Altura (H) = 1 m. Rango recomendado de [H = 1 a 1.5 m].

$$H = 1 \text{ m}$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$B = \frac{A_{\text{transv}}}{H}$$

Atransv = Área transversal tanque contacto cloro

H = Profundidad tanque contacto cloro

B = Ancho tanque contacto cloro (de cada canal interior)

$$B = \frac{(3.235 \text{ m}^2)}{(1 \text{ m})} = 3.24 \text{ m}$$

Determinación de la longitud requerida:

Determinación de la longitud total del tanque de contacto de cloro:

Considerando: Tiempo de contacto de cloro (T) = 15 min. Rango recomendado de [T = 15 a 45 min], según (Metcalf & Eddy, 1996, p. 571).

T = 15 min

$$L = V_h(T)$$

T = Tiempo de contacto de cloro

V_h = Velocidad horizontal

L = Longitud total tanque contacto cloro

L = (2 m/min) (15 min) =

L = 30 m

Determinación de la longitud parcial del tanque de contacto de cloro:

Proponiendo, para las vueltas:

Número canales tanque contacto cloro =

5 canales

$$L_{parcial} = \frac{L}{No.C.T.Cl_2}$$

L = Longitud total tanque contacto cloro

No.C.T.Cl₂ = Número canales tanque contacto cloro

L_{parcial} = Longitud parcial tanque contacto cloro

L_{parcial} = $\frac{(30 \text{ m})}{5}$ 6.00 m

Relación longitud-anchura

(L/B):

Revisión de la relación $L : B > 10$ a $40 : 1$, según (Ingeniería de Aguas Residuales, Metcalf & Eddy, 1996, p. 574).

$$\text{Relación longitud – anchura} = \frac{L}{B}$$

L = Longitud total tanque contacto cloro
 B = Ancho tanque contacto cloro (de cada canal interior)

$$\text{Relación (L/B)} = \frac{(30 \text{ m})}{(3.24 \text{ m})} = 9.26 \text{ m} \quad [10 - 40]$$

Como podemos ver la relación no se cumple, por lo que se adopta la siguiente consideración:

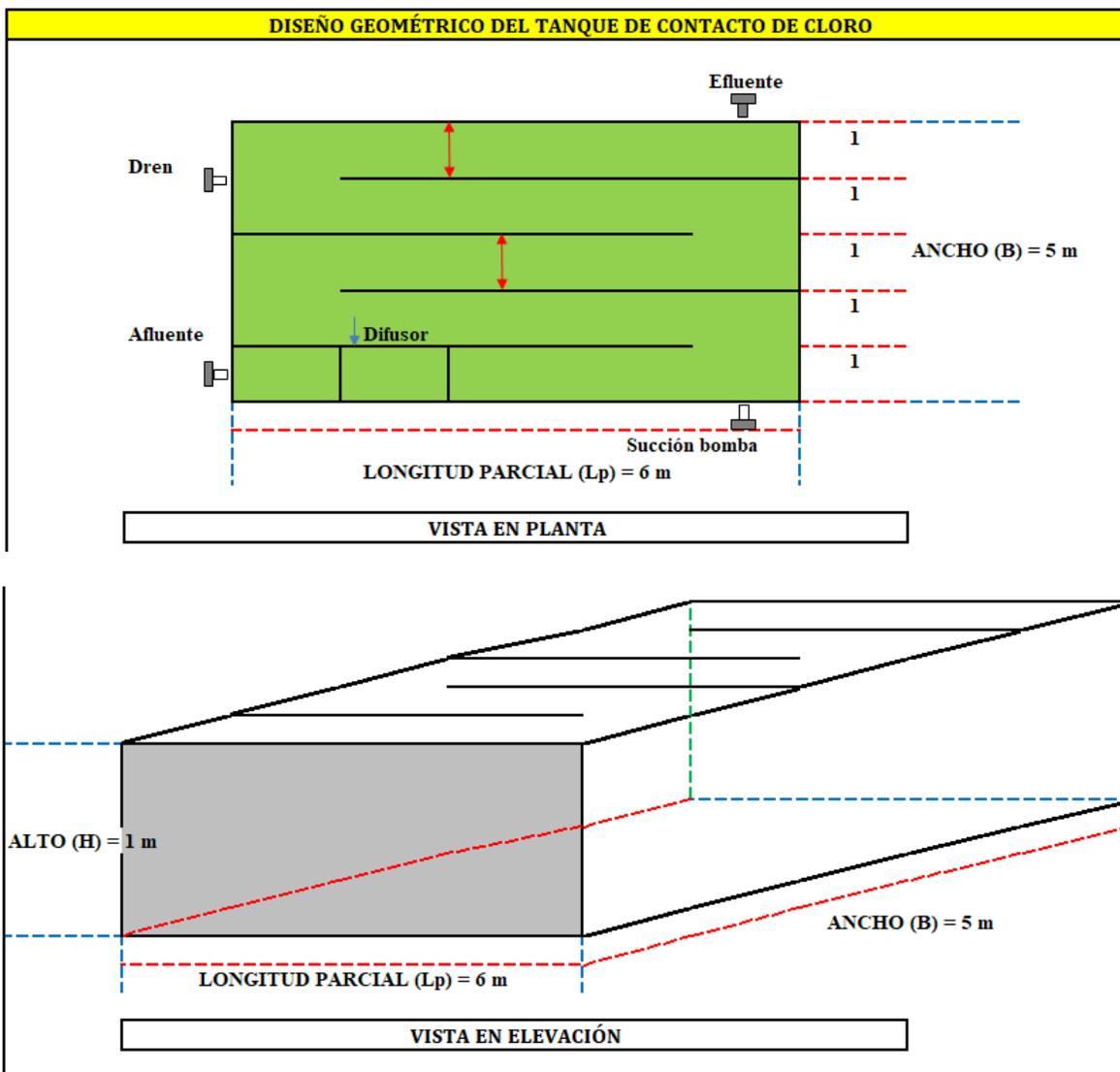
$$\text{Ancho (B)} = 1 \text{ m}$$

Como se observa, el ancho de los canales del contacto de cloro es adecuado, por lo que se propone que dicha dimensión sea la siguiente:

$$\text{Ancho (B)} = 1 \text{ m}$$

NOTA:

Como se observa, el ancho de los canales del contacto de cloro es adecuado, por lo que se propone que dicha dimensión sea la siguiente:



ANEXO A16. DISEÑO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN: TANQUE DE CONTACTO DE CLORO (MÉTODO 2)

Para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, no se empleó.

ANEXO A17. DATOS PARA FILTROS BIOLÓGICOS

Ya antes mencionado.

ANEXO A18. DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR

DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR

Formulaciones para medio filtrantes de material plástico:

Dos de las expresiones más frecuentemente empleadas para predecir y describir el funcionamiento y rendimiento observado de los filtros percoladores con rellenos de materiales plásticos, son las propuestas por Eckenfelder y por Germain y Schultz (Metcalf & Eddy, 1996, pp. 470-472).

Empleando:

La forma general de la ecuación propuesta por Germain y Schultz es la siguiente:

Donde:
$$\frac{S_e}{S_i} = \exp[-k_{20} D (Q_v)^{-n}]$$

S_e = DBO₅ total del efluente del filtro sedimentado, (mg/l).

S_i = DBO₅ total del agua residual aplicada al filtro, (mg/l).

k_{20} = Constante de tratabilidad correspondiente a la profundidad media del filtro (D) a la temperatura de 20 °C, las unidades varían en función del valor del exponente (n).

D = Profundidad del filtro, (m).

Q_v = Caudal volumétrico aplicado por unidad de área del filtro = Q/A, (m³/min*m²).

Q = Caudal aplicado al filtro sin recirculación, (m³/min).

A = Área transversal del filtro, (m²).

n = Constante experimental, normalmente, (n = 0.5).

Cálculo del área del filtro percolador:

Sustituyendo (Q/A) por (Qv), y despejando de la ecuación anterior el área.

$$AFP = Qd \left(\frac{-\ln (Se / Si)}{Kt * HFP} \right)^{1/n}$$

MÓDULOS (PROPUESTOS)
4

Cálculo de la constante de tratabilidad (Corrección):

$$Kt = k_{20} \beta^{(T-20)}$$

K_{20}	Constante de tratabilidad	9.000	lt/m ² *h ^{0.5}
β	Coeficiente de temperatura	1.035	----
T	Temperatura (Media anual)	23.30	°C
Kt	Constante de tratabilidad (Corrección)	10.082	lt/m²*h^{0.5}
Qd	Gasto de diseño (Qmed/Módulos)	26.97	lt/seg
Si	DBO5 del influente (Sedimentador primario)	154.00	mg/lt
Se	DBO5 del efluente (Filtro percolador)	53.90	mg/lt
Kt	Constante de tratabilidad	10.082	lt/m ² *h ^{0.5}
Kt	Constante de tratabilidad	0.168	lt/m ² *h ^{0.5}
HFP	Profundidad del filtro percolador	6.00	m
n	Constante empírica o experimental	0.50	
AFP	Área del filtro percolador	29.25	m ²
AFP	Área del filtro percolador	29.30	m²

Determinación del volumen del filtro percolador:

$$VFP = AFP * HFP$$

AFP	Área del filtro percolador	29.30	m ²
HFP	Profundidad del filtro percolador	6.00	m
VFP	Volumen del filtro percolador	175.80	m³

Determinación del diámetro del filtro percolador:

$$DFP = \left(\frac{4 * AFP}{3.1416} \right)^{1/2}$$

AFP	Área del filtro percolador	29.30	m ²
DFP	Diámetro del filtro percolador	6.11	m
DFP	Diámetro del filtro percolador	6.10	m

Comprobación de la carga hidráulica:

$$qHFP = \frac{Qd}{AFP}$$

Qd	Gasto de diseño (Qmed)	26.97	lt/seg
Qd	Gasto de diseño (Qmed)	97.09	m ³ /hora
Qd	Gasto de diseño (Qmed)	2,330.21	m ³ /día
AFP	Área del filtro percolador	29.30	m ²
qHFP	Carga hidráulica	3.31	m ³ /m ² *hora
qHFP	Carga hidráulica	79.53	m³/m²*día

Comprobación de la carga orgánica:

$$qOFP = \frac{Qd * DBO_5}{VFP}$$

Qd	Gasto de diseño (Qmed)	26.97	lt/seg
Qd	Gasto de diseño (Qmed)	2,330.21	m³/día
DBO5	Carga orgánica del influente	154.00	mg/lt
DBO5	Carga orgánica del influente	0.1540	kg/m³
VFP	Volumen del filtro percolador	175.80	m³
qOFP	Carga orgánica	2.04	kg DBO₅/m³*día

Determinación de, la ventilación, que es la altura de presión resultante de la diferencia de temperaturas:

Según Ingeniería de Aguas Residuales, por (Metcalf & Eddy, 1996, p. 708).

$$VNA = 3.53 * \left(\frac{1}{Tme} - \frac{1}{Tma} \right) HFP$$

Tme	Temperatura menor	12.00	°C
Tma	Temperatura mayor	33.00	°C
HFP	Profundidad del filtro percolador	6.00	m
VNA	Ventilación natural del aire	1.12	mm de agua

Determinación de la velocidad de rotación del distribuidor giratorio:

Para el caudal de dosificación se puede emplear la "Tabla 10-14. Caudales de dosificación típicos de filtros percoladores".

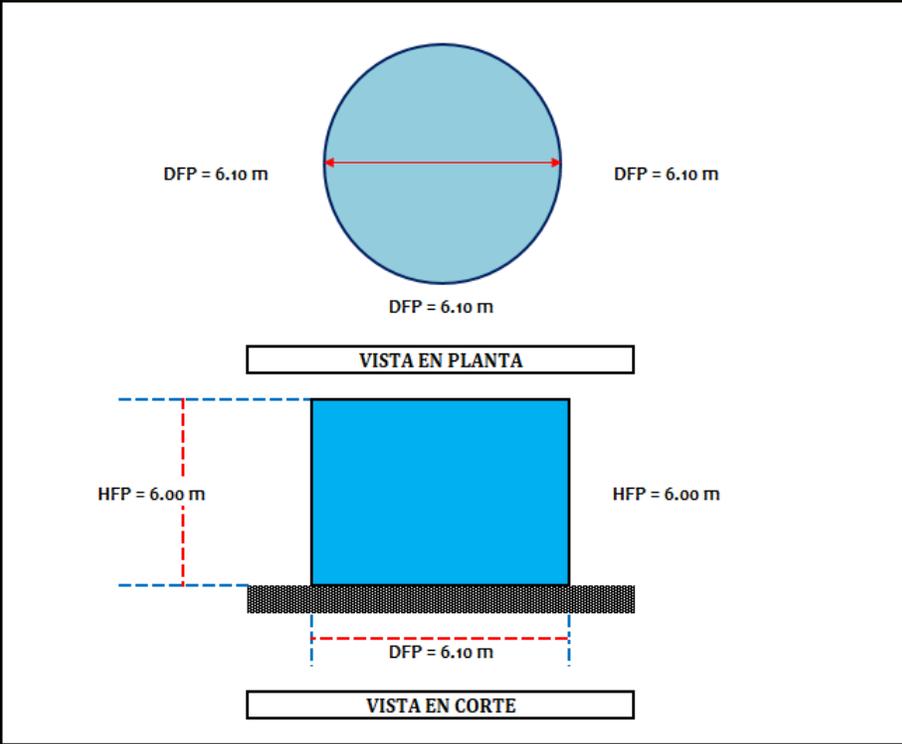
A velocidad mínima, en filtros con cargas inferiores a $(400 \text{ kg}/10^3 * \text{m}^3)$ se debería asegurar una dosificación mínima de 10 cm/paso, según Ingeniería de Aguas Residuales, por (Metcalf & Eddy, 1996, p. 703).

Para el diseño emplearemos la mitad de caudal de dosificación, de 5 cm/paso.

$$n = \frac{1.66 * q_{HFP}}{NBD * D}$$

qHFP	Carga hidráulica	3.31	m ³ /m ² *hora
NBD	Número de brazos del distribuidor	4.00	pza
D	Caudal de dosificación, del brazo distribuidor	50.00	mm/paso
D	Caudal de dosificación, del brazo distribuidor	5.00	cm/paso
n	Velocidad de rotación del distribuidor	0.27	r.p.m.

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL FILTRO PERCOLADOR = 4 MÓDULOS



ANEXO A19. DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR (CNA)

Para este Proyecto de Investigación de Estudio de Caso, no se empleó.

ANEXO A20. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE FILTROS PERCOLADORES)

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR (DESPUÉS DE FILTROS PERCOLADORES)

INDIQUE LA CARACTERÍSTICA DEL SEDIMENTADOR REQUERIDA (1 MEDIA, 2 PUNTA)

INDIQUE LA CARACTERÍSTICA DEL SEDIMENTADOR

1 ▼

1 MEDI
A

1 MÍN

2 MÁX

5 ▼

5

Sedimentación a continuación de filtros percoladores

	MÍN	MÁX
[1] Carga de superficie (m ³ /m ² .h)	0.678	1.017
[2] Carga de sólidos (kg/m ² .h)	2.93	4.88
Profundidad (m)	3	4.5

[1] Carga hidráulica superficial, en [m³/(m² .d)]
 [2] Carga superficial de sólidos, en [kg/(m² .d)]

1.-) Área necesaria para la clarificación con base en la carga hidráulica:

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto			MÓDULOS (PROPUESTOS)
		lt/seg	m ³ /seg	m ³ /d	
10 años	Qmed	107.88	0.108	9,320.83	4

Qmed = 2,330.21 m³/d

Qd = Qmed (1+a)

a =	Recirculación	no tiene	$Acl = \frac{Qd}{qh}$
qh =	0.678	m³/m².h	
qh =	16.272	m³/m².d	

$$Acl = \frac{(2330.21 \text{ m}^3/\text{d})}{(16.272 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d})}$$

Acl = 143.20 m²

2.-) Determinación de la profundidad de la zona de clarificación (h1) y de la zona de separación (h2):

Tiempo de retención:

T = [1-2 hr]

T = 2 h

$$h_1 = (qh) * (t)$$

h1 = (0.678 m³/m².h) * (2 h) =

h1 = 1.36 m

h2 = 0.50 m Por recomendación.

3.-) Profundidad de la zona de acumulación de lodos (h3):

Si la concentración de sólidos que entra al sedimentador se estima de 29.2 mg/l (0.0292 kg/m³) y considerando que el 90 % quedan retenidos en la unidad, entonces la masa de lodo residual será:

Sólidos en el sedimentador = $(Q_{med}) * [(\text{Conc. De Sol.}) * (\%)]$

Conc. De sol. = 53.90 mg/l

Conc. De sol. = 0.0539 kg/m³

Sólidos en el sedimentador = $(2330.21 \text{ m}^3/\text{d}) * [(0.0539 \text{ kg}/\text{m}^3) * (0.9)]$

Sólidos en el sedimentador = 113.0385 kg/d M.l.r. = Masa de lodo residual

Sólidos en el sedimentador = 0.1130 ton/d

Considerando que la concentración de los sólidos del lodo secundario es de 20,000 mg/l (20 kg/m³) y que esta zona debe tener la capacidad de retener el lodo residual durante 2 días, se tiene:

Concentración de sólidos del lodo secundario y retenidos en 2 días, tenemos:

$$\text{SST l. sed.} = 20 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$$

$$h_3 = \frac{(2) * (M. l. r.)}{(Acl) * (SST l. sed.)}$$

$$h_3 = \frac{(2) * (113.0385 \text{ kg/d})}{(143.2 \text{ m}^2) * (20 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d})}$$

$$h_3 = 0.08 \text{ m}$$

4.-) Profundidad total del tanque de sedimentación (H):

$$H = h_1 + h_2 + h_3$$

$$H = (1.36 \text{ m}) + (0.5 \text{ m}) + (0.08 \text{ m})$$

$$H = 1.94 \text{ m}$$

5.-) Diámetro del sedimentador secundario:

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

$$r = \frac{D}{2}$$

$$D = 13.50 \text{ m}$$

$$r = 6.75 \text{ m}$$

$$\text{Relación} = \frac{R}{H} = 3.48 \quad [\leq 5]$$

6.-) Considerando que la concentración de lodo es de 2 % (2-3 %) y $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$, el gasto de lodo será:

Considerando que la concentración de lodo es de 2 % (2-3 %) y $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$, el gasto de lodo será:

$$Q.l.r. = \frac{M.l.r.}{(C_{lodo}) * (\gamma)}$$

Clodo = 2 %
 $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$

Q.l.r. = Gasto de lodo residual

$$Q.l.r. = \frac{(0.113 \text{ ton/d})}{(0.02) * (1 \text{ ton/m}^3)} = 5.65 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q.l.r. = 0.24 \text{ m}^3/\text{h}$$

7.-) Volumen de la tolva:

Se determina para un tiempo de retención de 2 horas (tiempo entre extracciones).

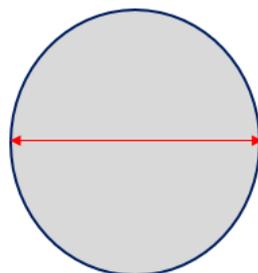
$$T = 2 \text{ h}$$

$$Vt = (Q.l.r.) * (T)$$

$$Vt = (0.24 \text{ m}^3/\text{h}) * (2 \text{ h})$$

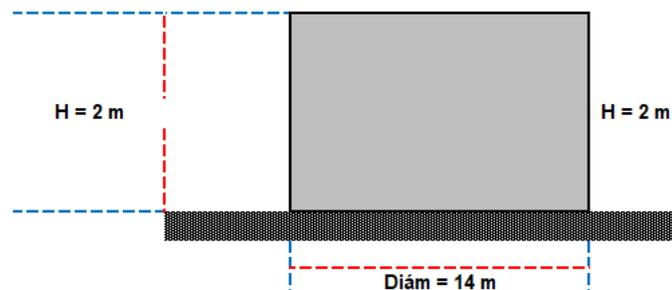
$$Vt = 0.48 \text{ m}^3$$

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR = 4 MÓDULOS



Diám = 14 m

VISTA EN PLANTA



H = 2 m

H = 2 m

Diám = 14 m

VISTA EN ELEVACIÓN

EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 2							
COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO		% DE REMOCIÓN DEL FILTRO PERCOLADOR		% DE REMOCIÓN DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO	
Contaminante	(mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)
Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅)	220	30.00	154.00	65.00	53.90	30.00	37.73
Demanda química de oxígeno (DQO)	500	30.00	350.00	65.00	122.50	30.00	85.75
Sólidos suspendidos totales (SST)	220	50.00	110.00	65.00	38.50	50.00	19.25
Fósforo total (PT)	8	10.00	7.20	8.00	6.62	10.00	5.96
Nitrógeno orgánico N-org	15	10.00	13.50	15.00	11.48	10.00	10.33
El nitrógeno amoniacal NH ₃ -N	25	0.00	25.00	8.00	23.00	0.00	23.00

ANEXO A21. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS

Ya antes mencionado.

ANEXO A22. DIGESTOR ANAEROBIO

Ya antes mencionado.

ANEXO A23. DIGESTOR AEROBIO

Ya antes mencionado.

ANEXO A24. DISEÑO DEL REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)

REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)

DATOS DE DISEÑO

Diseño basado según: MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, pp. 23-46), por (CONAGUA, 2019).

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto
		lt/seg
10 años	Qmed	107.88
	QMh	194.19

MÓDULOS (PROPUESTOS)
4

Parámetros	Valor	Unidad
Gasto afluente promedio (Qip): Qmedio =	26.97	LPS
<i>Qmedio =</i>	97.09	m ³ /hr
<i>Qmedio =</i>	2,330.208	m ³ /día
Gasto afluente máximo horario: Qmax-h =	48.55	LPS
<i>Qmax-h =</i>	174.78	m ³ /hr
<i>Qmax-h =</i>	4,194.720	m ³ /día
Demanda bioquímica de oxígeno a 5 días: DBO afluente promedio (So) =	220	mg/l
<i>DBO5 =</i>	0.22	kg/m ³
<i>EFICIENCIA DE TRABAJO =</i>	62	%
Demanda química de oxígeno: DQO afluente promedio (So) =	500	mg/l
<i>DQO =</i>	0.5	kg/m ³
<i>EFICIENCIA DE TRABAJO =</i>	40	%
Sólidos suspendidos totales: SST=	220	mg/l
<i>SST=</i>	0.22	kg/m ³
<i>EFICIENCIA DE TRABAJO =</i>	62	%
Temperatura del agua residual =	23.3	°C

Coficiente del rendimiento de sólidos: Y =	0.18	kgSST/kgDQO _{app} [0.1-0.2]	Valores tomados de la Tabla 3.8. Criterios de diseño para reactores anaerobios de flujo ascendente
Coficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Yobs =	0.21	kgDQO _{lodo} /kgDQO _{app} [0.11-0.23]	
Concentración esperada de la descarga del lodo: C =	4	% [2-5]	

<p>Densidad del lodo: $\gamma = 1,021$</p>	<p>1,021</p>	<p>▲ ▼</p> <p>kg/m³</p>	<p>[1,020-1,040]</p>	<p>(RAFA) que tratan agua residual doméstica. Según (Libro 28, p. 35), por (CONAGUA, 2019).</p>
--	---------------------	--	----------------------	---

CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN		
Parámetros	Flujo promedio	
	Rango	valor
<p>Tiempo de residencia hidráulica** (horas) =</p>	<p>6 a 9</p>	<p>8</p>
<p>Altura del reactor (H) =</p>	<p>3 - 6</p>	<p>4</p>

▲
▼ 8

▲
▼ 4

Valores tomados de la Tabla 3.7. Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica. Según (Libro 28, p. 34), por (CONAGUA, 2019).

Valores tomados de la Tabla 3.8.

a) Cálculo de la carga de DQO afluente promedio (L_o):

$$L_o = S_o Q_{ip} = \text{kgDQO/d}$$

<p>Donde:</p> <p>DQO (S_o) = 0.5 kg/m³</p> <p>(Q_{ip}) Q_{med} = 2,330.21 m³/día</p>	<p>Sustituyendo valores en la ecuación:</p> <p>$L_o = (0.5)(2330.21) =$</p> <p>$L_o = 1,165.11$ kgDQO/d</p>
--	---

b) Adoptar un valor del tiempo de residencia hidráulica (t):

De acuerdo con la Tabla 3.7., se adopta un TRH de:

$$\begin{aligned} \text{TRH} &= 8 \text{ horas} \\ \text{TRH} &= 0.333 \text{ días} \end{aligned}$$

Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

[MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, p. 34), por (CONAGUA, 2019).]

c) Determinar el volumen total del reactor (V):

$$V = Q_{ip} * t = m^3$$

$$V = (2330.21)(0.333) =$$

$$V = 775.96 \text{ m}^3$$

d) Establecer el número de módulos del reactor (N):

En este diseño se establece que: $N = 4.00$ Módulos del reactor **[PROPUESTO]**

Aunque no hay limitaciones en el volumen del reactor, Chernicharo de Lemos (2007) recomienda que el volumen del reactor no exceda $1,500 \text{ m}^3$, debido a las limitaciones de operación y construcción.

e) Volumen de cada módulo (Vu):

$$V_u = \frac{V}{N} = m^3$$

$$V_u = \frac{(775.96)}{(4)} = 193.99 \text{ m}^3$$

f) Establecer un valor para la altura del reactor (H):

$$H = 4.00 \text{ m}$$

g) Determinar el área de cada módulo (A):

$$A = \frac{V_u}{H} = m^2$$

Sustituyendo los valores de V_u y H en la Ecuación anterior:

$$A = \frac{(193.99)}{(4)} = 48.50 \text{ m}^2$$

Para una configuración de reactores rectangulares y estableciendo el ancho (a) del reactor en:

Ancho del reactor (a) es:

$$a = 4.00 \text{ m} \quad \text{[PROPUESTO]}$$

Donde:

$$A = l * a = m^2$$

$$\therefore l = A/a = m$$

$$l = \frac{(48.5)}{(4)}$$

Por lo que el largo (l) es:

$$l = 12.00 \text{ m}$$

h) Verificación del área, volumen y tiempo de residencia hidráulica:

$$A_t = N * A = m^2$$

Área total correcta:

Sustituyendo en la Ecuación anterior, el número de módulos y el área obtenida para cada módulo:

$$A_t = (4)(48.5) = 194.00 \text{ m}^2$$

$$V_t = A_t * H = m^3$$

Volumen total correcto:

$$V_t = (194)(4)$$

$$V_t = 776.00 \text{ m}^3$$

Tiempo de residencia hidráulica corregido:

$$t = \frac{V_t}{Q_{ip}} = \text{horas o días}$$

$$t = \frac{(776)}{(2330.208)}$$

$$t = 0.333 \text{ días}$$

$$t = 8 \text{ horas}$$

i) Verificación de las cargas aplicadas:

Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

$$CHV = \frac{Q_{ip}}{V_t} = \text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

$$CHV = \frac{(2330.208)}{(776)}$$

$$CHV = 3.00 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

RANGOS		
Carga hidráulica volumétrica (m ³ m ⁻² d ⁻¹)		
Qprom	Qmáx	Qpico
<4	<6	<7

Carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{Q_{ip} \cdot S_o}{V_t} = \text{kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

$$COV = \frac{(2330.208)(0.5)}{(776)}$$

$$COV = 1.50 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

j) Verificación de las velocidades del flujo ascendente:

Para Qip (Qmed): $v = \frac{Q_{ip}}{A_t} = \frac{\text{m}}{\text{d}} \text{ o } \frac{\text{m}}{\text{h}}$

$$v = \frac{(2330.208)}{(194)}$$

$$v = 12.0 \text{ m/d}$$

$$v = 0.50 \text{ m/h}$$

Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

RANGOS		
Velocidad de flujo ascendente (mh ⁻¹)		
Qprom	Qmáx	Qpico
0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5

Para $Q_{m\acute{a}x-h}$:

$$v = \frac{Q_{m\acute{a}x h}}{A_t} = \frac{m}{d} \text{ o } \frac{m}{h}$$

$$v = \frac{(4194.72)}{(194)}$$

$$v = \frac{21.6}{2} \text{ m/d}$$

$$v = 0.90 \text{ m/h}$$

Se puede observar que las velocidades de flujo ascendente encontradas están dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

[MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, p. 34), por (CONAGUA, 2019).]

k) Sistemas de distribución del agua residual (afluente):

Cálculo del número de tubos de distribución del afluente. Estableciendo un área de influencia de

$A_d = 2 \text{ m}^2$ por tubo de distribución, y considerando un lodo medio floculento y una COV menor

a 1 - 2 kg de DQO m^3/d , de acuerdo con la Tabla 3.3, es posible calcular el número de tubos

usando la ecuación

siguiente:

$$N_d = \frac{A_t}{A_d}$$

Estableciendo un área de influencia (A_d) de:

$$A_d = 2 \text{ m}^2$$

$$N_d = \frac{(194)}{(2)}$$

$$N_d = 97.00 \text{ Tubos de distribución}$$

Dado que se ha considerado $N = \text{módulos}$:

$$N = 4.00 \text{ Módulos del reactor}$$

Cada reactor tendrá

(N_d/N):

$$\text{Cada reactor} = \frac{(97)}{(4)}$$

$$\text{Cada reactor} = 24.0 \text{ Tubos de distribución}$$

Estimándose ubicar de la siguiente forma:

A lo largo de la longitud de cada módulo (m):

Longitud de cada módulo = **12.00** m

[Cambiar manualmente]

Para la longitud=> **6** Tubos

A lo largo del ancho de cada módulo (m):

Ancho de cada módulo = **4.00** m

Para el ancho=> **4** Tubos

Siendo un total de:

Total = **24** Tubos de distribución por módulo

Tabla 3.3. Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo en un RAFA

[MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, p. 27), por (CONAGUA, 2019).]

Se considera tubos de P. V. C. de la siguiente manera:

Tubo de =	4	pulg de diam.
Cantidad de tubos considerados =	24.0	pza
Diámetro del tubo =	0.1016	m
Area del tubo =	0.00810732	pza
Area Total =	0.19457567	pza

l) Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema, utilizando la Ecuación: utilizando la Ecuación 4.31

Según (Chernicharo de Lemos, 2007):

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35}) = \%$$

Donde:

t (corregido) = 8 horas

$$E_{DQO} = (100) * (1 - 0.68 * 8^{-0.35})$$

$$E_{DQO} = \mathbf{67} \%$$

m) Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema, utilizando la Ecuación:

Según (Chernicharo de Lemos, 2007):

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50}) = \%$$

Donde:

t (corregido) = 8 horas

$$E_{DBO} = (100) * (1 - 0.7 * 8^{-0.5})$$

$$E_{DBO} = 75 \%$$

n) Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:

Para DQO:

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100} = \frac{mgDQO}{L} \text{ o } \frac{kgDQO}{m^3}$$

$$DQO (S_o) = 0.5 \text{ kg/m}^3 \quad EDQO = 67 \%$$

$$C_{efl} = (0.5 \text{ kg/m}^3) - ((67 * 0.5 \text{ kg/m}^3) / 100)$$

$$C_{efl} = 0.165 \text{ kgDQO/m}^3 \quad \text{o bien} \quad C_{efl} = 165 \text{ mgDQO/L}$$

Para DBO:

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100} = \frac{mgDBO}{L} \text{ o } \frac{kgDBO}{m^3}$$

$$DBO (S_o) = 0.22 \text{ kg/m}^3 \quad E_{DBO} = 75 \%$$

$$C_{efl} = (0.22 \text{ kg/m}^3) - ((75 * 0.22 \text{ kg/m}^3) / 100)$$

$$C_{efl} = 0.055 \text{ kgDBO/m}^3 \quad \text{o bien} \quad C_{efl} = 55 \text{ mgDBO/L}$$

o) Producción teórica del metano:

La producción teórica del metano puede ser estimada de la siguiente manera:

$$DQO_{CH_4} = Q_{ip} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o] = \text{kgDQO/d}$$

Donde:

(Q_{ip}) Q_{med} = 2,330.21 m³/día

(S_o) DQO = 0.5 kg/m³

$$\begin{aligned} C_{efl} &= 0.165 \text{ kgDQO/m}^3 \\ Y_{obs} &= 0.21 \text{ kgDQO}_{\text{iodo}}/\text{kgDQO}_{\text{app}} \end{aligned}$$

$$DQO_{CH_4} = (2,330.21 \text{ m}^3/\text{día}) * ((0.5 \text{ kgDQO/m}^3 - 0.165 \text{ kgDQO/m}^3) - 0.21 \text{ kgDQO}_{\text{iodo}}/\text{kgDQO}_{\text{app}} * 0.5 \text{ kgDQO/m}^3)$$

$$DQO_{CH_4} = 535.95 \text{ kgDQO/d}$$

$$K(t) = \frac{P * K_{DQO}}{[R * (273 + T)]} = \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}$$

	$P =$	1	atm
	$K_{DQO} =$	64	gDQO/mol
	$R =$	0.08206	atm L/mol K
$T =$	Temperatura	23.30	°C

$$K(t) = \frac{(1)*(64)}{(0.08206)*(273+23.3)} \quad K(t) = 2.63 \text{ kgDQO/m}^3$$

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)} = \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$Q_{CH_4} = \frac{535.95}{2.63} \quad Q_{CH_4} = 203.78 \text{ m}^3/\text{día}$$

p) Producción del biogás:

La producción de biogás se determina estimando el porcentaje de metano en el biogás.

Para un contenido de metano de 70 por ciento en el biogás:

$$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.70} = \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \text{ o } \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

El gasto de metano en el biogás producido es:

$$Q_g = \frac{203.78}{0.7} \quad Q_g = 291.11 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_g = 12.13 \text{ m}^3/\text{h}$$

q) Dimensionamiento del colector del gas:

Número de colectores de gas:

Módulos del reactor	
4.00	(1 en cada módulo)

Longitud de cada colector:

$$Lg = 12.00 \text{ m}$$

Longitud total del colector de gas (considerando N = Módulos):

$$Lt = (12) * (4) \qquad Lt = 48.00 \text{ m}$$

Ancho de la parte superior del colector del gas (Ag):

$$Ag = 0.25 \text{ m}$$

Área total del colector del gas (Atg) en la parte superior:

$$Atg = Lt * Ag = m^2$$

$$Atg = (48) * (0.25) \qquad Atg = 12.00 \text{ m}^2$$

Cálculo de la tasa de liberación de biogás en el colector de gas (Kg):

$$Kg = \frac{Qg}{Atg} = \frac{m}{h}$$

$$Kg = \frac{(12.13)}{(12)} \qquad Kg = 1.01 \text{ m/h}$$

Por lo tanto, cada colector de biogás se hace con las siguientes dimensiones:

Longitud:	12.00	m
Ancho:	0.25	m

r) Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador

Si se adopta un separador de tres fases en cada módulo, entonces:

El número de aberturas simples: **8.00** (2 en cada módulo), junto a las paredes
 Longitud de cada abertura (La):

Aberturas =	2	En cada módulo
N =	4.00	Módulos del reactor
Total de aberturas =	8.00	Para los módulos

La = 12.00 m a lo largo del reactor

Longitud equivalente de operaciones simples (Lt):

Lt = (12)*(8) Lt = 96 m

Ancho de cada abertura (Aa):

Aa = 0.45 m [ADOPTADO]

$Ata = Lt * Aa = m^2$

Área total de las aberturas (Ata):

Ata = (96)*(0.45) Ata = 43.20 m²

Verificación de las velocidades a través de las aberturas (Vab):

Para Qip (Qmed): $V_{ab} = \frac{Q_{ip}}{Ata} = \frac{m}{d} o \frac{m}{h}$

Vab = (2330.208) Vab = 53.9 m/d
 Vab = 2.2 m/h

Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

RANGOS		
Velocidad en la abertura para sedimentación (mh ⁻¹)		
Qprom	Qmáx	Qpico
<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6

La cual se encuentra dentro del intervalo recomendado en la Tabla 3.7.

Para Q_{max-h} :
$$V_{ab} = \frac{Q_{m\acute{a}x-h}}{A_{ta}} = \frac{m}{d} \text{ o } \frac{m}{h}$$

$$V_{ab} = \frac{(4194.72)}{(43.2)} \quad V_{ab} = 97.1 \text{ m/d}$$

$$V_{ab} = 4.0 \text{ m/h}$$

Las velocidades encontradas se encuentran dentro de las recomendaciones de dise\u00f1o que se muestran en la Tabla 3.7. Resumen de criterios de dise\u00f1o de un RAFA.

[MAPAS. Dise\u00f1o de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, p. 34), por (CONAGUA, 2019).]

Por lo tanto, cada abertura del compartimento del sedimentador tendr\u00e1 las siguientes dimensiones:

Abertura simple:

Longitud:	12.00	m
Ancho:	0.45	m

s) Dimensionamiento del compartimento del sedimentador

N\u00famero de compartimentos del sedimentador:

M\u00f3dulos del reactor	
4.00	(1 en cada m\u00f3dulo)

Longitud de cada sedimentador (Ls):

$L_s = 12.00 \text{ m}$ (a lo largo del reactor)

Longitud total del sedimentador (Lts):

$L_{ts} = L_s * N$

$L_{ts} = (12) * (4) \text{ m}$ $L_{ts} = 48.00 \text{ m}$

Ancho de cada colector de gas (Ag):

$A_g = 0.3 \text{ m}$ (0.25 + 0.05 espesor de la pared)

Ancho de cada compartimento del sedimentador (A_s):

$$A_s = 4.00 \text{ m}$$

Ancho efectivo de cada sedimentador A_{es} :

$$A_{es} = A_s - A_g = m$$

$$A_{es} = (4) - (0.3)$$

$$A_{es} = 3.70 \text{ m}$$

Área total del sedimentador (A_{ts}):

$$A_{ts} = L_{ts} * A_{es} = m^2$$

$$A_{ts} = (48) * (3.7)$$

$$A_{ts} = 177.6 \text{ m}^2$$

Verificación de las tasas de carga de superficie del sedimentador (V_s):

Para Q_{ip} (Q_{med}):

$$V_s = \frac{Q_{ip}}{A_{ts}} = \frac{m}{d} \text{ o } \frac{m}{h}$$

$$V_s = \frac{(2330.208)}{(177.6)}$$

$$V_s = 13.12 \text{ m/d}$$

$$V_s = 0.55 \text{ m/h}$$

Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

RANGOS		
Velocidad en la abertura para sedimentación ($m \cdot h^{-1}$)		
Q_{prom}	$Q_{m\acute{a}x}$	Q_{pico}
0.6-0.8	<1.2	<1.6

Para Q_{max-h} :

$$V_s = \frac{Q_{m\acute{a}x-h}}{A_{ts}} = \frac{m}{d} \text{ o } \frac{m}{h}$$

$$V_s = \frac{(4194.72)}{(177.6)}$$

$$V_s = 23.62 \text{ m/d}$$

$$V_s = 0.98 \text{ m/h}$$

Se puede observar que las tasas de carga superficial en el sedimentador se encuentran dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 3.7. Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

[MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 28, p. 34), por (CONAGUA, 2019).]

Por lo tanto, cada compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Longitud : **12.00** m
 Ancho: **3.70** m

t) Producción de lodo

La producción de lodo (PI) esperado en el sistema de tratamiento puede ser calculado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Pl = Y * DQO_{app} = kg SST/d$$

Donde:

Y = 0.18 kgSST/kgDQO_{app} [0.1-0.2]
 Lo = 1,165.11 kgDQO/d

PI (Ps) = **(0.18)*(1165.11)**

PI (Ps) = **209.72** kg SST/d

$$Vs = \frac{Ps}{Y * C}$$

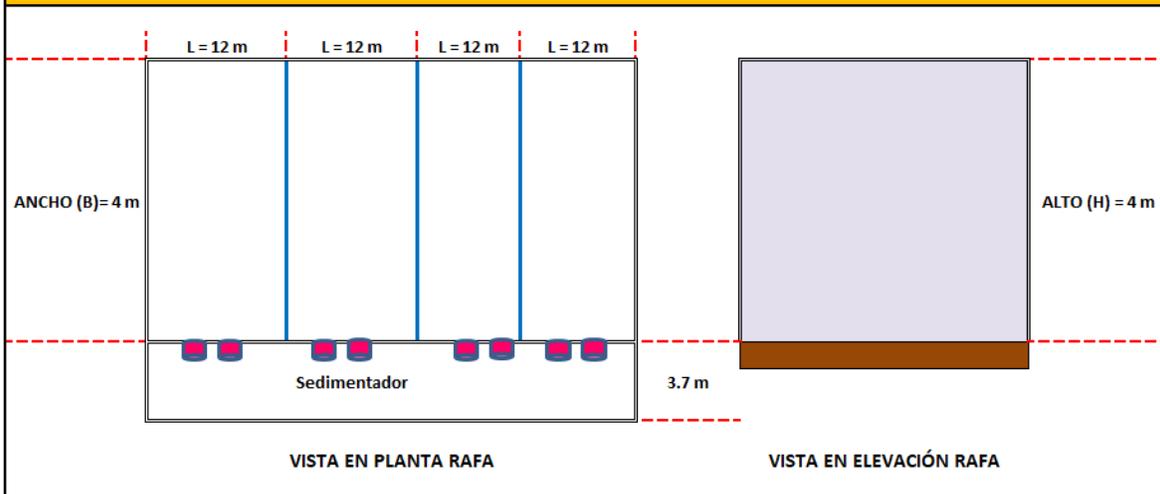
Donde:

Y = 1,021 kg/m³
 C = 0.04

Vs = $\frac{(209.72)}{(1021)*(0.04)}$

Vs = **5.14** m³/d

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA) = 4 MÓDULOS



ANEXO A25. DISEÑO DEL FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA)

DIMENSIONAMIENTO DE UN FAFA COMO POSTRATAMIENTO DEL EFLUENTE DE UN REACTOR ANAEROBIO

DATOS DE DISEÑO

Diseño basado según: MAPAS. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (Libro 29, pp. 13-26), por (CONAGUA, 2019).

Proyección	Gasto de diseño	Valor del gasto
		lt/seg
10 años	Qmed	107.88
	QMd	129.46
	QMh	194.19

MÓDULOS

(PROPUESTOS)

4

Parámetros	Valor	Unidad
Gasto promedio del afluente (Q_{medio})	26.97	LPS
=		
$Q_{medio} =$	0.0270	m³/seg
$Q_{medio} =$	97.09	m³/hr
$Q_{medio} =$	2,330.208	m³/día
Gasto máximo diario del afluente ($Q_{máx-d}$)	32.37	LPS
$Q_{máx-d} =$	0.0324	m³/seg
$Q_{máx-d} =$	116.53	m³/hr
$Q_{máx-d} =$	2,796.768	m³/día
Gasto máximo horario del afluente ($Q_{máx-h}$)	48.55	LPS
$Q_{máx-h} =$	0.0486	m³/seg
$Q_{máx-h} =$	174.78	m³/hr
$Q_{máx-h} =$	4,194.720	m³/día
DBO media en el afluente del filtro (S_0 filtro)	83.60	mg/l
$DBO =$	0.0836	kg/m³
EFICIENCIA DE TRABAJO =	30	%
DQO (Entrada)	300	mg/l
$DQO =$	0.3	kg/m³
EFICIENCIA DE TRABAJO =	30	%
SST (Entrada)	83.60	mg/l
$SST =$	0.0836	kg/m³
EFICIENCIA DE TRABAJO =	50	%

CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN		
Parámetros	Flujo promedio	
	Rango	valor
Tiempo de residencia hidráulica en el filtro (TRH) =	5 a 10	8

Valores tomados de la Tabla 3.1. Criterios de diseño para filtros anaerobios aplicables para el post tratamiento de efluentes de reactores anaerobios. Según (Libro 29, p. 18), por (CONAGUA, 2019).

1. Cálculo del volumen del filtro		
$V = Q(TRH)$		
Qmed =	2,330.208	m ³ /día o bien
Qmed =	97.09	m ³ /h
TRH =	8	horas
V = (97.09 m ³ /h)(8 h) =		V = 776.72 m ³

2. Altura total del filtro		
Considerando una distancia libre en el fondo de 0.30 m, una altura del medio de empaque de 1.60 m y 0.60 m de bordo libre, se tiene una altura total de filtro H dada por:		
Distancia libre en el fondo =	0.30	m
Altura del medio de empaque =	1.60	m
Bordo libre =	0.60	m
Losa perforada =	0.10	m
H = (0.3 m) + (1.6 m) + (0.6 m) + (0.1 m)		H = 2.60 m

3. Cálculo del área del filtro anaerobio

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

$$A = \frac{776.72 \text{ m}^3}{2.60 \text{ m}} = 298.74 \text{ m}^2$$

4. Cálculo del volumen del medio filtrante

$$V_{mf} = A(\text{altura del empaque})$$

$$V_{mf} = (298.74 \text{ m}^2)(1.6 \text{ m}) = 477.98 \text{ m}^3$$

5. Verificación de la carga hidráulica superficial

Tabla 3.1 Criterios de diseño para filtros anaerobios...

RANGOS		
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² d)		
Q _{prom}	Q _{máx-d}	Q _{máx-h}
6 a 10	8 a 12	10 a 15

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

Para gasto medio:

$$CHSQ_{med} = \frac{2,330.208 \text{ m}^3/\text{día}}{298.74 \text{ m}^2} = 7.80 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Para gasto máximo diario:

$$CHSQ_{máx-d} = \frac{2,796.768 \text{ m}^3/\text{día}}{298.74 \text{ m}^2} = 9.36 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Para gasto máximo horario:

$$CHSQ_{máx-h} = \frac{4,194.720 \text{ m}^3/\text{día}}{298.74 \text{ m}^2} = 14.04 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

De acuerdo con la Tabla 3.1, se verifica que la carga hidráulica esté dentro de los intervalos recomendados para los gastos aplicados.

6. Verificación de la carga orgánica volumétrica

Tabla 3.1. Criterios de diseño para filtros anaerobios...

RANGOS		
Carga orgánica volumétrica (kg DBO/m ³ d)		
Qprom	Qmáx-d	Qmáx-h
0.15 a 0.50	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50

$$COV = \frac{Q S_0}{V}$$

$$COV_{mf} = \frac{Q S_0}{V_{mf}}$$

$$COV = \frac{(2330.208 \text{ m}^3/\text{día})(0.0836 \text{ kg DBO/m}^3)}{(776.72 \text{ m}^3)}$$

$$COV = 0.25 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{d}$$

$$COV_{mf} = \frac{(2330.208 \text{ m}^3/\text{día})(0.0836 \text{ kg DBO/m}^3)}{(477.98 \text{ m}^3)}$$

$$COV_{mf} = 0.41 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{d}$$

Las cargas orgánicas volumétricas calculadas (COV1 y COV2) cumplen con los requerimientos de la Tabla 3.1. En la práctica se observa que una gran parte de la carga orgánica del afluente se retira en la parte inferior (compartimento inferior) del filtro anaerobio, lo que hace que las cargas orgánicas volumétricas aplicadas al lecho de relleno sean más bajas.

7. Determinación de las dimensiones del filtro

Se establece un filtro cuadrado de:

$$Lado = \sqrt[2]{A}$$

$$Lado = 17.28 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 298.74 \text{ m}^2$$

8. Estimación de la eficiencia del filtro anaerobio

$$E = 100[1 - 0.87(TRH^{-0.5})]$$

$$E = 100 [(1 - 0.87(8^{-0.5})]$$

$$E = 69.24 \%$$

9. Estimación de la DBO en el efluente

$$DBO_{ef} = S_0 - \frac{E S_0}{100}$$

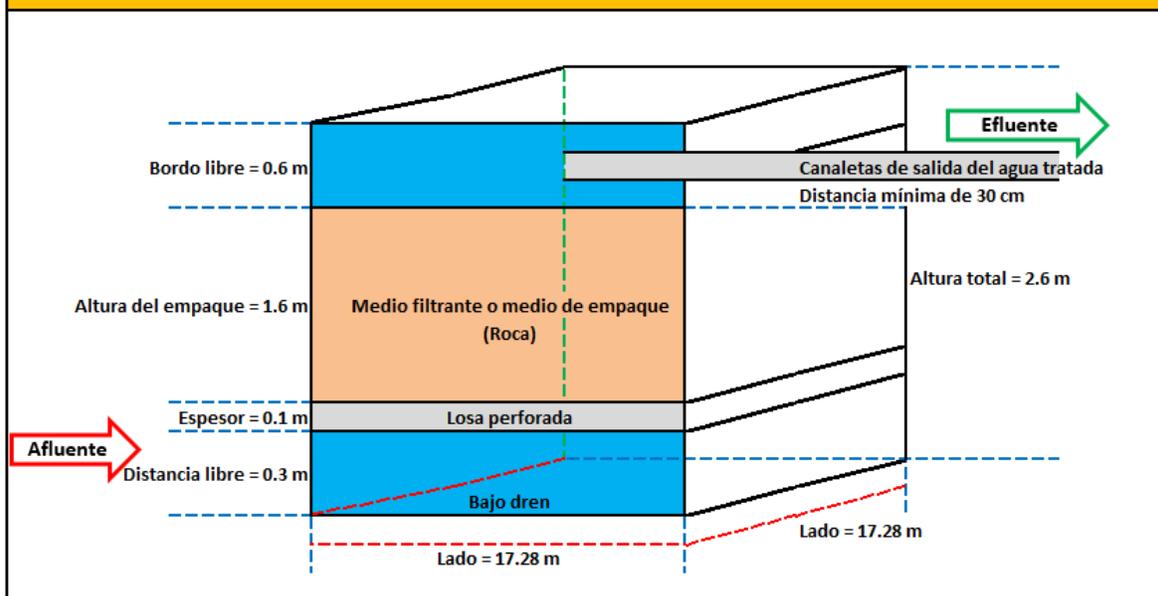
Donde:

$S_0 = 83.60 \text{ mg/l}$

$$DBO_{ef} = (83.6) - \frac{(69.24)(83.6)}{100}$$

$$DBO_{ef} = \mathbf{25.72} \text{ mg DBO/l}$$

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA) = 4 MÓDULOS



EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE ALTERNATIVA NO.- 3

COMPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)		% DE REMOCIÓN DEL RAFA		% DE REMOCIÓN DEL FAFA	
Contaminante	(mg/l)	%	Efluente (mg/l)	%	Efluente (mg/l)
Demanda biológica de oxígeno (DBO5)	220	62.00	83.60	30.00	58.52
Demanda química de oxígeno (DQO)	500	40.00	300.00	30.00	210.00
Sólidos suspendidos totales (SST)	220	62.00	83.60	50.00	41.80
Fósforo total (PT)	8	20.00	6.40	10.00	5.76
Nitrógeno orgánico N-org	15	20.00	12.00	10.00	10.80
El nitrógeno amoniacal NH3-N	25	0.00	25.00	0.00	25.00

ANEXO A26. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS (CONAGUA, 2019)

LECHO DE SECADO DE LODOS

La cantidad de lodo generado en este tipo de sistemas de procesos anaerobios varían de acuerdo con los factores de producción (calidad del agua) y frecuencia de retiro. Se considera que el lodo acumulado se debe retirar cuando estos alcancen una altura de 50 cm en el interior de los digestores lo que se estima ocurre aproximadamente en un año.

$$\text{Altura del lodo} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Volumen del lodo} = 9 \times 19.75 \times 0.5 =$$

$$\text{Volumen del lodo} = 88.88 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del lodo} = 89 \text{ m}^3$$

Por lo que se estima un volumen de lodo de aproximadamente 89 m³, el cuál será retirado en un lapso de 3 días, dando como resultado un volumen de almacenamiento de dicho lodo de:

$$\text{Tiempo de retiro} = 3 \text{ días}$$

$$\text{Vol. De almacenamiento} = 29.666667 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para el deshidratado del lodo se considera una estructura de las siguientes dimensiones y componentes:

Para el diseño del lecho de secado, se emplean las características de los lechos de secado de arena, según el libro número 32, por (MAPAS, 2019).

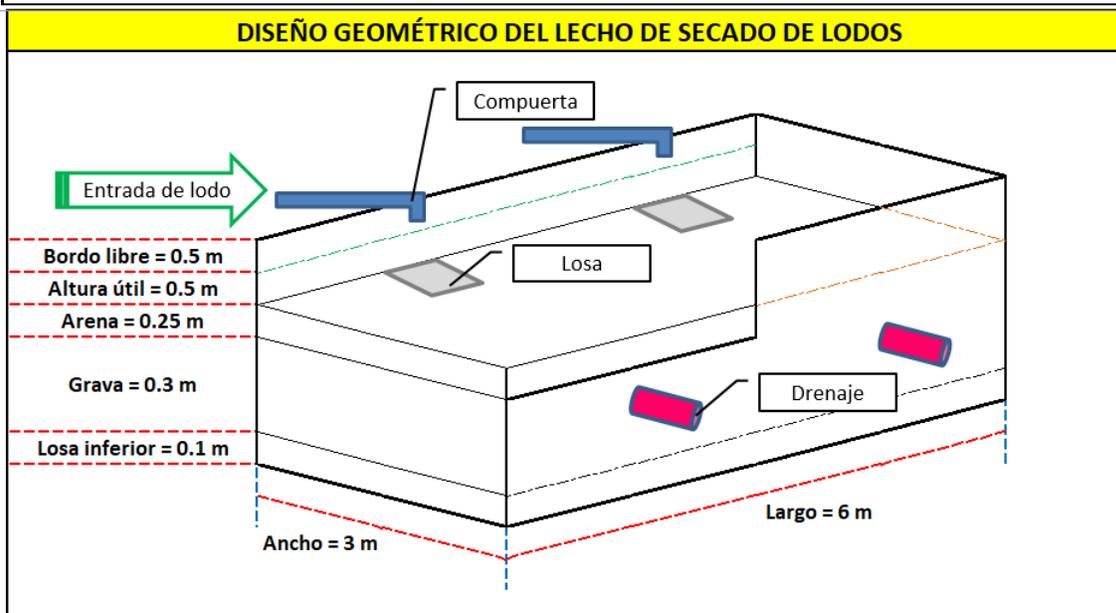
Dimensiones		
ANCHO	3.00	m
LARGO	6.00	m
TIRANTE DE OPERACIÓN	0.50	m
BORDO LIBRE	0.50	m

Componentes		
Espesor de grava	0.30	m
Espesor de arena	0.25	m
Altura útil	0.50	m
Bordo libre	0.50	m
Losa inferior	0.10	m
Altura total	1.65	m

Por lo tanto, el volumen total del tanque con lecho de arena será:

Volumen =	9	m ³ /día
-----------	---	---------------------

Este volumen es un poco mayor que el estimado, por lo que se considera que es adecuado



ANEXO A27. GENERACIÓN DE AGUAS RESIDUALES POR AÑO
Ya antes mencionado.