

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



*Excelencia que trasciende*

DELVALLE  
GRUPO EDUCATIVO

***Sistema de tratamiento de aguas negras para el área recreativa en la playa pública del lago de Amatitlán***

Trabajo de graduación presentado por:

Alitza Lucía Díaz Márquez

para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Química Industrial

Guatemala  
2021



***Sistema de tratamiento de aguas negras para el área recreativa en la playa pública del lago de Amatitlán***

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



***Sistema de tratamiento de aguas negras para el área  
recreativa en la playa pública del lago de Amatitlán***

Trabajo de graduación presentado por:

Alitza Lucía Díaz Márquez

para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Química  
Industrial

Guatemala  
2021

Vo.Bo. Asesor:



(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Gamaliel Giovanni Zambrano Ruano,  
M.Sc.

Tribunal Examinador:



(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Gamaliel Giovanni Zambrano Ruano,  
M.Sc.



(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Carmen Alicia Ortiz Pineda, M.A.



(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Luis Ernesto Nunez Gonzalez,  
M.Sc./MBA

Fecha de aprobación: Guatemala, 12 de febrero de 2021

## PREFACIO

La elaboración de este trabajo de graduación se realizó en medio de una pandemia causando dificultades para su elaboración y experimentación. A pesar de los atrasos y dificultades fue una experiencia enriquecedora y agradable poder aplicar los conocimientos aprendidos en la carrera, así como aplicar muchos otros aprendidos durante esta ejecución.

Agradezco a Dios por darme la vida y por abrir puertas de nuevas oportunidades.

A mis padres por su apoyo y por permitirme continuar con mis estudios universitarios.

A mi hermano mayor y hermana menor por su apoyo incondicional durante mi carrera universitaria.

Al Departamento de Ingeniería Química de la Universidad del Valle de Guatemala por darme los conocimientos y competencias para desarrollarme como profesional.

Al Ing. Cristián Rossi por el apoyo incondicional durante el desarrollo de este trabajo de graduación y por motivarme hasta el día de entrega.

Al Grupo de Investigación de Ingeniería Química, GIQ, por darme las habilidades y herramientas para realizar una investigación.

A mis amigos de toda la vida por todo su apoyo incondicional y por siempre empujarme a ser la mejor versión de mí.

## Índice

PREFACIO.....	vi
LISTA DE CUADROS.....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN .....	xviii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS .....	3
A. General .....	3
B. Específicos .....	3
III. JUSTIFICACIÓN .....	4
IV. MARCO TEÓRICO.....	6
A. Aguas residuales .....	6
B. Aguas negras.....	6
C. Norma COGUANOR 29001.....	7
D. Acuerdo Gubernativo 236-2006.....	8
1. Límites establecidos para el agua de reuso .....	9
E. Parámetros para medir del agua residual .....	9
1. Temperatura.....	9
2. Grasas y aceites .....	10
3. Materia flotante .....	10
4. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO) .....	10
5. Demanda química de oxígeno (DQO) .....	10
6. Sólidos suspendidos .....	11
7. Nitrógeno total.....	11
8. Fósforo total .....	11
9. Potencial de hidrógeno .....	11
10. Coliformes fecales.....	12
11. Análisis de metales .....	12
12. Color.....	13

F.	Generalidades del tratamiento de agua .....	14
G.	Métodos de tratamiento de agua.....	14
1.	Mecanismos y equipos para pretratamiento .....	15
H.	Tratamiento primario .....	16
1.	Mecanismos para el tratamiento primario .....	16
2.	Equipos para el tratamiento primario .....	17
I.	Tratamiento secundario .....	19
1.	Mecanismos para tratamiento secundario .....	19
2.	Equipos para tratamiento secundario .....	20
J.	Tratamiento terciario .....	23
1.	Mecanismos tratamiento terciario .....	23
V.	ANTECEDENTES .....	24
A.	Sistema de tratamiento de aguas en los baños de la playa pública del lago de Amatitlán.....	24
B.	Ubicación de los baños de la playa pública del lago Amatitlán.....	24
C.	Antecedentes de tratamiento de agua .....	25
VI.	METODOLOGÍA .....	28
VII.	RESULTADOS.....	35
VIII.	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	47
IX.	CONCLUSIONES.....	54
X.	RECOMENDACIONES.....	55
XI.	BIBLIOGRAFÍA.....	57
XII.	ANEXOS.....	63
A.	Datos originales .....	63
B.	Cálculos de muestra .....	71
C.	Datos calculados.....	91
D.	Esquemas de proceso de tratamiento de agua .....	111
E.	Herramientas utilizadas .....	114
F.	Imágenes de metodologías y cotizaciones .....	117
G.	Simulador.....	126

H.	Glosario.....	137
----	---------------	-----

## LISTA DE CUADROS

Cuadro No. 1. Características sensoriales que debe cumplir el agua potable .....	7
Cuadro No. 2. Límites máximo aceptable y permisible de químicos en el agua potable. 8	
Cuadro No. 3. Límites establecidos para poder volver a utilizar el agua según el Acuerdo Gubernativo No. 236-2006.....	9
Cuadro No. 4. Límites de contaminantes y metales pesados según Acuerdo Gubernativo 236-2006 Aguas Residuales .....	13
Cuadro No. 5. Caracterización fisicoquímica y microbiológica realizada por un laboratorio certificado con su comparación con el límite permitido del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 .....	35
Cuadro No. 6. Concentraciones del efluente de los servicios sanitarios para el sistema de tratamiento .....	36
Cuadro No. 7. Caudal promedio, mínimo y máximo pronosticado para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán con respecto al aforo de personas que lo utilizan.....	36
Cuadro No. 8. Concentraciones finales del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán con su comparación con el límite permitido por el Acuerdo Gubernativo No. 236-2006.....	36
Cuadro No. 9. Especificaciones de la rejilla de pretratamiento .....	38
Cuadro No. 10. Especificaciones del reactor anaerobio con deflectores.....	38
Cuadro No. 11. Condiciones de operación del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	40
Cuadro No. 12. Dimensiones del humedal artificial de flujo subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	40
Cuadro No. 13. Especificaciones del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	42
Cuadro No. 14. Especificaciones de tubería del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán. 42	
Cuadro No. 15. Especificaciones de bombas centrífugas del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	43
Cuadro No. 16. Especificaciones de los tanques de lodos, agua tratada y agua para los inodoros del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	43
Cuadro No. 17. Inversión inicial total del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	46

Cuadro No. 18. Análisis económico del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	46
Cuadro No. 19. Muestra de datos de la precipitación de la lluvia diaria en Amatitlán proporcionados por INSIVUMEH.....	63
Cuadro No. 20. Datos bibliográficos de flujos de inodoros, descargas y uso de lavamanos por persona .....	64
Cuadro No. 21. Datos bibliográficos de concentraciones de contaminantes de aguas negras o domésticas en condiciones similares a Amatitlán .....	65
Cuadro No. 22. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de contaminantes de aguas negras o domésticas en un reactor anaerobio.....	66
Cuadro No. 23. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de nitrógeno y fósforo en reactores anaerobios con bacterias .....	67
Cuadro No. 24. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de aguas negras o domésticas evaluado como segundo tratamiento en un humedal artificial .....	67
Cuadro No. 25. Aforo actual de personas en época seca que utilizan los servicios sanitarios.....	68
Cuadro No. 26. Datos de la población de Amatitlán en 2020 con el crecimiento anual proporcionado por el Instituto Nacional de Estadística (INE) .....	68
Cuadro No. 27. Dimensiones actuales de fosa séptica ubicada en los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública de Amatitlán.....	68
Cuadro No. 28. Datos utilizados para el dimensionamiento del reactor anaerobio de acuerdo a la cepa MICROCAT-ST y factores de diseño .....	68
Cuadro No. 29. Propiedades del fluido y de la tubería para el dimensionamiento de bombas centrífugas según los flujos en el sistema de tratamiento de aguas negras.....	69
Cuadro No. 30. Características, factores de diseño y condiciones del humedal artificial de flujo subsuperficial utilizados para su dimensionamiento .....	69
Cuadro No. 31. Datos originales para el análisis económico para los costos de operación y mantenimiento según el salario mínimo estipulado y costos de servicios en Guatemala en enero 2021 .....	70
Cuadro No. 32. Datos originales utilizados para el cálculo de prestaciones del operario con jornada diurna .....	70
Cuadro No. 33. Promedio de precipitación de lluvia separado en semestres con su aumento o decremento anual.....	91
Cuadro No. 34. Pronóstico de precipitación de lluvia realizado en RStudio con sus intervalos de confianza .....	92
Cuadro No. 35. Flujo total y flujos promedios de los servicios sanitarios del área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán.....	93
Cuadro No. 36. Datos calculados para la determinación del caudal de los baños tomando en cuenta el aforo de personas.....	93
Cuadro No. 37. Datos calculados del crecimiento poblacional de los próximos 15 años con la estimación del uso de baños .....	94

Cuadro No. 38. Muestra de datos calculados del pronóstico de infiltración de lluvia en fosa séptica, del aforo de personas y caudal diario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	95
Cuadro No. 39. Caudal promedio, mínimo y máximo total, de inodoros, lavamanos y aforo de personas de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	96
Cuadro No. 40. Relación entre $DBO_5/DQO$ y $SST/DQO$ para la determinación de las concentraciones iniciales del sistema de tratamiento de agua del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	96
Cuadro No. 41. Datos calculados de la relación de $DBO_5/DQO$ , sus concentraciones y flujo de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	97
Cuadro No. 42. Porcentajes de remoción promedio tomados de literatura citada de contaminantes en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	97
Cuadro No. 43. Concentraciones finales de contaminantes en el efluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	97
Cuadro No. 44. Dimensiones de fosa séptica actual.....	97
Cuadro No. 45. Carga $DQO$ en el afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	98
Cuadro No. 46. Volumen y largo de módulos del reactor anaerobio según el caudal del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	98
Cuadro No. 47. Volumen corregido, tiempo de residencia, largo módulos y área total del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	98
Cuadro No. 48. Carga hidráulica volumétrica en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	98
Cuadro No. 49. Carga orgánica volumétrica en afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	99
Cuadro No. 50. Velocidad de flujo ascendente del agua residual del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	99
Cuadro No. 51. Sistemas de distribución necesarios para el agua residual en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	99

Cuadro No. 52. Datos calculados para la determinación de la producción de biogás en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	99
Cuadro No. 53. Datos calculados para la determinación de la producción de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	100
Cuadro No. 54. Caudales del afluente de los servicios sanitarios e infiltración de lluvia para el tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	100
Cuadro No. 55. Caudal total del afluente pronosticado del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	100
Cuadro No. 56. Caudales promedio, mínimo y máximo de los efluentes del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	101
Cuadro No. 57. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del compartimiento 1 y 2 del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	101
Cuadro No. 58. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del compartimiento 3 del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	101
Cuadro No. 59. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del efluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán que se dirige hacia el humedal.....	102
Cuadro No. 60. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del efluente del humedal artificial de flujo subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán que se dirige hacia el tanque de almacenamiento .....	102
Cuadro No. 61. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería de la recirculación de agua tratada para los inodoros .....	102
Cuadro No. 62. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería de la salida de biogás del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán ....	102
Cuadro No. 63. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	103
Cuadro No. 64. Datos calculados para el dimensionamiento de las bombas centrífugas del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	103

Cuadro No. 65. Concentraciones de DBO <sub>5</sub> y DQO en afluente y efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial .....	103
Cuadro No. 66. Constante cinética corregida para el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial respecto a la temperatura ambiente promedio, mínima y máxima en Amatitlán .....	104
Cuadro No. 67. Área superficial del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según la temperatura ambiente promedio, mínima y máxima y según flujo promedio, mínimo y máximo del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	104
Cuadro No. 68. Dimensiones del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	104
Cuadro No. 69. Pérdida de carga según la zona del humedal y flujo promedio, mínimo y máximo del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.....	105
Cuadro No. 70. Tiempo de residencia hidráulica del agua residual en el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán ....	105
Cuadro No. 71. Concentraciones de contaminantes en el efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según la época lluviosa y época seca.....	105
Cuadro No. 72. Porcentaje de remoción de contaminantes en un humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según literatura .....	106
Cuadro No. 73. Precipitación de lluvia promedio, infiltración en el sistema de tratamiento secundario y volumen representativo en el humedal .....	106
Cuadro No. 74. Flujos de contaminantes del efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según época lluviosa y época seca .....	106
Cuadro No. 75. Flujos del efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según época lluviosa y época seca del año en los flujos promedio mínimo y máximo del sistema de tratamiento propuesto .....	106
Cuadro No. 76. Volumen de tanque de agua tratada del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán según flujo promedio, mínimo y máximo .....	107
Cuadro No. 77. Costos de equipos para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán ....	107
Cuadro No. 78. Costos de construcción del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán ....	107
Cuadro No. 79. Costos de accesorios necesarios para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	108
Cuadro No. 80. Costos de materiales para construcción de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	109

Cuadro No. 81. Costos de mano de obra para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán	109
Cuadro No. 82. Costos de operación del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán ....	109
Cuadro No. 83. Ahorro por reuso de agua tratada de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	110
Cuadro No. 84. Costos por mantenimiento anual de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán .....	110
Cuadro No. 85. Herramienta utilizada para la selección del equipo de tratamiento primario .....	114
Cuadro No. 86. Herramienta utilizada para la selección del equipo de tratamiento secundario.....	114

## LISTA DE FIGURAS

Figura No. 1 Esquema de un sedimentador circular.....	17
Figura No. 2 Esquema para un tanque Imhoff. ....	18
Figura No. 3 Reactor anaerobio con deflectores (ABR). ....	18
Figura No. 4. Esquema para un sistema de lodos activados. ....	19
Figura No. 5. Esquema de un filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA).....	21
Figura No. 6. Esquema de lagunas facultativas. ....	21
Figura No. 7. Esquema de un humedal de flujo subsuperficial .....	22
Figura No. 8. Ubicación de los baños y espacio disponible para el sistema de tratamiento de agua.....	25
Figura No. 9. Diagrama del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán propuesto ....	37
Figura No. 10. Esquema del reactor anaerobio con deflectores para ejemplificación en simulador.....	39
Figura No. 11. Esquema del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal para ejemplificación en simulador .....	41
Figura No. 12. Esquema de sistema de tuberías, bomba centrífuga y tanque de lodos para ejemplificación en simulador .....	44
Figura No. 13. Esquema de tuberías, bombas y tanques de agua tratada y tanque para los inodoros para ejemplificación en simulador .....	45
Figura No. 14. Gráfico de datos de precipitación de lluvia diaria en Amatitlán del 2000 al 2020 proporcionado por INSIVUMEH .....	64
Figura No. 15. Modelo de pronóstico de precipitación de lluvia respecto a datos reales proporcionados por INSIVUMEH en Amatitlán de enero a noviembre 2020 .....	91
Figura No. 16. Gráfico de los datos pronosticados de la infiltración de lluvia en la fosa séptica del año 2020 al 2035.....	94
Figura No. 17. Esquema del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán desde vista en planta.....	111
Figura No. 18. Esquema de reactor anaerobio con deflectores y sistema de extracción de lodos en vista elevación.....	112
Figura No. 19. Esquema de humedal artificial de flujo subsuperficial en vista elevación .....	112
Figura No. 20. Esquema de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán en vista elevación.....	113
Figura No. 21. Esquema de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán en vista lateral .....	113

Figura No. 22. Software utilizado para el pronóstico de precipitación de lluvia desde el año 2020 al 2035 .....	115
Figura No. 23. Imagen del código utilizado en RStudio para el pronóstico de precipitación de lluvia en Amatitlán .....	116
Figura No. 24. Resultados de laboratorio de la muestra tomada de la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán.....	117
Figura No. 25. Imagen de la toma de muestra en la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán.....	118
Figura No. 26. Imagen del resguardo de la muestra en los recipientes esterilizados ..	118
Figura No. 27. Descripción y aplicación de MICROCAT-ST proporcionada por Bioproyectos .....	119
Figura No. 28. Características de MICROCAT-ST proporcionada por Bioproyectos ...	120
Figura No. 29. Cotización realizada de bombas centrífugas en Ferretería Muneris.....	121
Figura No. 30. Cotización de accesorios realizada en Novex .....	121
Figura No. 31. Cotización realizada de accesorios en EPA .....	122
Figura No. 32. Cotización de tanque para el agua tratada y agua de los inodoros de 6,000 litros.....	122
Figura No. 33. Cotización de tanque para los lodos de 1,700 litros .....	123
Figura No. 34. Ficha técnica de los tanques de 6,000 litros .....	124
Figura No. 35. Ficha técnica del tanque de 1,100 litros .....	125
Figura No. 36. Índice del simulador en Excel del sistema de tratamiento de aguas negras .....	126
Figura No. 37. Pestaña inicio en el simulador en Excel .....	126
Figura No. 38. Pestaña diagrama en el simulador en Excel.....	127
Figura No. 39. Pestaña diagrama flujo promedio en el simulador en Excel.....	127
Figura No. 40. Pestaña diagrama flujo mínimo en el simulador en Excel.....	127
Figura No. 41. Pestaña diagrama flujo máximo en el simulador en Excel .....	128
Figura No. 42. Pestaña dimensionamiento en el simulador en Excel .....	128
Figura No. 43. Pestaña datos lluvia en el simulador en Excel .....	129
Figura No. 44. Pestaña pronóstico lluvia en el simulador en Excel.....	129
Figura No. 45. Pestaña pronósticovrsdatos en el simulador en Excel .....	130
Figura No. 46 Pestaña caudal en el simulador en Excel .....	130
Figura No. 47. Pestaña pronóstico caudal en el simulador en Excel .....	131
Figura No. 48. Pestaña DQO-DBO teoría en el simulador en Excel.....	131
Figura No. 49. Pestaña N y P teoría en el simulador en Excel .....	132
Figura No. 50. Pestaña de resultados laboratorio en el simulador en Excel .....	132
Figura No. 51. Pestaña de pretratamiento en el simulador en Excel .....	133
Figura No. 52. Pestaña de tratamiento primario en el simulador en Excel .....	133
Figura No. 53. Pestaña de tubería en el simulador en Excel .....	134
Figura No. 54. Pestaña de bombas en el simulador en Excel.....	134
Figura No. 55. Pestaña de bombas en el simulador en Excel.....	135
Figura No. 56. Pestaña de inversión inicial en el simulador en Excel.....	135

Figura No. 57. Pestaña de costos de operación y mantenimiento ..... 136

## RESUMEN

El objetivo general del trabajo de graduación consistió en proponer un sistema de tratamiento anaeróbico y biológico para las aguas residuales del área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán, para que su efluente cumpla con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006 para agua de reuso. El sistema planteado de tratamiento constaría de dos etapas principales: un reactor anaerobio y un humedal artificial de flujo subsuperficial, donde se llevan a cabo el tratamiento primario y secundario del agua residual. El sistema propuesto de tratamiento de agua para el efluente de los baños de la playa pública del lago Amatitlán, para cumplimiento con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006, consistió en una rejilla como pretratamiento con un área de  $0.01\text{ m}^2$ , un reactor anaerobio con deflectores con una capacidad de  $13.2\text{ m}^3$ , un humedal artificial con flujo subsuperficial horizontal de  $62.23\text{ m}^3$ , un sistema de extracción de lodos, cuatro bombas centrífugas de  $372.85\text{ W}$  cada una, un tanque vertical para lodos de  $1.5\text{ m}^3$ , un tanque vertical para el agua tratada de  $5.68\text{ m}^3$ , un tanque para el agua recirculada para los inodoros de  $5.68\text{ m}^3$  y un sistema para riego del área verde del lugar. La inversión inicial aproximada necesaria para implementar el sistema de tratamiento de agua sería de Q80,957.56, se ahorraría un total de Q22,681.38 por el agua de reuso y los costos adicionales de operación y mantenimiento mensuales, que incluyen energía eléctrica, cuidados de los sistemas y limpieza del lugar, serían de Q5,504.85.

## I. INTRODUCCIÓN

El lago de Amatitlán es un recurso hídrico importante para el país, así como uno de los cuerpos de agua más grandes que tiene. Con el paso de los años, este recurso se ha ido contaminando por un mal manejo de residuos sólidos, falta de tratamiento de aguas industriales y negras que se vierten al río Villalobos y poca regulación de los desechos. La contaminación proviene tanto de industrias como de comercios y comunidades instaladas alrededor del lago. Esta contaminación amenaza la vida de los organismos acuáticos, la salud del ecosistema y la seguridad de agua potable para el ser humano.

Una de las principales causas de la contaminación en el lago de Amatitlán es debido a que las comunidades y comercios alrededor del lago, desechan sus residuos directamente en él. No existe regulación o control en estas comunidades y para ellos es más accesible depositar sus aguas residuales en el lago. Una de estas comunidades es el área recreativa que está ubicada en la playa pública, en la que operan varias casetas de comercios, enfocados en venta de comida.

Los parámetros para determinar si el agua puede ser reutilizable y donde se definen los tipos de reuso que se pueden aplicar, se encuentran en el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006. A partir de una evaluación técnica de estos parámetros, se determina el tipo de tratamiento de agua que necesita implementar para poder llegar a cumplirlos.

El tratamiento de aguas residuales es un proceso en el cuál en un afluente se remueven los contaminantes por medio de procesos físicos, químicos y biológicos para producir agua potable o reutilizable en el ambiente. Básicamente, se divide en tres tipos de tratamientos, primario, secundario y terciario. El tratamiento primario es utilizado para remover sólidos en suspensión, coloides, metales pesados, aceites y grasas. El tratamiento secundario consiste en realizar una conversión biológica de los sólidos disueltos y orgánicos coloidales. El tratamiento terciario se utiliza para mejorar la calidad del efluente del tratamiento secundario.

De esta forma, en el presente estudio se realiza una propuesta de un sistema de tratamiento de agua para el área recreativa ubicada en la playa pública del Lago de Amatitlán. Para la determinación del tratamiento adecuado, se llevó a cabo un análisis fisicoquímico y biológico del

efluente de las casetas para establecer los contaminantes que debían ser reducidos, mediante una muestra tomada de la fosa séptica y una revisión bibliográfica. Se realizó un pronóstico para determinar la concentración, caudal y estado del efluente con referencia la muestra tomada, rangos promedio de contaminación de otros sistemas similares y datos históricos de la cantidad de lluvia en el lugar. A partir de estos resultados, se logró definir las características de los equipos necesarios para poder obtener el agua bajo los parámetros del acuerdo gubernativo no. 236-2006 para agua de reuso. Por último, se realizó un simulador interactivo del sistema de tratamiento propuesto para futuros diseños.

Se concluyó que el sistema más adecuado para el efluente de los baños de la playa pública del lago Amatitlán y su cumplimiento con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006, consiste en una rejilla con un área superficial de  $0.01 \text{ m}^2$ , un reactor anaerobio con deflectores, con una capacidad de  $13.2 \text{ m}^3$ , un humedal artificial con flujo subsuperficial horizontal de  $62.23 \text{ m}^3$ , un sistema de extracción de lodos, cuatro bombas centrífugas de  $372.85 \text{ W}$ , un tanque vertical para lodos de  $1.5 \text{ m}^3$ , un tanque vertical para el agua tratada de  $5.68 \text{ m}^3$ , un tanque para el agua recirculada para los inodoros de  $5.68 \text{ m}^3$  y un sistema para riego del área verde del lugar.

## II. OBJETIVOS

### A. General

Proponer un sistema de tratamiento anaeróbico para las aguas residuales en el área recreativa en la playa pública del lago Amatitlán para que la descarga pueda cumplir con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006 para agua de reuso.

### B. Específicos

- Determinar las concentraciones de los contaminantes del efluente de los servicios sanitarios del área recreativa en la playa pública del lago de Amatitlán.
- Aforar el caudal de agua residual de los baños de las casetas en la playa pública del lago de Amatitlán para determinar la cantidad de agua que se utilizará en el sistema de tratamiento de agua.
- Determinar el proceso necesario para el tratamiento de agua según resultados de la revisión bibliográfica y cumplir con los parámetros del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 para agua de reuso.
- Proponer el equipo necesario y servicios auxiliares correspondientes al proceso seleccionado y cumplir con el Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 para agua de reuso.
- Determinar la inversión inicial, costos de operación y costos de mantenimiento con un análisis económico para complementar la propuesta del sistema de tratamiento de aguas negras.

### III. JUSTIFICACIÓN

El lago de Amatitlán es uno de los recursos hídricos más importantes de Guatemala con una extensión de 15.2 kilómetros cuadrados, siendo el cuarto cuerpo de agua más grande del país. El lago de Amatitlán es contaminado diariamente por 14 comunidades (1.2 millones de habitantes) que lo rodean por no contar con un adecuado manejo de recursos, tratamiento hídrico y desechos sólidos. Así también, a la orilla del lago, los canales y ríos que lo alimentan se han establecido varias industrias y comercios que no cuentan con plantas de tratamiento de agua en funcionamiento elevando la concentración de contaminantes al lago.

Actualmente, los factores que están afectando el lago son el ingreso de contaminación hídrica, sedimentos arrastrados por las lluvias durante el invierno, desechos sólidos y la reproducción de microalgas y plantas acuáticas. El lago está siendo eutrofizado por las descargas de nutrientes que provienen de las aguas residuales. Los peces presentan presencia de metales pesados en los tejidos, lo cual para el consumo humano representa un peligro para la salud. Así mismo, se ha determinado una alta concentración de coliformes fecales que afecta a la salud humana y la fauna acuática. Esta contaminación está acelerando la pérdida del recurso hídrico.

Existe, en la orilla del lago, un área recreativa que cuenta con un grupo de casetas de comercios, baños y área verde. Estas instalaciones están abiertas durante la semana y tienen mucho movimiento el sábado y domingo. Los baños solo cuentan con una fosa colectora de aguas negras, que no tiene un sistema de tratamiento. Cuando este tanque colector se llena, es necesario el traslado del agua a otro tanque colector que se encuentra también en el área. Si el tanque colector está lleno, se suspende el servicio de baños y los usuarios de los comercios improvisan servicios sanitarios y desechan las aguas negras de forma inadecuada. Además, el descarte de las aguas negras colectadas, y por supuesto, las aguas negras de los sanitarios improvisados no cumplen con los lineamientos establecidos por el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006. En un acercamiento con los miembros de la comunidad, expresaron que el personal de los comercios, cuando los baños están cerrados, se depositan directamente el agua negra en el lago y a veces, en el área verde detrás de los baños.

Actualmente, la fosa séptica de los baños no cuenta con un sistema de extracción por lo que la comunidad retira el agua reservada usando el servicio de una empresa externa, cada dos semanas y se traslada a otra fosa con mayor tamaño. Cada limpieza tiene un alto costo por lo que

los dueños de las casetas prefieren depositar los residuos en otras áreas. El agua contaminada puede transmitir enfermedades como diarrea, cólera, disentería, fiebre tifoidea y poliomielitis, se calcula que debido a esto hay 502,000 muertes al año (OMS, 2019). Los microorganismos contenidos, dañinos para la salud, pueden incluir los siguientes: *E. coli*, *coliformes fecales*, *Staphylococcus aureus*, *Salmonella spec.*, *Clostridium perfringens*, *Legionella pneumophila*, *Amoeba*, *Giardia*, entre otros (Osorio, Torres, & Sánchez, 2010). La diarrea una de las enfermedades más conocidas por el consumo de alimentos o agua contaminada pero también las personas son afectadas por la exposición al agua contaminada, donde afecta a 240 millones de personas en el mundo por esquistosomiasis, una enfermedad provocada por lombrices (OMS, 2019).

Es por todo lo anterior que este trabajo pretende proponer un sistema piloto de tratamiento de agua para el efluente de esta área, reducir la contaminación y cumplir con el acuerdo. El área donde está enfocado el estudio es en la playa pública del Lago de Amatitlán, justo en la fosa séptica donde se almacena aguas negras. Si se propone un manejo y tratamiento de estas aguas, se podría dar un reuso y ya no habría la necesidad de estar depositándolos directamente al lago, en otras fosas sépticas o en el área verde del lugar.

## IV. MARCO TEÓRICO

### A. Aguas residuales

Estas son las aguas que han recibido un uso y han sido modificadas en el proceso. Hay dos tipos de aguas residuales, las de tipo especial y tipo ordinario. Las aguas residuales tipo especial son todas aquellas que han sido procesadas en actividades municipales, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias o una mezcla de todo. Las aguas residuales tipo ordinario son todas aquellas que provienen de servicios sanitarios, pilas, lavamanos, lavatrastos, lavado de ropa y similares que se desechen en alcantarillados (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).

Los constituyentes determinados en las aguas residuales pueden ser físicos, químicos y biológicos (Crites & Tchobanoglous, 2000). Las aguas residuales domésticas contienen muchos organismos patógenos que pueden afectar la salud del ser humano. Tienen altas concentraciones de fósforo, nitrógeno, carbono, grasas, proteínas, azúcares, vitaminas y otros compuestos inorgánicos. La concentración de DBO puede variar entre 100-400 mg/L y las bacterias coliformes varían entre 100 y 1000 millones por cada 100 mL (Acosta, 2008)

### B. Aguas negras

También llamadas aguas fecales o aguas cloacales, es un tipo de agua contaminada por sustancias fecales y orina, ya sea procedente de desechos orgánicos humanos o animales. Cuando este tipo de aguas no tiene un tratamiento genera problemas de contaminación. También pueden ser llamadas aguas residuales porque este tipo de aguas no puede ser utilizada directamente para otro proceso (Acosta, 2008).

Las aguas negras industriales contienen grandes concentraciones de metales pesados, plaguicidas, compuestos por nitritos y organoclorados. Cuando las aguas negras se mezclan con otras, producen un fenómeno sinérgico, multiplicando su efecto tóxico (Acosta, 2008).

En las aguas residuales, los rangos de sólidos totales son entre 1200 y 350 mg/L, los sólidos disueltos totales entre 850 y 250 mg/L y los sólidos suspendidos entre 350 y 105 mg/L (Araya, 2017).

## C. Norma COGUANOR 29001

La Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) establece la norma 29001, donde se determina los parámetros que debe de cumplir el agua para considerarse potable. Esta norma se oficializó con el Acuerdo Gubernativo 126 del año 1966 con el objetivo de que las actividades industriales, agrícolas y comerciales tuvieran un desenvolvimiento ordenado sobre sus aguas (Acuerdo Gubernativo No. 986-1999, 2000). A continuación, se presenta un cuadro con los parámetros que deben cumplirse:

Cuadro No. 1. Características sensoriales que debe cumplir el agua potable

Características	LMA	LMP
Color	5.0 u	35.0 u (1)
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5.0 UNT	15.0 UNT (2)

(1) Unidades de color en la escala de platino- cobalto

Unidades nefelométricas de turbiedad (UNT). Estas siglas deben considerarse en la expresión de los resultados.

(Acuerdo Gubernativo No. 986-1999, 2000)

Cuadro No. 2. Límites máximo aceptable y permisible de químicos en el agua potable

Características	Límite máximo aceptable	Límite máximo permisible
Cloro residual libre (1) (2)	0.5 mg/L	1.0 mg/L
Cloruro (Cl <sup>-</sup> )	100.0 mg/L	250.0 mg/L
Conductividad	---	< de 1,500 µS/cm
Dureza total (CaCO <sub>3</sub> )	100.0 mg/L	500.0 mg/L
Potencial de hidrógeno (3)	7.0-7.5	6.5-8.5
Sólido totales disueltos	500.0 mg/L	1,000 mg/L
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	100.0 mg/L	250.0 mg/L
Temperatura	15.0-25.0 °C	34.0 °C
Aluminio (Al)	0.05 mg/L	0.1 mg/L
Calcio (Ca)	75.0 mg/L	150.0 mg/L
Cinc (Zn)	3.0 mg/L	70.0 mg/L
Cobre (Cu)	0.05 mg/L	1.5 mg/L
Magnesio (Mg)	50.0 mg/L	100.0 mg/L

(1) El límite máximo aceptable, seguro y deseable de cloro residual libre, en los puntos más alejados del sistema de distribución es de 0.5 mg/L, después de por lo menos 30 minutos de contacto, a un pH menor de 8.0, con el propósito de reducir en un 99% de la concentración de *Escherichia coli* y ciertos virus.

(2) En aquellas ocasiones en que amenacen o prevalezcan brotes de enfermedades de origen hídrico, el residual de cloro puede mantenerse en un límite máximo permisible de 2.0 mg/L, haciendo caso omiso de los olores y sabores en el agua de consumo. Deben de tomarse medidas similares en los casos de interrupción o bajas en la eficiencia de los tratamientos para potabilizar el agua.

(3) En unidades de pH

(Acuerdo Gubernativo No. 986-1999, 2000)

## D. Acuerdo Gubernativo 236-2006

Establece los parámetros y límites máximos permitidos para la descarga del agua residual, así como la disposición de lodos. En la descarga del agua residual se establece diferentes parámetros a evaluar dependiendo si el receptor son los alcantarillados municipales o son cuerpos de agua. También establece los parámetros necesarios para ser reutilizado en actividades agrícolas, cultivos, acuicultura, riego o uso recreativo. Con este acuerdo, se asegura la protección del ambiente y la prevención de la contaminación a los recursos hídricos del país (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).

## 1. Límites establecidos para el agua de reuso

El agua que se puede volver a utilizar, de acuerdo con el Acuerdo Gubernativo No. 236 2006, está clasificado en cinco tipos de usos. El primer tipo es el reuso para riego agrícola, en general, donde toma en cuenta los nutrientes necesarios para los cultivos, exceptuando los del tipo II. En el segundo tipo es para riego en cultivos comestibles que se consumen crudos o precocidos. El tipo III considera el uso del efluente para acuicultura. El IV tipo es el reuso para pastos y cultivos no alimenticios. Finalmente, el tipo V es para actividades recreativas como estanques artificiales donde el ser humano no deba tener mucho contacto.

A continuación, se muestra un cuadro con los límites permisibles para cada uno de los tipos de reuso explicados anteriormente.

Cuadro No. 3. Límites establecidos para poder volver a utilizar el agua según el Acuerdo Gubernativo No. 236-2006

Tipo de reuso	Demanda bioquímica de oxígeno, miligramos por litro	Coliformes fecales, número más probable por cien mililitros
Tipo I	No aplica	No aplica
Tipo II	No aplica	$< 2 \times 10^2$
Tipo III	200	No aplica
Tipo IV	No aplica	$< 1 \times 10^3$
Tipo V	200	$< 1 \times 10^3$

(Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006)

## E. Parámetros para medir del agua residual

### 1. Temperatura

El control de este parámetro es de suma importancia porque puede llegar a afectar las reacciones químicas, la vida acuática y la adecuación del agua. La temperatura del agua residual puede variar según estacionalidad y la ubicación en que se produce (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 2. Grasas y aceites

Este parámetro se mide cuando las aguas residuales son de origen domiciliario o industrias alimenticias que utilicen alguno de estos componentes. La medición de las grasas y aceites se realiza con una extracción líquido-líquido de la muestra con triclorotrifluoroetano. Su presencia puede causar daños a los tanques sépticos, sistemas de recolección y en el tratamiento de aguas por lo que se deben remover realizando un pretratamiento (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 3. Materia flotante

En este parámetro se evalúa la presencia de materia flotante como materia fecal y restos de comida (Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), 2019), con un tamaño mayor a la apertura de las rejillas o tamices a utilizar, presente en el agua residual porque este puede causar daños al sistema de tratamiento de aguas. Este material deberá removerse usando cribas o filtración, como pretratamiento, antes de ingresar a la planta (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 4. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Esta es la cantidad de oxígeno necesaria para que los microorganismos en un cuerpo de agua degraden la materia orgánica presente bajo condiciones aeróbicas y una temperatura específica (Wilhelm, 2009). La determinación de DBO es el más común para el tratamiento de agua. Este considera si hay suficiente oxígeno dentro del agua residual para degradarse de manera aerobia hasta que el desecho se haya consumido. Para este proceso puede darse una oxidación, una síntesis y una respiración endógena (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 5. Demanda química de oxígeno (DQO)

Esta prueba determina el material orgánico que se encuentra en el agua residual que puede ser oxidado químicamente. La oxidación de esta materia puede realizarse por medio de una solución de dicromato en medio ácido (Crites & Tchobanoglous, 2000).

Los parámetros DBO y DQO se utilizan para determinar la calidad del agua. La relación DQO/DBO indica la biodegradabilidad del agua residual y normalmente se encuentra entre los rangos de 1.8 y 2.2. Valores mayores indican la presencia de compuestos tóxicos como metales pesados (Valenzuela & Navarrete, 2015).

## 6. Sólidos suspendidos

Se pueden determinar a partir de la turbidez que se encuentre el agua residual. Esta medición se realiza de acuerdo con una comparación entre la intensidad de luz que se dispersa en una muestra comparándola con la luz dispersa por una suspensión estándar bajo las mismas condiciones. Si la muestra analizada contiene material coloidal, la luz no será transmitida con la misma intensidad que con el estándar, indicando la presencia de sólidos suspendidos (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 7. Nitrógeno total

Es importante conocer la presencia de nitrógeno porque este elemento es esencial para el crecimiento biológico. El nitrógeno es esencial para la síntesis de proteína, y si hay presencia de este componente, se puede realizar el tratamiento de agua por procesos biológicos. En aguas residuales su presencia puede variar desde 2 a 30 mg/L (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 8. Fósforo total

La presencia de fósforo es importante para el crecimiento biológico. Este componente enlazado a compuestos orgánicos no es importante si el agua residual es de origen doméstico (Crites & Tchobanoglous, 2000). Las concentraciones de fósforo en aguas residuales de origen domésticos son entre 15 y 4 mg/L, siendo el valor promedio igual a 8 mg/L (Araya, 2017).

## 9. Potencial de hidrógeno

El pH es un parámetro vital para el tratamiento de aguas porque, de acuerdo con la concentración del ion de hidrógeno, se puede realizar el planteamiento del sistema de tratamiento de agua. Este se puede medir con un potenciómetro o con tiras de papel indicador. Para que pueda ser aceptada el agua residual, esta debe presentar un valor entre 6 y 9. Si el pH no es regulado antes de regresar el efluente tratado al medio, el cuerpo receptor podría ser alterado (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 10. Coliformes fecales

Tienen presencia en las aguas residuales de origen domiciliario. Es importante su eliminación porque son bacterias dañinas para la vida acuática y para el ser humano (Crites & Tchobanoglous, 2000). Existen tres tipos de coliformes medibles: coliformes totales, coliformes fecales y *Escherichia coli*, estas dos últimas clasificaciones conforman a la primera. Los coliformes fecales son capaces de fermentar lactosa a 43.5-45.5°C y de crecer en presencia de sales biliares. Su origen es de animales de sangre caliente pero no se puede diferenciar si su origen es humano o animal (Araya, 2017). El límite aceptado de coliformes fecales en aguas tratadas, según el Acuerdo Gubernativo 236-2006 Aguas Residuales, es de 10,000 Número más probable por 100 mL.

## 11. Análisis de metales

Se puede realizar por estudios de absorción atómica, plasma acoplado por inducción o colorimétricamente. Entre los análisis realizados se incluye: metales disueltos, metales suspendidos, metales totales y metales extractables en ácido. La presencia de metales es esencial para el desarrollo de la vida, pero pueden llegar a resultar ser tóxicos si se encuentran en grandes cantidades (Crites & Tchobanoglous, 2000). Cada uno de estos metales tiene un límite específico que varía en función de las políticas territoriales, en el caso de Guatemala, el Acuerdo Gubernativo 236-2006 Aguas Residuales establece los siguientes límites para metales involucrados en tratamiento de aguas:

Cuadro No. 4. Límites de contaminantes y metales pesados según Acuerdo Gubernativo 236-2006 Aguas Residuales

Parámetros	Unidades	Límites máximos permisibles
Temperatura	Grados Celsius	TCR +/- 7
Grasas y aceites	Miligramos por litro	10
Materia flotante	Ausencia/presencia	Ausente
Sólidos suspendidos	Miligramos por litro	100
Nitrógeno total	Miligramos por litro	20
Fósforo total	Miligramos por litro	10
Potencial de hidrógeno	Unidades de potencial de hidrógeno	6 a 9
Coliformes fecales	Número más probable en cien mililitros	<1x10 <sup>4</sup>
Arsénico	Miligramos por litro	0.1
Cadmio	Miligramos por litro	0.1
Cianuro total	Miligramos por litro	1
Cobre	Miligramos por litro	3
Cromo hexavalente	Miligramos por litro	0.1
Mercurio	Miligramos por litro	0.01
Níquel	Miligramos por litro	2
Plomo	Miligramos por litro	0.4
Zinc	Miligramos por litro	10
Color	Unidades platino cobalto	500

Notas: TCR=temperatura del cuerpo receptor, en grados Celsius

(Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006)

## 12. Color

Este en el agua residual está influenciado por los sólidos suspendidos (color aparente), material coloidal y sustancias en solución (color verdadero). El color verdadero es determinado luego que la muestra sea filtrada. Este parámetro es medido en unidades de platino y se determina por comparación del color de la muestra y el color producido de soluciones de cloroplatinato de potasio (Crites & Tchobanoglous, 2000).

Este parámetro también puede ser definido de manera cualitativa, de acuerdo con su color observado. Si el agua residual tiene con color café significa que lleva un estimado de seis horas desde su descarga. Si presenta un color gris claro significa que se encuentra en estado de descomposición. Si presenta un color gris oscuro o negro representa a las aguas sépticas que han tenido una descomposición orgánica anaeróbica (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## F. Generalidades del tratamiento de agua

En el tratamiento de agua se pretende la prevención de la contaminación de cuerpos hídricos porque muchos de estos son fuente de agua para comunidades. Es importante considerar para la implementación de un sistema de tratamiento de agua, los constituyentes del agua residual, las infiltraciones por lluvia y el destino cuando son liberados al ambiente.

Las infiltraciones de lluvia generalmente se miden en mm de precipitación por el área superficial dónde ocurre la infiltración. Estas no ingresan contaminantes al sistema de tratamiento de agua por ser agua limpia, pero si afectan a las concentraciones de contaminantes.

Existen diferentes tipos de tratamiento de agua, ya sea para agua de origen superficial o subterráneo y tratamiento para aguas residuales de origen doméstico o industrial (Crites & Tchobanoglous, Tratamientos de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones, 2000). Los tipos de tratamiento de agua se dividen en: pretratamiento, tratamiento primario, secundario y terciario. Para cada tratamiento pueden utilizarse métodos físicos, químicos o energía intensiva.

## G. Métodos de tratamiento de agua

Se puede realizar un tratamiento de agua usando tres métodos diferentes: métodos físicos, métodos químicos y métodos con energía intensiva. Usualmente, los métodos físicos funcionan para separar líquidos de sólidos, como la filtración. Los métodos químicos se utilizan para agilizar la separación de los sólidos, para neutralizar el medio y/o para destruir contaminantes que pueden generar efectos negativos en el medio. La utilización de energía intensiva se utiliza métodos térmicos especialmente para esterilizar el agua. También se puede utilizar técnicas electroquímicas (Cheremisinoff, 2002).

La utilización de los métodos va a depender de los objetivos que se plantearon (remoción de contaminantes) y qué reducción se quiere obtener, y se divide por cinco factores principales:

- Qué tan limpio se quiere el efluente.
- Las cantidades y tipos de contaminantes que se deben tratar.
- Las propiedades químicas y físicas de los contaminantes que se deben remover.
- Las propiedades físicas, químicas y térmicas del sólido generado en el tratamiento de agua.

- El costo y presupuesto disponible para realizar el tratamiento de agua.

## 1. Mecanismos y equipos para pretratamiento

a. Tamizado grueso: este procedimiento es considerado como el primero para el tratamiento de aguas residuales. En este procedimiento se busca retener sólidos grandes, llamados residuos del tamizado, y es necesario para proteger tuberías, válvulas, bombas, entre otros. Entre los residuos que puede haber en un agua residual puede haber: rocas, hojas de árboles, papel, plásticos, pedazos de madera, entre otros. Se puede retener materia orgánica y remover grasas y aceites. Este se puede lograr por medio de rejillas y platos perforados (Crites & Tchobanoglous, 2000).

b. Rejillas: tienen aberturas superiores a 12.5 mm (0.5 in). Pueden ser de limpieza manual o limpieza mecánica. La manual se utilizan para plantas pequeñas de tratamiento (Crites & Tchobanoglous, 2000).

c. Tamices de rejilla fina y plato perforado: este equipo se utiliza para separar los sólidos finos y si se tiene un plan de realizar compost con ellos. La abertura de las rejillas finas puede variar entre 3.2 a 12.5 mm y el de platos perforados de 3.2 a 9.5mm (Crites & Tchobanoglous, 2000).

d. Tamizado fino: varía entre 0.25 (fibra hueca) a 3 mm (membrana plana) (Díaz Fernández, 2018) y en los tamizados finos pueden variar de 0.15-0.38mm (Crites & Tchobanoglous, 2000).

- Tamiz inclinado con malla de cuña, de acero inoxidable: utilizado para tratamiento primario (López del Pino & Martín Calderón, 2017).
- Placas de cobre pulido o bronce, inclinadas o giratorias: utilizado para pretratamiento (López del Pino & Martín Calderón, 2017).
- Malla de cuña de acero inoxidable en tambor giratorio: utilizado para pretratamiento (López del Pino & Martín Calderón, 2017).

e. Dilaceración (trituration): se utiliza como proceso alternativo al uso de tamices, en el cual se trituran los sólidos gruesos para facilitar futuras operaciones y homogeneizar el tamaño de las partículas (López del Pino & Martín Calderón, 2017). La desventaja de este equipo es que su mantenimiento puede ser de alto costo y puede triturar sólidos no deseados que puedan contaminar aún más el agua al ser triturados (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## H. Tratamiento primario

Tiene como finalidad reducir la cantidad de sólidos suspendidos y materia orgánica que puede ser encontrada en el agua residual (Muñoz, 2008). Los sólidos pueden clasificarse de la siguiente forma:

- Sedimentables
- Flotantes
- Coloidales

(Muñoz, 2008)

### 1. Mecanismos para el tratamiento primario

a. Sedimentación: es una operación donde hay una separación de los sólidos en suspensión por usando fuerzas gravitacionales (Martínez & Rodríguez, 2005).

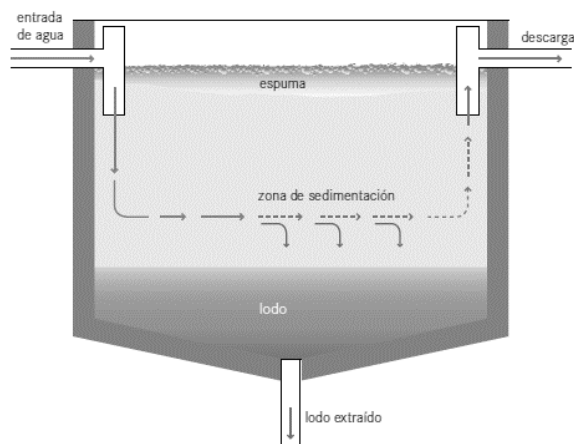
Hay diferentes clasificaciones para la sedimentación, de acuerdo con el estado del afluente y el resultado que se obtiene. En la sedimentación tipo I se remueve las partículas no floculantes en una suspensión diluida. En otras palabras, estas partículas no cambian de propiedades cuando se sedimentan (Romero, 2006).

En la sedimentación de tipo II ocurre la sedimentación de partículas diluidas floculantes y se debe considerar las propiedades de la suspensión con las características de asentamiento de las partículas (Romero, 2006). La sedimentación zonal es la sedimentación másica y se concentra en el material floculante con asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas (Romero, 2006). Por último, la última clasificación es la compresión que ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso es causado por la compactación de la masa (Romero, 2006).

## 2. Equipos para el tratamiento primario

a. Sedimentador: la función principal de este equipo es reducir la concentración de sólidos suspendidos y de materia orgánica. La remoción que logra es de 50-70% y 20-40%, respectivamente. Su diseño está enfocado en reducir la velocidad de flujo del afluente para que las partículas con mayor densidad se sedimenten y las de menor densidad, floten. Este equipo debe tener una entrada del afluente, una salida del efluente y un sistema de extracción de lodos. No requiere mucha tecnología, es de bajo costo, se necesita remover los lodos constantemente y el efluente necesita un tratamiento secundario (Tilley, y otros, 2018).

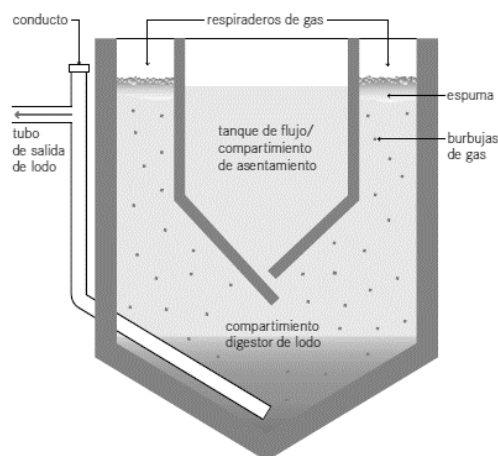
Figura No. 1 Esquema de un sedimentador circular.



(Tilley, y otros, 2018)

b. Tanque Imhoff: este tanque es un tipo de sedimentador que se divide en las mismas tres áreas para contener espuma, lodo y el agua a tratar. A diferencia del sedimentador, este tiene dos compartimientos que permiten que la degradación de los lodos no interfiera con la sedimentación (Mellado, 2004). El afluente entra por el compartimiento de sedimentación y los sólidos descienden hasta la parte inferior, pasando por una apertura hasta llegar al compartimiento de digestión (Bioplast Depuración, 2017).

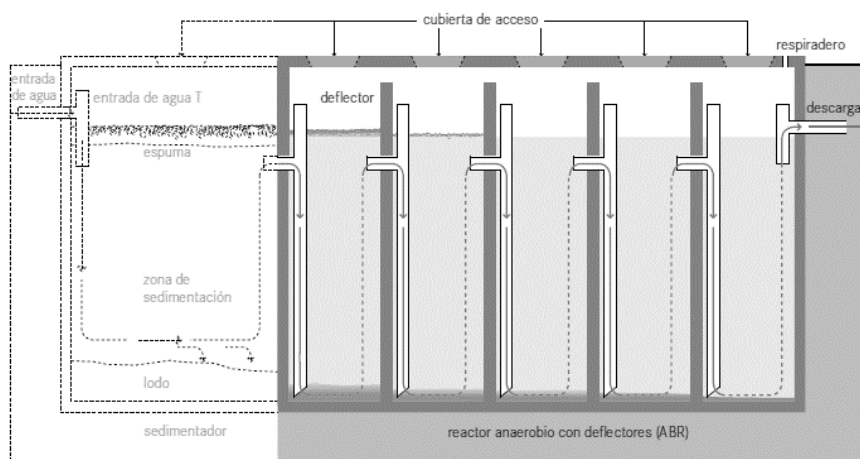
Figura No. 2 Esquema para un tanque Imhoff.



(Tilley, y otros, 2018)

c. Reactor anaerobio con deflectores (ABR): es una mejora a la fosa séptica porque se incluye una serie de cámaras o compartimientos por los cuáles tiene que fluir el agua residual. Proporciona un mejor rendimiento, ya que se puede llegar a remover el 90% del DBO. Se recomienda colocar de tres a seis compartimientos y el biogás recolectado es mínimo, en muchas ocasiones no es recolectado. Tiene una larga vida útil, no requiere energía eléctrica para su funcionamiento, baja producción de biogás y lodo, baja reducción de patógenos y nutrientes, y de requiere post tratamiento. (Tilley, y otros, 2018).

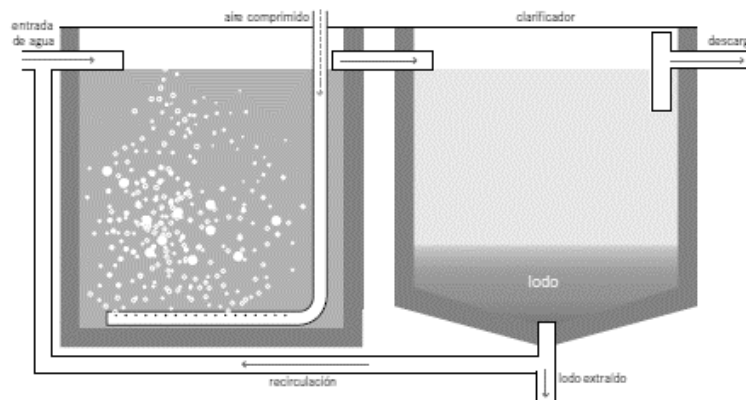
Figura No. 3 Reactor anaerobio con deflectores (ABR).



(Tilley, y otros, 2018)

d. Lodos activados: este sistema utiliza microorganismos para la degradación de materia orgánica y nutrientes (Tilley, y otros, 2018). Requiere un suministro constante de oxígeno. Los microorganismos se mantienen en suspensión durante 4 a 8 horas en el sistema. Ya que la medición de células microbianas se dificulta, normalmente se asume que el 80% de las células se mantienen activas. Se recircula del 25-45 % de los lodos al tanque de aireación (Henry & Heinke, 1999).

Figura No. 4. Esquema para un sistema de lodos activados.



(Tilley, y otros, 2018)

## I. Tratamiento secundario

Este pretende la eliminación de materia orgánica biodegradable y sólidos disueltos. También puede eliminar o reducir nutrientes como el nitrógeno, fósforo o ambos. Este proceso reduce la materia orgánica en sólidos sedimentables para ser separados por sedimentación en tanques de decantación (Metcalf & Eddy, 2003).

### 1. Mecanismos para tratamiento secundario

Los procesos biológicos más utilizados son los que usan lodos activados, filtros anaerobios, humedales y lagunas de maduración. Se puede llegar a reducir el 85-95% de DBO (Rojas & Jairo, 2009).

a. Aireación prolongada: el objetivo de este proceso es reducir la cantidad de lodos residuales. Aumenta el tiempo de residencia, se requiere un volumen mayor que el tratamiento de lodos activos, que se consumen por procesos de respiración endógena. Se utiliza cuando el volumen diario es menor a  $8 \text{ m}^3/\text{d}$  (Ramalho, 2003).

b. Remoción de nitrógeno y fósforo: en este proceso se pretende disminuir o eliminar las concentraciones de nitrógeno y fósforo, lo que se puede lograr por nitrificación y una desnitrificación.

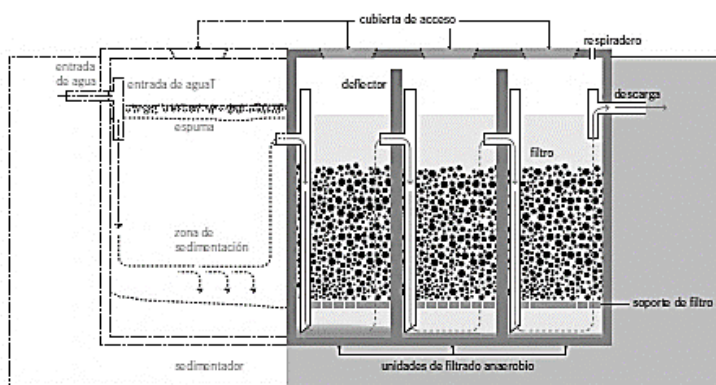
c. Estabilización por contacto: este proceso se utiliza para estabilizar el lodo activado, especialmente para comunidades pequeñas. Se utiliza un tanque de contacto y se mezcla el lodo activado con el afluente. Luego, en un tanque de decantación, se sedimenta el licor mezclado. Se debe airear el licor sedimentado y el lodo de retorno por separado para estabilizar la materia orgánica (Crites & Tchobanoglous, 2000).

## 2. Equipos para tratamiento secundario

a. Reactor de flujo intermitente en secuencia: en este equipo se tiene un sistema de llenado y vaciado donde participan dos reactores de mezcla completa y dentro de ellos ocurren todas las etapas del proceso de lodos activados. Con este equipo, no es necesario tener una instalación de sedimentación secundaria.

b. Filtro anaerobio de flujo ascendente: en este equipo ocurre una filtración de película fija para la remoción de materia orgánica donde ocurren reacciones acidogénicas y metanogénicas a lo largo de la columna. Este es un filtro común utilizado para el tratamiento de aguas residuales. Sin embargo, no es recomendable utilizarlo cuando el afluente tiene elevadas cantidades de sólidos suspendidos, debido a las incrustaciones y el costo de mantenimiento/limpieza del equipo (Sette Ramalho, 2003).

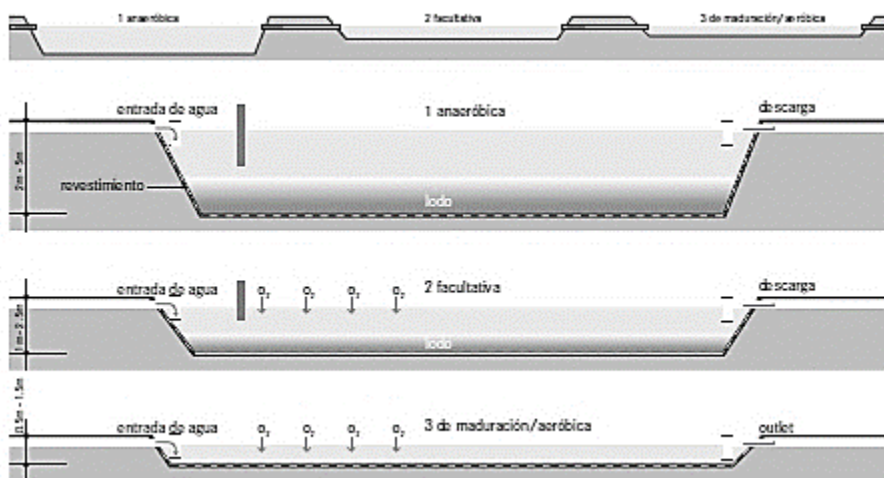
Figura No. 5. Esquema de un filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)



(Tilley, y otros, 2018)

c. Lagunas facultativas: este sistema es efectivo para la remoción de coliformes fecales, ya que puede llegar a remover el 90 %. El mantenimiento de la laguna es casi nulo y los costos de operación son bajos. La desventaja de este sistema es que se requiere más de una laguna facultativa y un terreno amplio para lograr la reducción de contaminantes (Quispe Pérez, Piñas Rivera, Del Valle González, & Aguirre Chávez, 2020)

Figura No. 6. Esquema de lagunas facultativas.



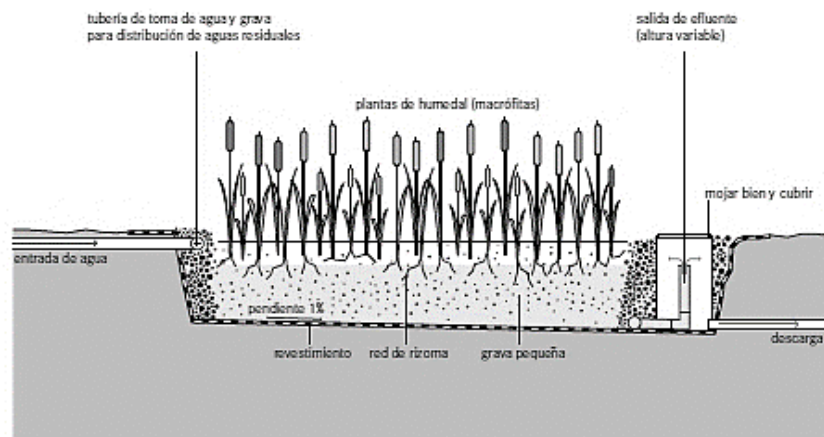
(Tilley, y otros, 2018)

d. Humedales: son un sistema parecido a las lagunas facultativas, pero utilizando vegetación para una remoción más rápida y efectiva de contaminantes. Este sistema puede llegar a remover el 99 % de los coliformes fecales. Principalmente, se puede fijar los contaminantes en la superficie del suelo y materia orgánica, utilizar los microorganismos para reducir contaminantes y con bajo consumo de energía (Lara Borrero, 1999).

Existen dos tipos principales de humedales, los de flujo superficial y los de flujo subsuperficial. Los humedales de flujo superficial, como su nombre lo indica, el agua se encuentra sobre la superficie y el medio se encuentra debajo de la superficie. En los humedales de flujo subsuperficial el medio se encuentra sobre la superficie y el agua circula por una capa de grava o arena (Lara Borrero, 1999).

Una de las plantas más utilizadas en un humedal de flujo subsuperficial es la *Phragmites Australis*, también conocida como carrizo. Estas plantas crecen durante todo el año y su raíz tiene un crecimiento de 60 cm. Los sistemas que utilizan esta vegetación son más eficaces en la transferencia de oxígeno porque los rizomas crecen profundamente de manera vertical. Tienen un valor bajo alimenticio por lo que no es vulnerable a ataques por animales u otras plantas (Lara Borrero, 1999).

Figura No. 7. Esquema de un humedal de flujo subsuperficial



(Tilley, y otros, 2018)

El diseño de un humedal de flujo subsuperficial depende del flujo de agua, los microorganismos, el material impermeabilizante a utilizar entre el sistema y el suelo, las plantas y el material granular donde crecerán las plantas. Para determinar el área superficial del humedal, se debe de conocer el caudal de agua residual, la concentración del efluente y afluente, la profundidad del humedal y la porosidad del medio granular (Castañón & Rudamán, 2012). En el caso del ancho y del largo, se requiere de los datos del caudal, el área vertical y superficial, y la pendiente del humedal (Araya, 2017).

## J. Tratamiento terciario

Consiste en la remoción de sólidos que aún se encuentran luego del tratamiento secundario con filtración granular o membranas. Normalmente se utilizan para la desinfección del agua tratada. Este tipo de tratamiento no es común para agua de reuso en jardines (Rojas & Jairo, 2009).

### 1. Mecanismos tratamiento terciario

Entre los mecanismos que se pueden utilizar en el tratamiento terciario son la filtración con micro tamices, nitrificación biológica, arrastre por aire, cloración, adsorción con carbono, oxidación química, ultrafiltración, electrodiálisis y volatilización (Metcalf & Eddy, 2003).

## V. ANTECEDENTES

### A. Sistema de tratamiento de aguas en los baños de la playa pública del lago de Amatitlán

Actualmente, los baños de la playa pública tienen una fosa séptica donde se depositan las aguas negras. Esta fosa no cuenta con un sistema regulado para el tratamiento de las aguas y un sistema de extracción de lodos. Tiene una capacidad para retener un volumen de 25,000 L, con un ancho, largo y profundidad de 2.5 m, 2.5 m y 4 m, respectivamente. Esta se llena durante un período de 14 días y se debe de contratar a una empresa externa para que se realice el vaciado. Es posible que el tanque se llene antes de este periodo y, por lo tanto, se suspende el servicio de los baños. Esta empresa coloca una manguera dentro la fosa séptica y con una bomba, transporta el efluente a otra fosa más grande que se encuentra a un 53.53 m de distancia, la cual, tampoco cuenta con un sistema de drenaje.

La comunidad aún no cuenta con un plan a futuro para el descarte de aguas negras cuando se hayan llenado ambas fosas sépticas y por supuesto, para la instalación de una planta de tratamiento. Sin embargo, están preocupados ante la situación y se ofrecieron a apoyar en lo que pudieran para hacer realidad el proyecto.

### B. Ubicación de los baños de la playa pública del lago Amatitlán

Los baños se encuentran a una latitud de 14.488875 y una longitud de -90.612033, exactamente a 62 m de distancia a la orilla del lago como puede observarse en la figura no. 8. Se cuenta con un área disponible aproximada para el desarrollo de la planta de tratamiento de 3,571.9 m<sup>2</sup>, con un ancho de 50.9 m y un largo de 70.52 m (área disponible se encuentra delimitada por el rectángulo amarilla en la siguiente figura).

Figura No. 8. Ubicación de los baños y espacio disponible para el sistema de tratamiento de agua



Notas: El cuadro amarillo marca el área disponible para el sistema de tratamiento de agua

(Google Earth, 2021)

## C. Antecedentes de tratamiento de agua

A continuación, se hace un resumen de cada estudio previo realizado consultado sobre el tratamiento de aguas negras para este trabajo. Se utilizó información de artículos, libros, manuales y tesis, tanto de fuentes nacionales como fuentes internacionales, para justificar las concentraciones de contaminantes, niveles de remoción, tiempos de residencia, parámetros de operación y dimensionamiento de equipo. Esto se hizo debido a que se realizó solo una toma de muestra del efluente de los baños por falta de acceso al lugar, movilidad restringida dentro del país y por la pandemia originada en el 2020. El compendio de información y datos obtenidos de estas referencias se encuentra en Anexos.

En la Universidad del Valle de Guatemala se han hecho varios estudios con respecto a tratamiento de aguas en distintos municipios y departamentos.

En el 2005, Marialina Trujillo Monroy realizó un diseño de tratamiento de agua potable en el municipio de San Juan Ermita, en el departamento de Chiquimula. Su estudio consistió en proporcionar a la comunidad un diseño para obtener agua potable ya que este municipio no

contaba con una fuente de abastecimiento. Se aumentó la capacidad del tanque de captación actual y se construyó dos filtros lentos de arena. Luego realizó una conexión entre ambos equipos con dos tanques de distribución (Trujillo Monroy, 2005).

En el 2009, Novenka Mastahinich, realizó un diseño e implementación para el tratamiento primario y secundario de agua del proceso de una industria de cereales. El diseño del pretratamiento consistió en una caja de cribas (con aberturas de 6mm y 3mm) y un desarenador tipo convencional con flujo laminar. Para la estabilización del reactor se diseñó tres tanques de homogenización para mantener en control el pH y DQO. Se realizó un manual para la extracción y disposición final de los desechos sólidos (Mastahinich Mazariegos, 2009).

En el 2016, se trabajó una modalidad de Megaproyecto donde se propuso un sistema de tratamiento de agua en fosa séptica con material inorgánico, humedales artificiales de flujo subsuperficial y aireado para remoción de contaminantes. En este Megaproyecto se evaluaba una planta piloto para la Universidad del Valle de Guatemala. La planta contaba con una fosa séptica, dos biofiltros con material filtrante inorgánico, humedales artificiales con plantas emergentes y un aireador difusor (Abac, Arandi-Klee Aguirre, Granados, & Rivas, 2016).

En el país también se han hecho varios estudios similares a este trabajo de graduación, los cuáles ayudaron a su elaboración y estimación de datos.

En 2008, Flor de María Urzúa hizo su tesis acerca de la eficiencia de una planta de tratamiento de agua residual en Zacapa. Urzúa realizó una caracterización del afluente de la planta de tratamiento tanto en época seca como en época lluviosa, estos datos ayudaron a analizar el efecto de la lluvia en las concentraciones de los contaminantes (Urzúa Navas, 2008).

En 2010, el Ing. Raúl Hernández realizó un estudio sobre las alternativas que se pueden utilizar para las aguas grises de origen doméstico. En este estudio se realiza la comparación de dos biofiltros, uno con piedra pómez y otro con carbón donde se midió la DBO<sub>5</sub>, DQO, Nitritos, Nitratos, Fosfatos, pH, color y turbiedad; donde ambos reportaron rendimientos parecidos de 18.50 - 31.45% de remoción de contaminantes (Hérendez R. , 2010).

En 2013, Ing. Nancy Díaz y Ing. Jorge Mejía realizaron una caracterización, evaluación y propuesta para tres plantas de tratamiento de agua residual doméstica en San Marcos. En este estudio utilizan lodos activados y un sistema biológico aeróbico para tratar el agua residual de 52 baños portátiles. De este estudio, se tomó las características de las aguas residuales porque es un efluente similar al estudiado en Amatitlán (Díaz Fulgan & Mejía Tuche, 2013).

En 2014, Ing. Felipe Duarte y Ing. Mónica Mejía realizaron una caracterización de aguas residuales en Tecpán con una propuesta para su tratamiento. En la caracterización se midió temperatura, pH, color, sólidos suspendidos, sólidos sedimentables, nitrógeno total, fósforo total, DBO5, DQO y coliformes fecales. Se tomaron muestras en cuatro puntos diferentes y para este trabajo se tomaron los datos de la caracterización del punto de las aguas residuales domésticas (Duarte & Mejía, 2014).

También se buscó información en estudios internacionales que fueron utilizados principalmente para rendimientos de remoción de contaminantes de acuerdo con los equipos del tratamiento propuesto. La descripción de los estudios se presenta a continuación.

En el 2009, en México, se realizó un estudio acerca de la digestión anaerobia en fosas sépticas donde se construyó un reactor a pequeña escala. La experimentación duró 71 días con tiempos de retención de 24 y 36 horas y se obtuvo una eficiencia de remoción de DQO total de 56% (Méndez Novelo, Chan Gutiérrez, Vázquez Borges, Espadas Solís, & Castillo Borges, 2012).

En 2017, en Bolivia, se comparó el tratamiento de aguas residuales domésticas en reactores de Bolivia con Latinoamérica, India y Europa. En este estudio se tomó en cuenta el tiempo y período de operación, el tratamiento seleccionado, tiempo de retención hidráulica y el flujo de diseño (Gandarillas, Saavedra, Escalera, & Montoya, 2017).

En 2011, en Venezuela, se realizó un estudio de la remoción de nitrógeno y fósforo a escala laboratorio de un humedal de flujo subsuperficial. Se utilizaron los porcentajes de remoción de este artículo como base de cálculo para la elaboración de este trabajo de graduación (Núñez, y otros, 2011)

## VI. METODOLOGÍA

### A. Evaluación del área

1. Se realizó dos visitas preliminares al lugar para conocer a la comunidad, sus necesidades y actual manejo de desechos.
2. Los líderes de la comunidad presentaron el área designada para el desarrollo del proyecto.
3. Se conversó con la persona encargada de los baños de las casetas para determinar el aforo actual de personas que los utilizan.
4. Se identificó los puntos de contaminación, punto de toma de muestra del efluente y el espacio disponible.
5. Se tomó medidas de la fosa séptica y medidas del punto de toma de muestra del agua residual.

### B. Selección de laboratorio para realizar el análisis de la muestra.

1. Se investigó y se cotizó en laboratorios certificados en ISO 17025 el costo del análisis fisicoquímico del efluente de las casetas en la playa pública correspondientes al Acuerdo Gubernativo No. 236-2006.
2. Se seleccionó el laboratorio certificado con el precio más accesible.

### C. Construcción de recipiente para la toma de muestra

1. Con las medidas del punto de toma de muestra, se obtuvo un recipiente plástico con un diámetro menor a la entrada de la fosa séptica.
2. Se lavó con agua y jabón, se secó y por último se esterilizó con alcohol para evitar alguna contaminación externa.
3. Se colocó una pita esterilizada al recipiente con la altura estimada de la fosa séptica.
4. Se colocó un peso muerto en el recipiente para mantenerlo firme.
5. Se envolvió en aluminio y se colocó en una hielera esterilizada para evitar alguna contaminación exterior.

D. Toma de muestra de fosa séptica de los baños ubicados en las casetas de la playa pública del Lago de Amatitlán.

1. Se coordinó el permiso con los líderes de la comunidad para poder tomar una muestra de la fosa séptica.
2. Se coordinó con el laboratorio para definir los requerimientos de la toma de muestra y obtener los recipientes esterilizados para resguardar la muestra.
3. Se organizó las medidas de seguridad necesarias para evitar alguna contaminación de la muestra o un problema de salud.
4. Se utilizó el equipo de protección personal adecuado: mascarilla, traje especial y guantes. También se tuvo en consideración tener otro par de guantes y mascarilla por si alguna persona de la comunidad quería ayudar o acercarse.
5. Se llegó al punto de toma de muestra con todos los materiales listos.
6. Se introdujo el recipiente construido en la fosa séptica, se esperó unos segundos y luego se sacó el recipiente.
7. Se trasvasó la muestra a los recipientes estériles, proporcionados por el laboratorio y se guardó en la hielera.
8. Se realizó los últimos tres pasos varias veces hasta que se llenaron todos los recipientes de las muestras.
9. Se desechó los materiales utilizados tomando en cuenta todas las medidas de precaución necesarias.
10. Finalmente, se llevó las muestras al laboratorio seleccionado.

E. Solicitud al laboratorio seleccionado un análisis químicos y microbiológicos del agua residual según acuerdo gubernativo no. 236-2006 para aguas negras de reuso, tomando en cuenta los siguientes parámetros:

1. Temperatura
2. Grasas y aceites
3. Materia flotante
4. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)
5. Demanda química de oxígeno (DQO)
6. Sólidos suspendidos
7. Nitrógeno total
8. Fósforo total
9. Potencial de hidrógeno

10. Coliformes fecales

11. Color

#### F. Determinación del caudal que manejará el sistema de tratamiento de agua a partir del aforo de personas que lo utilizan actualmente

1. Se investigó en la literatura citada el flujo de agua que utiliza una persona para lavarse las manos y para cada descarga de un inodoro.
2. A partir de estos datos y el aforo actual de personas, se calculó un caudal promedio por día.

#### G. Análisis de los resultados obtenidos en evaluación fisicoquímica y microbiológica

1. Se comparó los datos obtenidos, según los requerimientos del Acuerdo Gubernativo no.236-2006.
2. Se comparó los datos obtenidos con las concentraciones normales de contaminación de aguas negras.
3. Se definió los parámetros que deberían tratarse para cumplir con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006.

#### H. Pronóstico del caudal y concentración de contaminantes del efluente de los baños.

1. Se solicitó al Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) los datos de precipitación pluvial en Amatitlán, correspondientes a los últimos 10 años.
2. Se realizó un programa en "R" para realizar el pronóstico.
3. Se ingresó los datos al programa y se realizó el pronóstico para los próximos 15 años, incluyendo el año 2020.
4. Se comparó los datos del pronóstico con los datos tomados del año 2020.
5. Con el área de la loza que cubre el tanque colector de aguas residuales de los baños, se calculó el posible caudal extra de agua pluvial que podría entrar en la apertura actual del mismo, como una prevención. Este caudal está libre de contaminantes, por ser agua de lluvia.

6. Luego se investigó en el Instituto Nacional de Estadística de Guatemala el aumento poblacional de los últimos años en Amatitlán para hacer una relación con el aforo de personas que utilizan los baños.
7. Con el caudal base, los datos del pronóstico de lluvia y pronóstico poblacional, se realizó un pronóstico del caudal de los baños de los próximos 15 años.
8. Con estos datos del pronóstico se calculó un caudal promedio, uno mínimo y uno máximo para el dimensionamiento de los equipos.
9. Se investigó en literatura caracterizaciones de aguas domésticas o aguas negras bajo condiciones similares a Amatitlán para determinar un rango promedio de contaminación del efluente de los baños de las casetas.

## I. Definición de tipo de tratamiento de agua

1. A partir de los parámetros que debían mejorarse, se seleccionó los tipos de tratamiento que se necesitaban para el agua residual.
  - a. Se realizó una matriz con posibles opciones, espacio requerido disponible, recursos, ventajas y desventajas.
  - b. Se evaluó el espacio y recursos disponibles para poder hacer la selección más accesible de acuerdo con la comunidad.
2. Se estableció los mecanismos necesarios que debían utilizarse en el tipo de tratamiento de agua.

## J. Dimensionamiento del pretratamiento

1. Se investigó en literatura citada el tipo de pretratamiento adecuado para aguas negras.
2. Se determinó la velocidad lineal del efluente y el caudal.
3. Se calculó el área superficial base para la rejilla utilizando el caudal máximo y la velocidad lineal.
4. Se estableció un ancho de canal de 0.04 m.
5. Se determinó la altura total con la altura base y una altura de seguridad de 0.03m.
6. Se determinó la longitud, el ancho y espacio entre las varillas.
7. Se calculó el número de varillas necesarias.

## K. Dimensionamiento y balance de masa del equipo de tratamiento primario.

1. Se investigó en literatura citada la eficiencia de remoción de los contaminantes de acuerdo con el tratamiento primario y mecanismo seleccionado.
2. Se determinó la concentración final de la demanda química de oxígeno con una cinética de primer orden utilizando como base el tiempo de residencia proporcionado por el proveedor de la cepa MICROCAT-ST.
3. Con las concentraciones de contaminantes del efluente de los baños y la eficiencia de remoción, se calculó el estado final del efluente, luego del tratamiento primario.
4. Se calculó la altura del nivel de agua residual en la fosa séptica, de acuerdo con el caudal, área superficial y los 14 días que tarda en llenarse.
5. Se calculó la carga de la demanda química de oxígeno en el afluente del tratamiento primario.
6. Se determinó el tiempo de residencia de las bacterias de acuerdo a datos del proveedor y literatura citada.
7. Con el caudal y el tiempo de residencia se calculó el volumen necesario del reactor anaerobio y el volumen de diseño (20% más del necesario) de los tres flujos (promedio, mínimo y máximo).
8. Se tomó el volumen del flujo máximo para el dimensionamiento.
9. Se realizó una corrección al tiempo de residencia hidráulica de acuerdo con el tamaño definido del reactor.
10. Luego se calculó el flujo de metano con la conversión de la demanda química de oxígeno y su porcentaje de remoción.
11. El metano tiene una concentración de 70% en el biogás, con esto se calculó la producción de biogás en el sistema.
12. Luego, se calculó la producción de lodos con el flujo de sólidos suspendidos totales de la entrada y salida del sistema.

## L. Dimensionamiento y balance de masa del equipo de tratamiento secundario.

1. Se investigó en literatura citada la eficiencia de remoción de los contaminantes de acuerdo con el tratamiento secundario y mecanismo seleccionado.
2. Con el estado del efluente del tratamiento primario y la eficiencia de remoción, se calculó el estado final del efluente, luego del tratamiento secundario.
3. Con los datos proporcionado por INSIVUMEH se determinó la temperatura promedio, mínima y máxima en Amatitlán.
4. Se seleccionó la vegetación a utilizar, según el tipo de humedal artificial seleccionado, su flujo, condiciones ambientales y capacidad de remoción de contaminantes.

5. También con literatura citada se determinó la constante cinética para el tratamiento seleccionado de acuerdo con la vegetación seleccionada.
6. Se calculó el volumen y área superficial del tratamiento para los tres flujos.
7. Se seleccionó el área máxima.
8. Con una relación de 2:1 de largo y ancho, se calculó las dimensiones del humedal.
9. Se calculó las áreas necesarias para cada zona del tratamiento, siendo 2 metros de entrada, 1 de salida, 30% de la longitud en la zona inicial y 70% en la zona final.
10. Luego se determinó el tiempo de residencia para cada uno de los flujos.
11. Se seleccionó el medio filtrante de acuerdo con los contaminantes a remover.
  - a. Para la zona de entrada y salida, se seleccionó grava con un diámetro de partícula de 40-80mm para remover sólidos que provengan del afluente y sólidos que podría llevar el efluente.
  - b. Para la zona inicial y final, se seleccionó granito con un diámetro de partícula de 20-30mm para que puedan crecer las raíces de la planta y remover los nutrientes.
12. Por último, se calculó el flujo másico de salida del tratamiento.

#### M. Selección de equipo auxiliar y dimensionamiento

1. Se seleccionó el equipo auxiliar necesario.
2. Se investigó en literatura citada la velocidad lineal recomendada para los diferentes tipos de flujos de los sistemas.
3. Con la velocidad lineal y caudal, se dimensionó las tuberías para cada una de las líneas del sistema.
4. Luego, se dimensionó las bombas de acuerdo con el flujo másico, diámetro de tuberías, diferencial de presión, incrustaciones, pérdidas de fricción.

#### N. Estimación de inversión inicial

1. Se determinó la inversión inicial del equipo necesario para el sistema con cotizaciones, factores e índices de Marshall y Swift (en Perry, capítulo 9, tabla 9-50) y costos de importación.
2. Luego se determinó los costos de los accesorios con diferentes cotizaciones.
3. Se calculó los costos de construcción de acuerdo con la información de literatura y estimaciones.
4. Los costos de instalación del equipo, el equipo de control y equipo eléctrico se realizaron con factores de Perry, capítulo 9, tabla 9-54.

## O. Estimación de costos de operación y mantenimiento

1. Se determinó los costos involucrados en la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento de aguas negras.
2. Se calculó el número de operarios necesarios para su funcionamiento.
3. Se investigó sobre el salario mínimo en Guatemala para calcular el costo por hora ordinaria.
4. Se calculó las horas extras dobles por trabajar los días domingo.
5. Se calculó el costo de mano de obra sin prestaciones.
6. Se investigaron las prestaciones que se deberían pagar al operario.
7. Se calculó el costo de mano de obra con prestaciones.
8. Se investigó el precio de energía eléctrica por kWh.
9. Se calculó la potencia y la energía consumida por el equipo del sistema de tratamiento de aguas negras.
10. Se calculó el costo de operación por la energía eléctrica consumida.
11. Se investigó el costo de agua municipal por m<sup>3</sup>.
12. Se calculó el ahorro por la comunidad por el sistema de agua de reuso.
13. Se determinó los costos de mantenimiento para el tratamiento de aguas negras.
14. Se determinó la cuota adicional que debería pagar la comunidad para el sistema de tratamiento de aguas negras.

## P. Elaboración de simulador en Excel

1. Al finalizar todos los cálculos, se realizó un simulador en Excel para futuras variaciones y cambios que podrían darse dentro del sistema.
2. En el simulador se colocó el resumen de datos asumidos, una pestaña dónde puede haber variación de datos, diagramas de bloques, esquema del sistema de tratamiento de agua, cálculos divididos y el pronóstico realizado.

## VII. RESULTADOS

Cuadro No. 5. Caracterización fisicoquímica y microbiológica realizada por un laboratorio certificado con su comparación con el límite permitido del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006

Parámetro	Resultado	Límite Permitido Acuerdo Gubernativo 236-2006	Unidad	Método de Análisis	Cumplimiento
Sólidos suspendidos totales	93.6	100	mg/L	SMEWW 2540D	Sí
Grasas y aceites	6.6	10	mg/L	SMEWW 5520 B	Sí
DBO <sub>5</sub> a 20°C	72	200	mg/L	SMEWW 5210 D	Sí
DQO	478	478	mg/L	HACH 8000 equivalente SMEWW 5220 D	Sí
Nitrógeno total	203	20	mg/L	HACH 10072 HACH10127 adaptación de SMEWW 4500-P B-C	No
Fósforo total	67.7	10	mg/L	HACH 8027 HACH 8023 adaptación de SMEWW 3500-Cr B	No
Cianuro total	0.036	1	mg/L	HACH 8025 adaptación de SMEWW 2120C	Sí
Cromo hexavalente	No detectable	0.1	mg/L	HACH 8025 adaptación de SMEWW 2120C	Sí
Color aparente	647	500	Unidades platino cobalto	SMEWW2120 C	No
Color verdadero	310	500	Unidades platino cobalto	SMEWW9210 B	Sí
Coliformes totales	790,000.00	10,000.00	Número más probable en 100 mL	SMEWW9210 B	No

Notas: Las celdas sombreadas corresponden a los parámetros que no cumplen con los especificados en el Acuerdo Gubernativo 236-2006.

Cuadro No. 6. Concentraciones del efluente de los servicios sanitarios para el sistema de tratamiento

Flujo	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	NT (mg/L)	FT (mg/L)	Coliformes (NMP/100mL)
Afluente	253.63	478	2,397.70	47.80	23.90	790,000.00

Notas: DQO: Demanda química de oxígeno, DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total, NMP: número más probable. El cálculo se muestra en el cálculo no. 19 y 20. Los datos utilizados se encuentran en el Cuadro No. 21.

Cuadro No. 7. Caudal promedio, mínimo y máximo pronosticado para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán con respecto al aforo de personas que lo utilizan

Flujo	Caudal (m <sup>3</sup> /día)	Aforo (Personas/día)
Promedio	6.95	247.63
Mínimo	3.63	128.57
Máximo	13.72	490.49

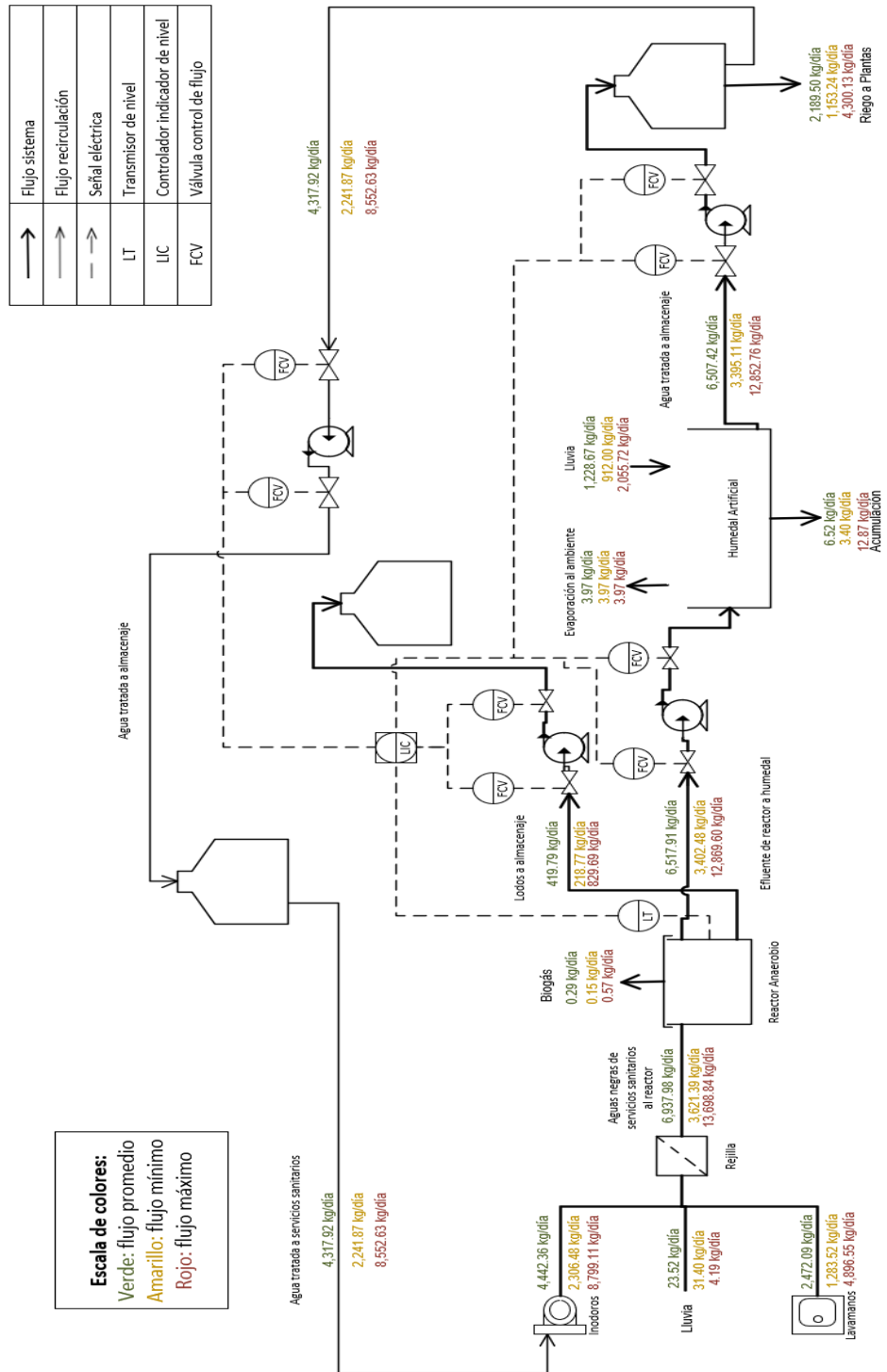
Notas: El cálculo se muestra en los cálculos no.12 y no. 13, los datos utilizados se encuentran en los cuadros no. 19, 34, 35, 36 y 38.

Cuadro No. 8. Concentraciones finales del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán con su comparación con el límite permitido por el Acuerdo Gubernativo No. 236-2006

Efluente	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	NT (mg/L)	FT (mg/L)	Coliformes (NMP/100mL)
Época seca (noviembre - abril)	12.69	4.66	63.77	2.55	4.00	513.50
Época lluviosa (mayo-octubre)	12.21	4.48	61.33	2.46	3.85	493.89
Límite permitido Acuerdo Gubernativo 236-2006	200.00	478.00	100.00	20.00	10.00	10,000.00
Cumplimiento	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

Notas: DQO: Demanda química de oxígeno, DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total, NMP: número más probable. El cálculo se muestra en el cálculo no. 67 y 68. Los datos utilizados se encuentran en los cuadros no. 71 y 72.

Figura No. 9. Diagrama del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán propuesto



Cuadro No. 9. Especificaciones de la rejilla de pretratamiento

Especificaciones de rejilla	
Altura (m)	0.03
Ancho canal (m)	0.04
Altura de seguridad para evitar desbordamiento (m)	0.3
Altura total del canal (m)	0.33
Área (m <sup>2</sup> )	0.01
Ángulo respecto la horizontal (°)	75.00
Longitud de barras (m)	0.34
Espacio (m)	0.02
Ancho de varilla (m)	0.005
Número de varillas (unidad)	1.60

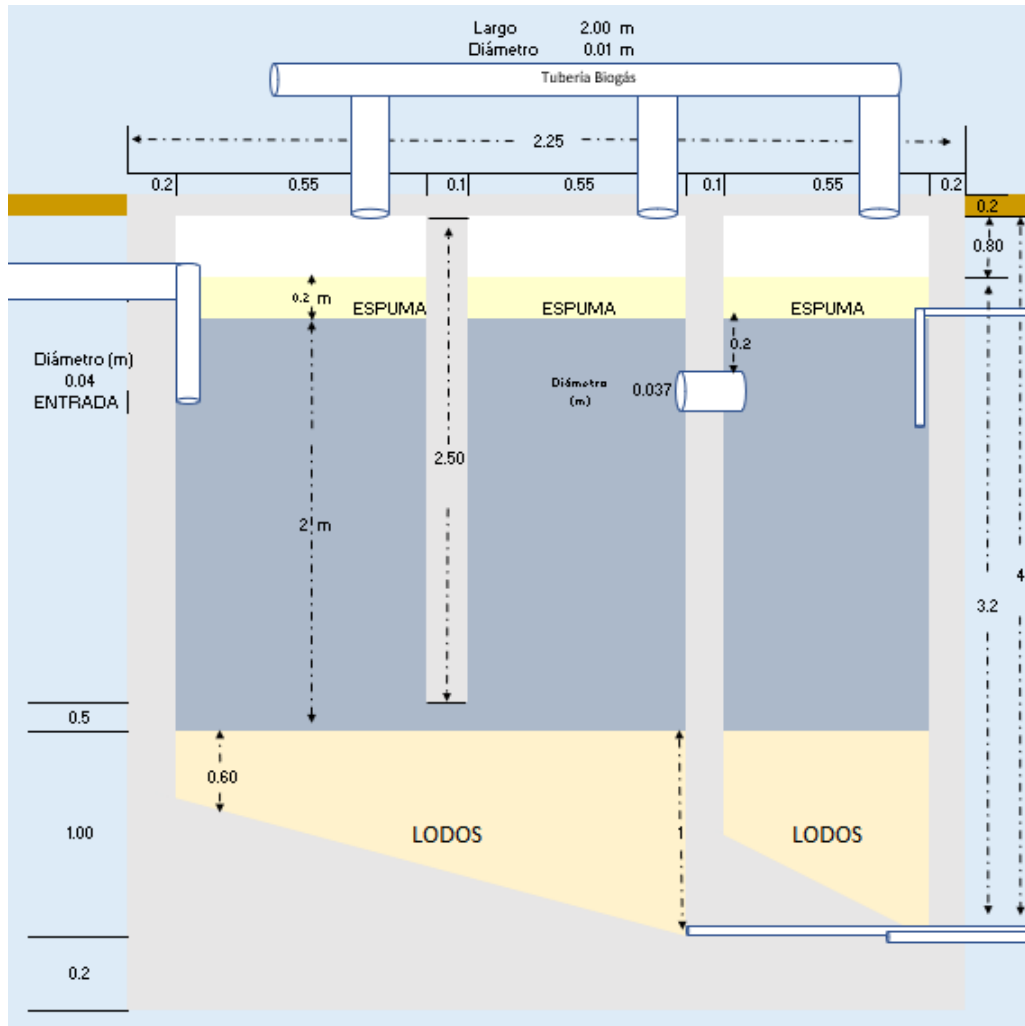
Notas: Los cálculos para las especificaciones se encuentran del cálculo no. 14 al no. 18.

Cuadro No. 10. Especificaciones del reactor anaerobio con deflectores

Especificaciones reactor anaerobio	
Volumen total (m <sup>3</sup> )	16.5
Volumen máximo para uso (m <sup>3</sup> )	13.2
Volumen de seguridad 20% (m <sup>3</sup> )	3.3
Altura del nivel máximo de espuma (m)	0.2
Altura reactor en zona sin inclinación (m)	4.40
Ancho reactor (m)	2.50
Largo reactor (m)	2.25
Altura del nivel máximo de agua residual (m)	3.2
Altura espacio gases (m)	0.80
Cantidad de módulos (unidad)	3
Largo módulo (m)	0.55
Inclinación del fondo de módulos (%)	10.0
Altura máxima de lodos en módulos (m)	1
Altura mínima de lodos en módulos (m)	0.60
Altura promedio de lodos en módulos (m)	0.8
Tiempo de residencia hidráulica máxima (h)	54.59

Notas: Los cálculos para las especificaciones se encuentran del cálculo no. 21 al no. 43.

Figura No. 10. Esquema del reactor anaerobio con deflectores para ejemplificación en simulador



Notas: Los datos para el esquema fueron tomados del Cuadro No. 5 y del Cuadro No. 8. El área azul oscuro representa el agua residual, el área anaranjado claro representa la altura máxima de lodos, el área amarilla representa la altura máxima de espuma, el área café representa la superficie de la tierra. El esquema del equipo se encuentra en anexos.

Cuadro No. 11. Condiciones de operación del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Condiciones de reactor	
Temperatura	27 °C
Presión	1.01 atm
K <sub>DQO</sub>	64 kgDQO/mol CH <sub>4</sub>
R	0.08206 atm*L/mol*K
Cepa microorganismos	MICROCAT-ST ----
Dosis microorganismos	0.01 kg/día
Constante cinética a 27°C	0.4185 1/h
Rango temperatura para microorganismos	10-40 °C

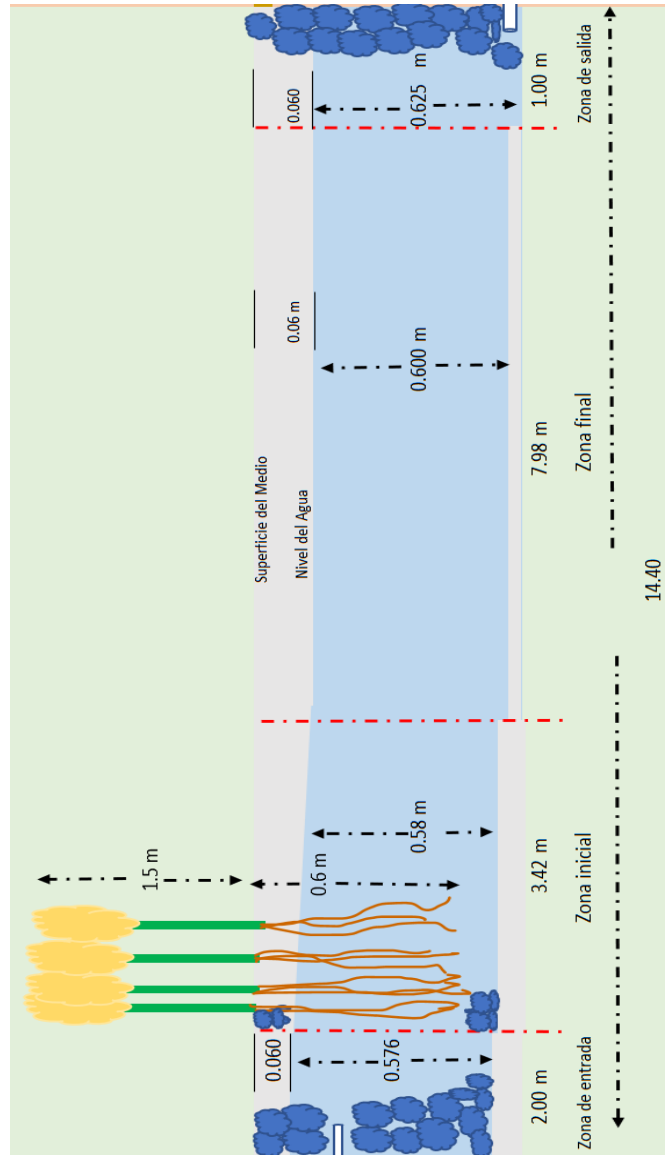
Notas: R: constante ideal de los gases, K<sub>DQO</sub>: factor que representa cuántos kg de DQO es un mol de metano, CH<sub>4</sub>: metano, atm: atmósfera, L: litro, K: Kelvin. Constante cinética fue tomada de: (Pérez, Niño, Hernández, & Hernández, 2007).

Cuadro No. 12. Dimensiones del humedal artificial de flujo subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Elevación/ profundidad	E. de fondo (m)	E. superficie del agua (m)	P. del agua (m)	P. del medio (m)	Largo (m)	Ancho (m)	Piedra	Diámetro de las piedras (mm)
Zona de entrada	0.067	0.644	0.576	0.704	2.00	7.2	Grava	40-80
Zona inicial	0.057	----	----	----	3.42	7.2	Granito	20-40
Zona final	0.040	0.640	0.600	0.700	7.98	7.2	Granito	20-40
Zona de salida	0.000	0.625	0.625	0.625	1.00	7.2	Grava	40-80

Notas: E: elevación y P: profundidad. Los cálculos se muestran del cálculo no. 57 al no. 64. Se utilizaron los datos de los cuadros no. 13, 30, 68 y 69.

Figura No. 11. Esquema del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal para ejemplificación en simulador



Notas: Todas las medidas están dadas en metros. Se utilizó la información de los cuadros no. 7 y 8. El esquema de este tratamiento se encuentra en anexos.

Cuadro No. 13. Especificaciones del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Características de humedal	Valor
Constante cinética a 20°C (1/d)	1.104
Pendiente del fondo del humedal	0.50
Plantas	<i>Phragmites australis</i>
Profundidad de las raíces (m)	0.60
Pérdida de carga zona inicial (m)	0.06
Porosidad de grava (n)	0.48
$\theta$	1.06
%Ks	0.01
Relación Largo-Ancho	2
Largo (m)	14.4
Ancho (m)	7.2
Flujo	Horizontal

Notas: %Ks es el porcentaje que representa la conductividad hidráulica en la pérdida de carga,  $\theta$ : es el coeficiente de Arrhenius. Los cálculos se muestran del cálculo no. 57 al no. 64. Se utilizaron los datos de los cuadros no. 30, 68 y 69.

Cuadro No. 14. Especificaciones de tubería del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	Tubería	Velocidad lineal (m/s)	Diámetro necesario (m)	Diámetro disponible (m)	Diámetro interno (m)	Espesor de pared (m)
1	Afluente reactor anaerobio	0.30	0.04	0.051	0.042	0.009
2	Efluente reactor anaerobio	0.76	0.02	0.025	0.023	0.005
3	Biogás reactor anaerobio	1.52	0.01	0.013	0.015	0.003
4	Lodos zona 1 y2 reactor anaerobio	0.06	0.05	0.102	0.080	0.016
5	Lodos zona 3 reactor anaerobio	0.06	0.03	0.102	0.080	0.016
6	Efluente humedal	0.76	0.02	0.025	0.023	0.005
7	Afluente de inodoros	0.76	0.02	0.025	0.023	0.005

Notas: El diámetro disponible es según la norma IPS. Los cálculos se encuentran desde el cálculo no. 44 al 47. Los datos utilizados se encuentran en los cuadros no. 29, 57 al 63.

Cuadro No. 15. Especificaciones de bombas centrífugas del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Característica	Extracción lodos	Efluente reactor	Efluente humedal	Efluente tanque de almacenamiento de agua tratada
Eficiencia ( $\eta$ ) (%)	85%	85%	85%	85%
Potencia calculada de la bomba W (hp)	19.65 (0.026)	96.52 (0.13)	300.48 (0.40)	164.32 (0.22)
Potencia del motor W(hp)	23.12 (0.031)	113.55 (0.15)	353.51 (0.47)	193.32 (0.26)
Potencia bomba y motor propuesta W (hp)	372.85 (0.5)	372.85 (0.5)	372.85 (0.5)	372.85 (0.5)
Base (m)			0.17	
Altura (m)			0.22	
Largo (m)			0.28	
Velocidad (rpm)			3,450	
Protección de bombas	Las bombas son colocadas dentro de cajas metálicas cerradas con candado			
Sistema de control	Sensores de nivel por 3 electrodos para nivel máximo, mínimo y promedio.			
Funcionamiento	Cuando el agua residual en el reactor anaerobio alcance el nivel máximo se accionan las bombas y cuando alcance el nivel mínimo se paran.			

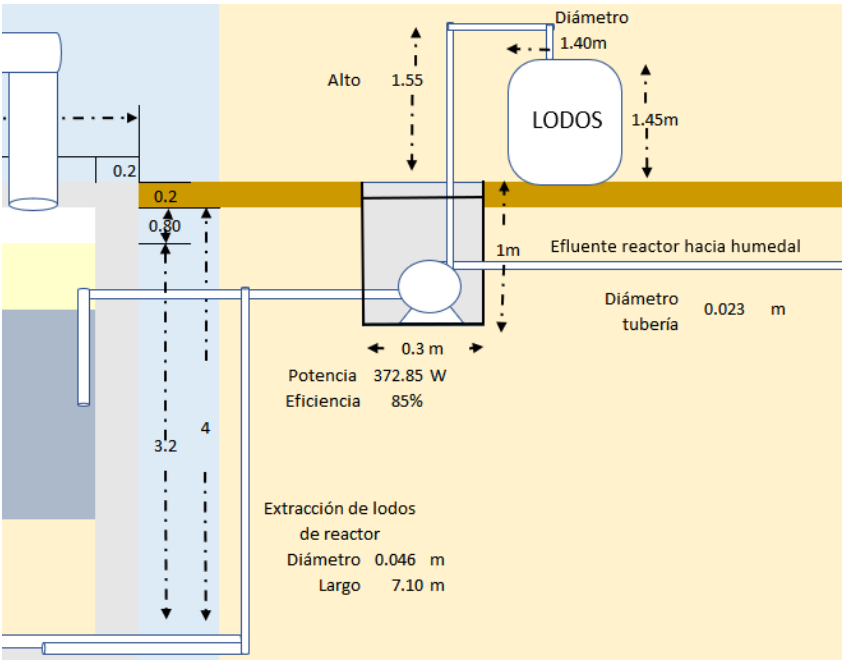
Notas: Los cálculos se encuentran desde el cálculo no. 48 al 51. Los datos utilizados se encuentran en los cuadros no.29 y 64.

Cuadro No. 16. Especificaciones de los tanques de lodos, agua tratada y agua para los inodoros del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Especificaciones	Tanque lodos	Tanque agua tratada	Tanque baños
Largo tubería de Afluente (m)	7.10	5.70	31.10
Altura tubería (m)	5.55	3.65	4.45
Volumen del tanque (m <sup>3</sup> )	1.10	4.31	4.33
Volumen de diseño tanque (m <sup>3</sup> )	1.32	5.17	5.19
Tanque disponible m <sup>3</sup> (gal)	1.5 (396.26)	6 (1,585.03)	6 (1,585.03)
Diámetro (m)	1.40	2.22	2.22
Altura (m)	1.45	2.05	2.05
Distribución de flujo		Vertical	

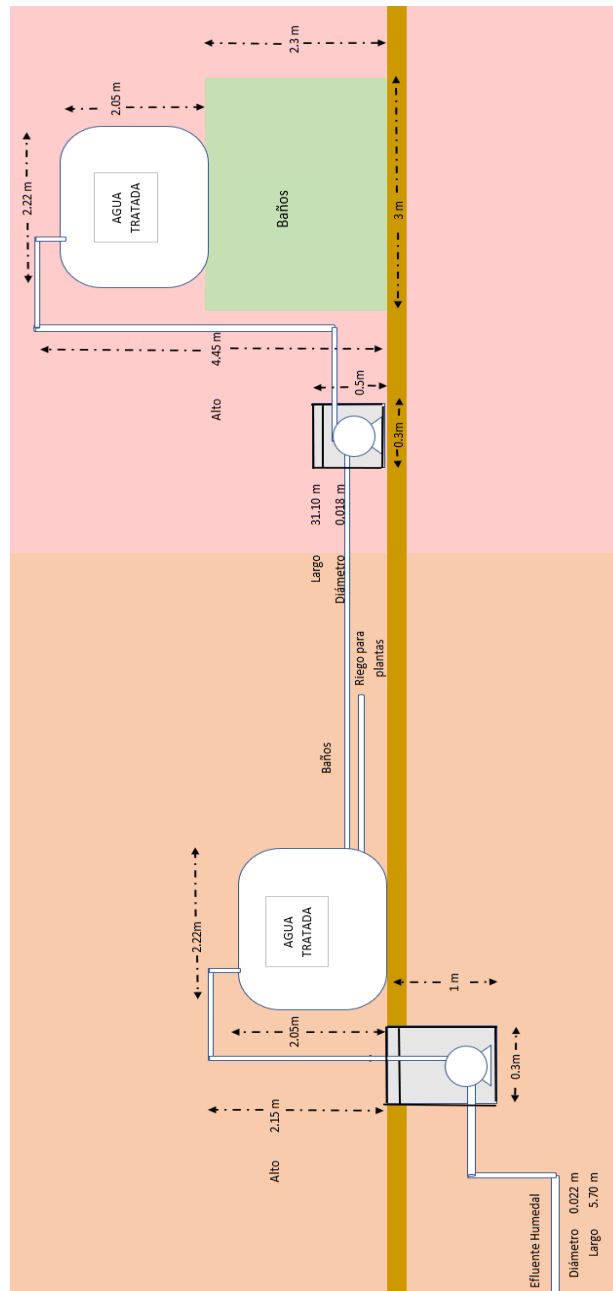
Notas: Los cálculos se encuentran desde el cálculo no. 46 y 69. Los datos utilizados se encuentran en los cuadros no. 75 y 76.

Figura No. 12. Esquema de sistema de tuberías, bomba centrífuga y tanque de lodos para ejemplificación en simulador



Nota: Los datos se tomaron de los cuadros no. 14, 15 y 16. El esquema se encuentra en anexos.

Figura No. 13. Esquema de tuberías, bombas y tanques de agua tratada y tanque para los inodoros para ejemplificación en simulador



Nota: Los datos se tomaron de los cuadros no. 14, 15 y 16. El esquema se encuentra en anexos.

Cuadro No. 17. Inversión inicial total del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Inversión Inicial		
Equipo	Q	21,184.34
Instalación equipo	Q	8,685.58
Material para construcción	Q	13,548.87
Construcción	Q	30,678.00
Accesorios	Q	1,352.85
Equipo control	Q	2,753.96
Equipo eléctrico	Q	2,753.96
<b>Total</b>	<b>Q</b>	<b>80,957.56</b>

Nota: El cálculo se encuentra del cálculo no. 70. Los datos se tomaron de los cuadros no. 77 al 80. Para la instalación del equipo, equipo de control y equipo eléctrico se utilizó los factores de Marshall y Swift de Perry (tabla 9-53).

(Perry, Green, & Maloney, 1997)

Cuadro No. 18. Análisis económico del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Análisis económico del sistema de tratamiento de aguas negras		
Costos de operación	Q	13,550.03
Costos de mantenimiento	Q	7,833.00
Costos de mano de obra	Q	67,356.54
Costos anuales sin ahorro	Q	88,739.56
Ahorro promedio por agua de reuso	Q	22,681.42
<b>Costo anual</b>	<b>Q</b>	<b>66,058.14</b>
<b>Costo mensual</b>	<b>Q</b>	<b>5,504.85</b>

Nota: Los cálculos se encuentran del cálculo no. 71 al 85. Los datos se tomaron de los cuadros no. 81 al 84.

## VIII. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El objetivo general del trabajo de graduación consistió en proponer un sistema de tratamiento anaeróbico para las aguas residuales en el área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán para que su efluente cumpla con el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006 para agua de reuso. El sistema planteado de tratamiento constaría de dos etapas principales: un reactor anaerobio y un humedal artificial de flujo subsuperficial donde se llevan a cabo el tratamiento primario y secundario del agua residual. Para su dimensionamiento, se consultó información en literatura citada sobre concentraciones de contaminantes, eficiencias de remoción y se realizó un pronóstico del estado del efluente de los baños.

En el Cuadro no. 5, se puede observar los resultados fisicoquímicos y microbiológicos de la muestra tomada de la fosa séptica de los baños. Los parámetros determinados fuera de los límites permitidos por el Acuerdo 236-2006 fueron el nitrógeno total con 203 mg/L, fósforo total con 67.7 mg/L, color aparente con 647 unidades platino cobalto y coliformes totales con 790,000 NMP/100 mL. Los sólidos suspendidos totales, grasas y aceites están cercanos al límite con 93.6 mg/L y 6.6 mg/L respectivamente. Los valores que más resaltaron fueron el nitrógeno total, fósforo total y la demanda biológica de oxígeno (72 mg/L). Estas concentraciones pudieron haber sido afectados por el tiempo de residencia del agua residual dentro de la fosa séptica. La muestra se tomó un día de extracción y limpieza luego que había sido almacenada por un período de 14 días. Por esta razón, la demanda biológica de oxígeno fue baja porque los microorganismos ya habían consumido el oxígeno en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica. Así también, al haberse acumulado el afluente de 14 días, los nutrientes (nitrógeno y fósforo) pudieron haber aumentado su concentración

En la revisión bibliográfica realizada sobre aguas domésticas y aguas negras, se determinó la concentración promedio o frecuente de los contaminantes del agua residual porque no se pudo utilizar todos los valores de los resultados de la muestra tomada por el tiempo de residencia que llevaba dentro de la fosa séptica. Las concentraciones de los contaminantes se mantienen, aunque varíe el caudal porque se depositan las aguas negras en las mismas proporciones. Las concentraciones calculadas se encuentran en el Cuadro no. 5 que son los principales parámetros que se deben reducir para utilizar el agua como un reuso a una fuente no alimenticia.

El caudal del afluente del sistema es afectado por varios factores, es por eso, que para su pronóstico se tomó en cuenta la lluvia, aforo de personas, frecuencia de festividades, volumen actual del reactor y tiempo de residencia actual. La época lluviosa en la región corresponde al período comprendido entre los meses de mayo a octubre, con un promedio 1,196.20 mm de lluvia y la época seca, entre noviembre y abril, con un promedio de 56.85 mm es importante tomarlo en cuenta porque dentro de la fosa séptica podría haber infiltraciones, desde 4.19 kg/día a 23.55 kg/día, aunque comparado con el caudal estas infiltraciones son mínimas y se considera que no afecta en las concentraciones dentro del equipo. En cambio, el humedal es abierto a la atmósfera que en días lluviosos puede afectar al volumen y concentración de contaminantes. También se toma en cuenta porque en días lluviosos, se reduce el aforo de personas que utilizan los baños.

En la determinación del caudal, también se consideró las festividades porque en estos días se incrementa el flujo de personas y el sistema debe estar preparado para tratar todo el efluente de los baños. Estas fechas se determinaron con feriados nacionales y fiestas patronales del lugar, tomando así un aforo del 150% sobre el aforo normal. Así también, el aforo de personas y su incremento es necesario considerarlo para que el sistema de tratamiento sea efectivo por las variaciones en caudal. El incremento anual de personas se calculó de acuerdo con el aumento de la población en Amatitlán que es de 1.62% (Instituto Nacional de Estadística, 2020) y las personas que actualmente utilizan los baños. Por último, se investigó el flujo de descarga por cada persona cuando va al baño, dando un promedio de 27.97 L/persona, incluyendo la descarga en el inodoro y la descarga del lavado de manos. El aforo mínimo fue de 129 personas, máximo de 491 personas y promedio de 248 personas, como también un caudal con flujo mínimo de 3.63 m<sup>3</sup>/día, máximo de 13.72 m<sup>3</sup>/día y promedio de 6.95 m<sup>3</sup>/día.

Se propuso un pretratamiento antes de ingresar al sistema de tratamiento de aguas negras debido a posibles residuos u objetos que pueda llevar el efluente como toallas sanitarias, juguetes, rocas, entre otros, que puedan ser perjudiciales al sistema. El pretratamiento propuesto consistió en una rejilla con un área de 0.01 m<sup>2</sup>, un ancho de 0.04 m y una altura de 0.33 m. La rejilla estaría posicionada a un ángulo de 75° respecto la horizontal, con dos varillas y un espacio entre cada una de 0.02 m para poder remover de una manera más eficiente los objetos en el efluente. Se utilizó una inclinación para evitar el estancamiento de los sólidos en toda el área de la rejilla y 2 varillas con un espacio de 0.02 m para que haya suficiente espacio para retener los sólidos no deseados, pero también, para exista espacio para que no se retengan los sólidos fecales, o que con la acción del flujo de agua, reduzcan su tamaño y se muevan al tanque del tratamiento primario.

De acuerdo con los cálculos realizados y a la disponibilidad de instalaciones en el lugar estudiado, el tratamiento primario debería ser una adaptación de la fosa séptica existente del lugar, con un volumen actual de 25.17 m<sup>3</sup>. Actualmente, la fosa séptica no cuenta con un sistema de extracción del efluente, ni de lodos, por lo que dificulta a la comunidad hacer su limpieza. Aparte, no tiene un postratamiento o un manejo adecuado del efluente. Este se traslada a una fosa séptica más grande, ubicada a 53.53 m de distancia. Debido a esto, se consideró realizar una adaptación de la fosa séptica actual para reducir costos y aprovechar la construcción existente. Se propuso un reactor anaerobio con deflectores, de tres compartimientos, y que utilizaría una cepa de microorganismos, neutralizantes, desodorizantes y enzimas.

El reactor anaerobio con deflectores propuesto lograría una remoción hasta de 99.3%(m/v) para DQO calculada a partir de la cinética de primer orden, ejemplificada en el cálculo no. 22. Obteniendo una concentración final de 3.15 mg/L con un tiempo de residencia de 12 horas. Se tomó este tiempo de residencia de acuerdo con los datos proporcionados en literatura citada e información proporcionada por el proveedor de la cepa comercial MICROCAT-ST. Luego, para las demás eficiencias, se utilizó literatura citada obteniendo, 67 %(m/v) para DBO<sub>5</sub>, 73.41 %(m/v) para los sólidos suspendidos totales, 77 %(m/v) para el nitrógeno total, 47 %(m/v) para el fósforo total y 93.50 %(m/v) para los coliformes, como se observa en el cuadro no. 42. Los porcentajes de remoción son relativamente altos porque al tener tres compartimientos diferentes y un tiempo de residencia corregido entre 14-56 horas, se lograría reducir de mejor manera los contaminantes. Se propuso una inclinación del fondo de las cámaras, correspondiente al ángulo formado por el 10% de la altura total de las cámaras o módulos del reactor, en el fondo de este para una mejor colección, remoción y extracción de lodos y evitar que queden residuos. Aparte, se propone en el sistema colocar MICROCAT-ST que es una mezcla de microorganismo, desodorizantes, tensioactivos, neutralizantes y enzimas para reducir la cantidad de grasas, aceites, celulosa, pelo y para acelerar la descomposición de compuestos orgánicos. Esta mezcla ayuda a que la producción de lodos sea de 4% respecto a los sólidos suspendidos totales y se pueda reducir costos de mantenimiento y extracción de lodos.

El reactor cuenta con un volumen total de 16.5 m<sup>3</sup> (corresponde al volumen actual del tanque) y se calculó una capacidad de 13.2 m<sup>3</sup> para el manejo del agua residual. Esta capacidad se calculó usando el caudal máximo posible para asegurarse que se pueda tratar todo el flujo que entre al sistema y no haya desbordamientos en el lugar. En este proceso se genera biogás que se debería aprovechar, adicionándolo al que se produciría en otros sistemas de tratamiento de

residuos que se piensan implementar. Se determinó un espacio para acumular el biogás generado dentro del equipo, correspondiente al 20% del volumen total del tanque, para evitar que salga del equipo con mucha presión y que haya suficiente espacio para los días con caudales altos.

Con el tratamiento propuesto se reduciría el valor de las concentraciones de contaminantes a las deseadas para el DQO, DBO<sub>5</sub>, nitrógeno y fósforo, pero los sólidos suspendidos y coliformes totales aún se encontrarían por encima de los límites, como se observa en el cuadro no. 43. Esto es debido porque en el reactor anaerobio el tiempo de residencia hidráulica es entre 14.43 horas a 54.59 horas y la degradación de materia orgánica lleva entre 3 a 7 días. Por eso, se propuso un tratamiento secundario adecuado para reducir las concentraciones de los contaminantes faltantes.

El segundo tratamiento constaría de un tratamiento biológico en un humedal artificial de flujo subsuperficial, que usaría plantas del tipo *Phragmites australis*. Se seleccionó un humedal porque lograría reducir el 99% de coliformes y el 90% de sólidos suspendidos totales. Los sólidos suspendidos se remueven en la zona de entrada y zona inicial del humedal al realizarse una filtración en la grava y granito, que forma el medio filtrante. Los coliformes se degradarían por la actividad biológica del humedal. Se seleccionó un flujo subsuperficial porque, al encontrarse en un área con afluencia de personas, es mejor que el efluente no esté expuesto, además que se evitan problemas de insectos, animales y posible filtración de contaminantes. La vegetación seleccionada fue *Phragmites australis* porque tiene un bajo valor calórico, por lo que no es llamativo para roedores o aves, además es eficaz en la transferencia de oxígeno porque los rizomas penetran verticalmente y más profundamente (Araya, 2017). Se debería dar mantenimiento a esta vegetación para evitar que crezca más de 2 metros y evitar que se seque en épocas con bajo aforo de personas.

El afluente ingresa al humedal transportado dentro de una tubería de 0.023 m de diámetro y a 0.06 m debajo de la superficie del medio con un flujo horizontal. La zona de entrada del humedal está compuesta por grava con un diámetro equivalente de cada piedra entre 40-80 mm, para remover sólidos suspendidos y posibles sólidos que todavía se encuentren en el afluente. Luego, fluye por la zona inicial que tiene una longitud de 3.42 m donde se pierde el 1% de carga, luego en la zona final se pierde el 10% de carga y tiene una longitud de 7.98 m. Por último, está la zona de salida con una longitud de 1 m para remover sólidos que hayan quedado en el efluente y evitar taponamientos en la tubería de salida. Es necesaria la instalación de un canal de drenaje, con una rejilla protectora, alrededor de este sistema de tratamiento para evitar desbordamientos

en el área verde, si en dado caso, se da uno por lluvias fuertes, inundaciones o tormentas tropicales.

La capacidad en volumen del humedal es de  $62.23 \text{ m}^3$ , con un largo de 14.4 m y un ancho de 7.20 m con una retención de 1.93 días para flujos máximos y 7.30 días para flujos mínimos. Para el dimensionamiento y remoción de contaminantes se tomó en cuenta la precipitación pluvial porque es un sistema abierto y hay infiltración de agua, siendo en los meses de mayo a octubre con 23.83 mm/día siendo un total de 2,059.24 L/día en el humedal. Los porcentajes de remoción para  $\text{DBO}_5$ , DQO, sólidos suspendidos totales, nitrógeno total, fósforo total y coliformes son de 85 %, 90 %, 77 %, 69 % y 99 %, respectivamente, logrando las concentraciones de contaminantes requeridas tanto en la época lluviosa, como en la época seca aceptadas por el Acuerdo Gubernativo no. 236-2006, como se muestra en el Cuadro no.8.

El sistema de tratamiento de agua trabajaría con un flujo semicontinuo y es controlado por un sistema de nivel en el reactor anaerobio. Cuando el nivel de agua residual llega a una altura de 3.2 m (0.8 m desde la superficie), se accionan las bombas para transportar los flujos del agua residual. Las bombas se paran cuando el agua llega a una altura de 3 m (1 m desde la superficie). Para los lodos, la extracción se realiza cada dos días para transportarlos a un tanque de almacenamiento. El sistema requiere de cuatro bombas centrífugas para su funcionamiento con una potencia de 372.85 W, cada una para transportar los flujos necesarios. Esta bomba tiene un ciclo de trabajo de 50 minutos por 20 de descanso, una velocidad de 3,450 rpm y un flujo máximo de 90 L/min, como se muestra en la ficha técnica en anexos. La potencia de las bombas es mayor a la requerida porque se transportarán los fluidos únicamente cuando haya flujo disponible, por lo que su bombeo será en un menor tiempo.

Se propuso tres tanques de almacenamiento, uno para los lodos del reactor anaerobio, otro para el efluente del sistema de tratamiento de agua y otro para el almacenaje de agua tratada para los inodoros. Como se mencionó anteriormente, se realizaría una extracción de lodos cada dos días, y esto correspondería a un volumen entre  $0.44 - 1.65 \text{ m}^3$ . Se propuso un tanque vertical cerrado con un volumen de  $3.79 \text{ m}^3$  para que pueda ser almacenado por un período mínimo de 4 días. A estos lodos habría que realizarles una neutralización con cal hidratada ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) para su estabilización y para reducir su olor. Los lodos pueden utilizarse en procesos de compostaje, para producir un poco de biogás o como abono para las áreas verdes del lugar.

El segundo y tercer tanque también son verticales y tienen una capacidad de 5.68 m<sup>3</sup> para almacenar el agua tratada por un período máximo de un día. El segundo tanque fue calculado para tener una entrada del efluente del humedal y dos descargas para el reuso del líquido. La primera descarga se usaría para alimentar los depósitos de los inodoros, de esta forma se ahorra un promedio de 62 % del recurso hídrico porque es el elemento que más utiliza agua. La segunda descarga se podría usar para regar la vegetación del área verde del lugar utilizando un mínimo de 1.16 m<sup>3</sup> y un máximo de 4.31 m<sup>3</sup> por día. El tercer tanque que es del agua tratada para los inodoros está ubicado arriba de los baños y el flujo se acciona por gravedad.

La inversión inicial aproximada necesaria para implementar el sistema de tratamiento de agua es de Q80,957.56. La inversión abarca el costo del equipo, su instalación, el material y construcción de obra gris, los accesorios, el equipo de control y el equipo eléctrico. Los costos más elevados serían el costo del equipo, material de construcción y la construcción, siendo de Q21,184.34, Q13,548.87 y Q30,678.00, respectivamente. El costo de construcción se tomó en cuenta la excavación, nivelación del suelo, modificación de fosa séptica, impermeabilización del humedal, limpieza del lugar, entre otros. El costo del material para construcción se tomó en cuenta los materiales necesarios para la modificación de la fosa séptica y la construcción del humedal. La instalación del equipo, el equipo de control y el equipo eléctrico se calculó utilizando factores e índices de Marshall y Swift de Perry, respecto al costo del equipo.

Debido al mantenimiento que requiere el pretratamiento, el humedal, las bombas, los motores y limpieza del lugar se propone contratar a una persona capacitada para encargarse del funcionamiento del sistema de tratamiento de aguas negras, teniendo un costo total anual para la mano de obra de Q 67,356.54 y para equipo o elementos de mantenimiento un costo de Q 7,833.00 anuales. Para la operación se tiene un costo total anual de Q 13,550.03 anuales que incluye la energía eléctrica para las bombas, motores y el 30% de imprevistos. Lo cual da un total para los costos de operación y mantenimiento anuales de Q 88,739.56. En el análisis económico se incluyó el ahorro para la comunidad al no utilizar agua municipal para los inodoros y el riego de las plantas, dando un total de ahorro anual de Q 22,681.38. Por lo tanto, la cuota mensual extra, tomando en cuenta el ahorro, para la operación y mantenimiento es de Q 5,504.85.

El trabajo de graduación se utilizó literatura citada, que se pueden consultar en la sección de bibliografía, debido a causas externas que dificultaron la experimentación y toma de muestras en el lugar. Por esta razón, se realizó un simulador, que se encuentra en anexos, donde se colocó en una pestaña todos los valores teóricos utilizados en esta investigación que están dirigidos hacia todos los cálculos realizados. La función principal de este simulador es recalcular el dimensionamiento y el balance de masa, de acuerdo con algún cambio en los valores teóricos para que en algún estudio futuro se pueda validar estos datos o si se debe cambiar alguno, se puede volver a dimensionar el sistema de tratamiento de aguas negras, únicamente cambiando un dato.

De esta forma, se podría poner en marcha el sistema de tratamiento de agua y mantener los baños habilitados para la comunidad, evitando que se depositen las aguas negras en otros lugares. También en un futuro, se podría implementar un sistema parecido para la segunda fosa séptica, poder habilitar más baños y aumentar el aforo de personas en este lugar recreativo.

## IX. CONCLUSIONES

1. Las concentraciones de DBO<sub>5</sub>, DQO, sólidos suspendidos totales, nitrógeno total, fósforo total y coliformes totales que se determinaron mediante la revisión bibliográfica para el afluente del sistema de tratamiento de aguas negras propuesto son de 253.67mg/L, 478mg/L, 2,397.70 mg/L, 47.80 mg/L, 23.90 mg/L y 790,000 NMP/100mL, respectivamente.
2. El caudal proyectado de acuerdo con el aforo de personas, festividades y precipitación en el lugar para el afluente del sistema de tratamiento de agua es de 3.63 m<sup>3</sup>/día como flujo mínimo, 13.72 m<sup>3</sup>/día como flujo máximo y 6.95 m<sup>3</sup>/día como flujo promedio.
3. El proceso necesario propuesto para el tratamiento de agua según revisión bibliográfica para cumplir con los límites permitidos de los parámetros del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 consiste en un pretratamiento, un tratamiento primario, un tratamiento secundario, un sistema de extracción de lodos y un sistema para reuso del agua.
4. El equipo necesario y servicios auxiliares correspondientes al proceso seleccionado consisten en una rejilla con un área superficial de 0.01 m<sup>2</sup>, un reactor anaerobio con deflectores con una capacidad de 13.2m<sup>3</sup>, un humedal artificial con flujo subsuperficial horizontal de 62.23m<sup>3</sup>, un sistema de extracción de lodos, cuatro bombas centrífugas de 372.85 W, un tanque vertical para lodos de 1.5m<sup>3</sup>, un tanque vertical para el agua tratada de 5.68m<sup>3</sup> y un tanque para el agua recirculada para los inodoros de 5.68m<sup>3</sup>.
5. La inversión inicial aproximada necesaria para implementar el sistema de tratamiento de agua sería de Q80,957.56, que incluye el costo del equipo, su instalación, el material y construcción de obra gris, los accesorios, el equipo de control y el equipo eléctrico. Los costos totales anuales de mantenimiento y operación serían de Q 88,739.56, con un ahorro por el agua de reuso de Q 22,681.38, teniendo una cuota mensual adicional para la comunidad para el sistema de tratamiento de aguas negras de Q 5,504.85.

## X. RECOMENDACIONES

1. Analizar más muestras del efluente de los baños en época lluviosa, época seca y días de festividades para una mejor caracterización del agua residual.
2. Construir un sistema a escala laboratorio para verificar los porcentajes de remoción en cada tratamiento como método de validación de los datos recopilados.
3. Realizar una cinética de remoción de contaminantes y de crecimiento para la cepa MICROCAT-ST para estudiar su comportamiento, tiempo de vida y eficiencia de remoción de contaminantes, para determinar su efectividad y dosis adecuada para el sistema estudiado.
4. Involucrar a la comunidad en el proyecto para reducir los costos de construcción, y en la construcción del sistema de tratamiento de agua, para crear conciencia sobre los cuidados que se requerirían en el sistema y para el uso responsable del agua.
5. Realizar un estudio sobre el aforo de usuarios de los baños de la playa pública e incluir estacionalidades y días festivos.
6. Realizar análisis fisicoquímico y microbiológico cuando el sistema esté funcionando para verificar que se cumple con los límites permisivos para agua de reuso.
7. Realizar un análisis fisicoquímico y microbiológico a los lodos del reactor anaerobio para poder proponer un post tratamiento de los mismos.
8. Recolectar el biogás producido en el tratamiento primario y unirlo con el que se produciría en otros sistemas de tratamiento de residuos que se piensan instalar para utilizarlo como fuente de energía para la comunidad
9. Evaluar la utilización de los residuos de la planta *Phragmites australis* para producir artesanías que puedan comercializarse.
10. Proponer un sistema similar para el tratamiento de agua residual para implementarlo en la segunda fosa séptica del área cerrada del lugar, recuperando esos baños y el área.

11. Proponer un sistema de recolectores de agua pluvial para los servicios sanitarios y evitar el consumo de agua municipal.

## XI. BIBLIOGRAFÍA

- Abac, E., Arandi-Klee Aguirre, S., Granados, L., & Rivas, L. (2016). *Tratamiento de aguas residuales usando suspensión de sólidos en fosa séptica, biofiltros con material inorgánico, humedales artificiales de flujo sub-superficial y aireado, para la remoción de contaminantes*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.
- Acosta, R. (2008). *Saneamiento ambiental e higiene de los alimentos*. Córdoba: Editorial Brujas.
- (2006). *Acuerdo Gubernativo No. 236-2006*. Guatemala: Congreso de la República de Guatemala.
- (2000). *Acuerdo Gubernativo No. 986-1999*. Guatemala: Diario de Centro América.
- Araya, P. (2017). *Reducción de coliformes fecales en humedales artificiales de flujo subsuperficial*. Concepción: Universidad del BÍO-BÍO.  
doi:[http://replib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/3171/1/Araya\\_Valdebenito\\_Pablo\\_Esteban.pdf](http://replib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/3171/1/Araya_Valdebenito_Pablo_Esteban.pdf)
- Bioplast Depuración. (06 de 30 de 2017). *Aguas Residuales*. Recuperado el 22 de 01 de 2021, de Tanque Imhoff: historia y principio de funcionamiento:  
<https://www.aguasresiduales.info/revista/blog/tanque-imhoff-historia-y-principio-de-funcionamiento>
- Blázquez, L. (2016). *Guía de ingeniería y diseño para tubería de polietileno de alta densidad*. México: Policonductos, S.A. Recuperado el 21 de Enero de 2021, de  
<https://docplayer.es/6673326-Guia-de-ingenieria-y-diseno-para-tuberia-de-polietileno-de-alta-densidad.html>
- Castañón, M., & Rudamán, J. (2012). *Determinación de parámetros de diseño, puesta en marcha y evaluación de la eficiencia de humedales de flujo subsuperficial en la planta piloto Aurora II, para el tratamiento de aguas residuales domésticas*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Castillo Borges, E., Espadas Solís, A., Méndez Novelo, R., Chan Gutiérrez, E., & Vázquez Borges, E. (2013). Digestión anaerobia de efluentes de fosas sépticas. *Ingeniería Investigación y Tecnología, XIII(2)*, 339-349.
- Castro, M. (2015). *Un uso eficiente del agua doméstica: Tratamiento de aguas grises*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cheremisinoff, N. (2002). *Handbook of Water and Wastewater Treatment Technologies*. Estados Unidos: Pollution Engineering.
- Chuquitarqui, Y., & Velásquez, M. (2017). *Diseño y construcción de un reactor anaerobio de flujo ascendente para el tratamiento de aguas residuales*. Perú: Universidad Nacional del Altiplano.
- CONAGUA. (2013). *Manual de sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón*. México. Obtenido de <https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/135609/SGAPDS-3-13.pdf>

- CONAGUA. (2015). Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Humedales artificiales. En CONAGUA, *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento* (pág. 134). México.
- CONAGUA. (2015). Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. En C. N. Agua, *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. (pág. 92). México. Obtenido de [https://sswm.info/sites/default/files/reference\\_attachments/CONAGUA%202015.%20Manual%20Reactores%20anaerobios%20de%20flujo%20asce.pdf](https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/CONAGUA%202015.%20Manual%20Reactores%20anaerobios%20de%20flujo%20asce.pdf)
- CONAGUA. (2015). Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Tratamiento y disposición de lodos. En C. N. Agua, *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento* (pág. 600). México. Obtenido de [https://sswm.info/sites/default/files/reference\\_attachments/CONAGUA%202015.%20Manual%20Tratamiento%20y%20Disposici%C3%B3n%20de%20Lodos%2032.pdf](https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/CONAGUA%202015.%20Manual%20Tratamiento%20y%20Disposici%C3%B3n%20de%20Lodos%2032.pdf)
- Correa , S., Gamarra, Y., Salazar, A., & Pitta, N. (2015). Evaluación de la remoción de nitrógeno, fósforo y sulfurus en agua residual doméstica, utilizando Phragmites australis en bioreactores. *Información Tecnológica*, XXVII(6), 89-98. Recuperado el 18 de 12 de 20210, de <https://scielo.conicyt.cl/pdf/infotec/v26n6/art11.pdf>
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones*. Bogotá: Mc Graw Hill.
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamientos de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones*. Bogotá: Mc Graw Hill.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Bolivia: Centro Andino para la Gestió y Uso del Agua (Centro AGUA). Obtenido de <https://core.ac.uk/download/pdf/48017573.pdf>
- Díaz Fernández, J. M. (2018). *Ecuaciones y cálculos para el tratamiento de aguas*. Madrid: Editorial Paraninfo.
- Díaz Fulgan, N., & Mejía Tuche, J. (2013). *Caracterización, evaluación y propuestas para el mejoramiento de las tres plantas de tratamiento de agua residual doméstica por lodos activados en la mina Marlin, ubicada en el departamento de San Marcos*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Duarte, F., & Mejía, M. (2014). *Caracterización de aguas residuales domésticas e industriales del municipio de Tecpán, departamento de Chimaltenango y su propuesta de tratamiento*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Duque, P., Heras, C., Lojano, D., & Vilorio, T. (2018). Modelamiento del tratamiento biológico de aguas residuales; estudio en planta piloto de contactores biológicos rotatorios. *Revista Ciencia UNEMI*, XI(28), 88-96.
- Engineering ToolBox. (2003). *Roughness and surface coefficients*. Recuperado el 25 de 10 de 2020, de Engineering ToolBox: [https://www.engineeringtoolbox.com/surface-roughness-ventilation-ducts-d\\_209.html](https://www.engineeringtoolbox.com/surface-roughness-ventilation-ducts-d_209.html)
- FAO. (2011). *Manual de Biogás*. Chile: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura. Obtenido de <http://www.fao.org/3/as400s/as400s.pdf>
- Fuenzalida, D. (2012). *Operación de un sistema piloto de humedales construidos para la depuración de aguas servidas: Consideraciones de la actividad biológica en la*

*eliminación de materia orgánica y nutrientes*. Concepción: Universidad de Concepción. Obtenido de <http://www.eula.cl/giba/wp-content/uploads/2017/09/tesis-daniel-fuenzalida-2012.pdf>

- Gandarillas, V., Saavedra, O., Escalera, R., & Montoya, R. (2017). Revisión de las experiencias en el tratamiento de aguas residuales domésticas mediante reactores UASB en Cochabamba-Bolivia comparadas con las de Latinoamérica, India y Europa. *Investigación y Desarrollo*, 1(17), 83-98. Obtenido de [http://www.scielo.org.bo/scielo.php?pid=S2518-44312017000100008&script=sci\\_arttext](http://www.scielo.org.bo/scielo.php?pid=S2518-44312017000100008&script=sci_arttext)
- Giraldo Gómez, E. (1993). *Tratamientos anaerobios de las aguas residuales domésticas. Limitaciones y potencialidades*. Investigación, Quito.
- Giraldo, T. (2015). *Diseñar un sistema de reutilización del agua en hogares del municipio de Mosquera*. Argentina: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Google Earth. (25 de Enero de 2021). *Google Earth*. Obtenido de [https://earth.google.com/web/search/14.488875,+90.612033/@14.488875,-90.612033,1195.27960509a,1019.04010372d,35y,0h,45t,0r/data=ClkaLxlpGfyp8dJN-ixAlajEdYwrp1bAKhUxNC40ODg4NzUslC05MC42MTlwMzMzMYAiABliYKJAnn\\_FTRtAltQBFESvh\\_cfksQBmjrf35faVWwCEXT9eOtahWwCgC](https://earth.google.com/web/search/14.488875,+90.612033/@14.488875,-90.612033,1195.27960509a,1019.04010372d,35y,0h,45t,0r/data=ClkaLxlpGfyp8dJN-ixAlajEdYwrp1bAKhUxNC40ODg4NzUslC05MC42MTlwMzMzMYAiABliYKJAnn_FTRtAltQBFESvh_cfksQBmjrf35faVWwCEXT9eOtahWwCgC)
- Guamán, V., & Molina, M. (2015). *Evaluación de las plantas de depuración de agua residual de las comunidades de Macas y San Pedro, Cantón Cuenca Azuay*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Henry, J., & Heinke, G. W. (1999). *Ingeniería Ambiental* (Segunda ed.). México: Prentice Hall.
- Hernández, J. (2010). *Alternativas para el tratamiento de las aguas grises de origen doméstico*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Hernández, J. C. (2014). *Comparación de costos entre una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas prefabricada y una construida en sitio*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala. Obtenido de [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3786\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3786_C.pdf)
- Hernández, R. (2010). *Alternativas para el tratamiento de aguas grises de origen doméstico*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Instituto Nacional de Estadística. (Junio de 2020). *Instituto Nacional de Estadística*. Recuperado el 20 de Noviembre de 2020, de Guatemala: Estimaciones de la población total por municipio 2008-2020: [http://www.oj.gob.gt/estadistica/reportes/poblacion-total-por-municipio\(1\).pdf](http://www.oj.gob.gt/estadistica/reportes/poblacion-total-por-municipio(1).pdf)
- Lara Borrero, J. (1999). *Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- López del Pino, S., & Martín Calderón, S. (2017). *UF166- Depuración de aguas residuales*. España: Editorial Elearning S.L.
- Martínez, S., & Rodríguez, M. (2005). *Tratamiento de aguas residuales con Matlab*. México: Reverté.
- Mastahinich Mazariegos, N. (2009). *Diseño e implementación para el tratamiento primario y secundario de agua de proceso de una industria de procesamiento de cereales*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.

- Mellado, A. (2004). EDARs prefabricadas y compactas con aplicación de membranas de bioreactor y membranas de ultrafiltración. Su aplicación a pequeños núcleos urbanos. *Hidra, Técnicas del Agua*, XXIV(248), 66-68.
- Méndez Novelo, R., Chan Gutiérrez, E., Vázquez Borges, E., Espadas Solís, A., & Castillo Borges, E. (2012). Digestión anaerobia de efluentes de fosas sépticas. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, XIII(3), 339-349. Obtenido de <http://www.scielo.org.mx/pdf/iit/v13n3/v13n3a8.pdf>
- Merino Chumacero, M. (2019). *Diseño e implementación de reactor anaerobio semicontinuo para aprovechamiento de cáscaras de cacao*. Piura: Universidad de Piura. Obtenido de [https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/4239/IME\\_268.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/4239/IME_268.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Metcalf, & Eddy. (2003). *Wastewater engineering: Treatment and reuse* (Cuarta ed.). McGraw-Hill.
- Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN). (2019). *Manual de educación ambiental sobre el recurso hídrico en Guatemala*. Guatemala: MARN.
- Molina, C. (2007). *Diseño de un sistema de tratamiento de efluentes para una planta textil en Guatemala*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.
- Muñoz, A. (2008). *Caracterización y tratamiento de aguas residuales*. España: Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo.
- Núñez, M., Cárdenas, C., Ramírez, Y., Rincón, S., Saules, L., & Morales, E. (2011). Remoción de nitrógeno y fósforo a través de las plantas *Typha domingensis* y *Lemna* sp. en humedales a escala laboratorio. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Zulia*, 34(3). Obtenido de [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0254-07702011000300007](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0254-07702011000300007)
- OMS. (14 de Junio de 2019). *Organización Mundial de la Salud*. Recuperado el 25 de Enero de 2021, de Agua: <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/drinking-water>
- Osorio, F., Torres, J., & Sánchez, M. (2010). *Tratamiento de aguas para la eliminación de microorganismos y agentes contaminantes*. España: Ediciones Díaz de Santos.
- Parrao, L. (2018). *Humedal artificial de flujo subsuperficial para el tratamiento de aguas residuales domésticas*. Valparaíso: Universidad Técnica Federico Santa María. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/89917/RODR%C3%8DGUEZ%20-%20Dise%C3%B1o%20de%20un%20humedal%20artificial%20para%20el%20municipio%20de%20Arcos%20de%20las%20Salinas%20%28Teruel%29.pdf?sequence=1>
- Patiño, J. (2012). *Costos de inversión inicial, operación y mantenimiento de tratamientos naturales de aguas residuales para pequeñas comunidades en Colombia*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana. Obtenido de <https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/7547/tesis606.pdf?sequence=1>
- Patiño, J., & Zhinín, F. (2015). *Estudio comparativo de la capacidad depuradora de Phragmites Australis y Cyperus Papyrus en humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical para el tratamiento de aguas residuales en el Cantón Santa Isabel*. Cuenca: Universidad de Cuenca. Obtenido de <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/23197/1/tesis.pdf>

- Pérez, S., Niño, Z., Hernández, V., & Hernández, C. (2007). Uso de Enzimas de Tipo Ureasa en el Tratamiento de Aguas Residuales con Alto Contenido en Nitrógeno Orgánico. *Información Tecnológica*, XVIII(5), 41-48. Recuperado el 20 de 12 de 2020, de <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-07642007000500006>
- Perry, R., Green, D., & Maloney, J. (1997). *Manual del Ingeniero Químico de Perry* (Séptima ed.). Estados Unidos: McGraw Hill.
- Quispe Pérez, M., Piñas Rivera, L., Del Valle González, J., & Aguirre Chávez, F. (2020). *Aplicaciones Tecnológicas de Tratamiento de Aguas Residuales*. México: Nosótrica Ediciones.
- Ramalho, R. (2003). *Tratamiento de aguas residuales*. España: Reverté.
- Reyes, M., Guido, A., Carrillo, S., & Durán, C. (2011). Remoción de fósforo en un sistema de humedales artificiales a escala laboratoriorio. *Revista Química Central*, I(2), 25-32.
- Rivadavia, E. (2018). *Evaluación de recirculación de agua gris a nivel domiciliario para abastecimiento de descarga de inodoros en una construcción a escala real, ubicada en la ciudad de Juliaca*. Perú: Universidad Peruana Unión.
- Rodas, R. (2003). *Determinación del costo directo de construcción de una planta de tratamiento con la ayuda de la programación Pert-Tiempo*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala. Obtenido de [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_2348\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2348_C.pdf)
- Rodríguez, A. (2017). *Diseño de un humedal artificial para el municipio Arcos de las Salinas (Teruel)*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/89917/RODR%C3%8DGUEZ%20-%20Dise%C3%B1o%20de%20un%20humedal%20artificial%20para%20el%20municipio%20de%20Arcos%20de%20las%20Salinas%20%28Teruel%29.pdf?sequence=1>
- Rojas, R., & Jairo, A. (2009). *Calidad del Agua*. Colombia: Nuevas Ediciones.
- Romero, J. (2006). *Potabilización del agua*. México: Alfaomega Grupo Editor.
- Rosero, J., & Rodriguez, N. (2018). *Aprovechamiento de residuos sólidos en filtros anaerobios de flujo ascendente como medios de soporte biológico para el tratamiento de aguas residuales*. Colombia: Universidad de Manizales. Obtenido de [https://ridum.umanizales.edu.co/xmlui/bitstream/handle/20.500.12746/3591/Rosero\\_Carvajal\\_James\\_2018\\_Art%C3%ADculo.pdf?sequence=2&isAllowed=y](https://ridum.umanizales.edu.co/xmlui/bitstream/handle/20.500.12746/3591/Rosero_Carvajal_James_2018_Art%C3%ADculo.pdf?sequence=2&isAllowed=y)
- Saravia, P. (2016). *Determinación de los índices de calidad del agua (ICA-NSF E ISCA) para consumo humano de los ríos Teocinte y Acatán, que abastecen la planta de tratamiento de agua Santa Luisa zona 16, Guatemala*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Sette Ramalho, R. (2003). *Tratamiento de Aguas Residuales*. España: Reverté.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P., Schertenleib, R., & Zurbrügg, C. (2018). *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento* (Segunda ed.). Suiza: Eawag.
- Trujillo Monroy, M. (2005). *Diseño de una planta de tratamiento de agua potable en el municipio de San Juan Ermita, departamento de Chiquimula*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.
- Urzúa Navas, F. (2008). *Determinación de la eficacia de la planta de tratamiento de agua residual de Estanzuela, Zacapa*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

Valenzuela, P., & Navarrete, H. (2015). *Dicromato vs. UVIS*. (Vol. 137). Chile: InduAmbiente.

Wilhelm, F. (2009). *Pollution of Aquatic Ecosystems I*. Estados Unidos: Universidad de Idaho.

## XII. ANEXOS

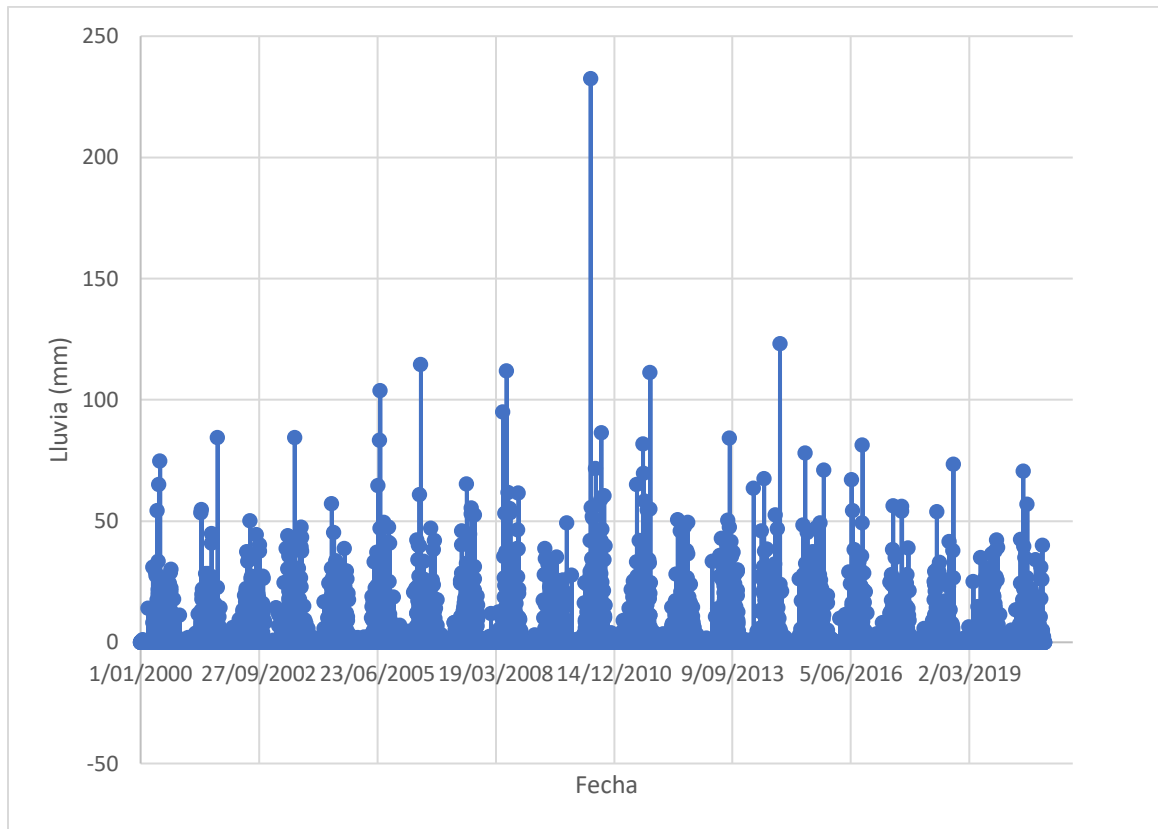
### A. Datos originales

Cuadro No. 19. Muestra de datos de la precipitación de la lluvia diaria en Amatitlán proporcionados por INSIVUMEH

Fecha	Lluvia (mm)	Fecha	Lluvia (mm)	Fecha	Lluvia (mm)
1/01/2000	0	6/02/2000	0	13/03/2000	0
2/01/2000	0	7/02/2000	0	14/03/2000	0
3/01/2000	0	8/02/2000	0	15/03/2000	0
4/01/2000	0	9/02/2000	0	16/03/2000	0
5/01/2000	0	10/02/2000	0	17/03/2000	0
6/01/2000	0.4	11/02/2000	0	18/03/2000	0
7/01/2000	0	12/02/2000	0	19/03/2000	0
8/01/2000	0	13/02/2000	0	20/03/2000	0
9/01/2000	0	14/02/2000	0	21/03/2000	0
10/01/2000	0	15/02/2000	0	22/03/2000	0
11/01/2000	0	16/02/2000	0	23/03/2000	0
12/01/2000	0	17/02/2000	0	24/03/2000	0
13/01/2000	0	18/02/2000	0	25/03/2000	0
14/01/2000	0	19/02/2000	0	26/03/2000	0
15/01/2000	0	20/02/2000	0	27/03/2000	0
16/01/2000	0	21/02/2000	0	28/03/2000	0
17/01/2000	0	22/02/2000	0	29/03/2000	0
18/01/2000	0	23/02/2000	0	30/03/2000	0
19/01/2000	1.1	24/02/2000	0	31/03/2000	0
20/01/2000	0	25/02/2000	0	1/04/2000	0
21/01/2000	0	26/02/2000	0	2/04/2000	0
22/01/2000	0	27/02/2000	0	3/04/2000	0
23/01/2000	0	28/02/2000	0	4/04/2000	0
24/01/2000	0	29/02/2000	0	5/04/2000	0
25/01/2000	0	1/03/2000	0	6/04/2000	0
26/01/2000	0	2/03/2000	0	7/04/2000	0
27/01/2000	0	3/03/2000	0	8/04/2000	0
28/01/2000	0	4/03/2000	0	9/04/2000	0
29/01/2000	0	5/03/2000	0	10/04/2000	0
30/01/2000	0	6/03/2000	0	11/04/2000	0
31/01/2000	0	7/03/2000	14.1	12/04/2000	0
1/02/2000	0	8/03/2000	0.2	13/04/2000	0
2/02/2000	0	9/03/2000	0	14/04/2000	30.9
3/02/2000	0	10/03/2000	0	15/04/2000	1.8
4/02/2000	0	11/03/2000	0	16/04/2000	8.2
5/02/2000	0	12/03/2000	0	17/04/2000	0

Notas: Este cuadro es una muestra de los 10 años de lluvia proporcionados por INSIVUMEH

Figura No. 14. Gráfico de datos de precipitación de lluvia diaria en Amatitlán del 2000 al 2020 proporcionado por INSIVUMEH



Notas: Datos proporcionados por INSIVUMEH

Cuadro No. 20. Datos bibliográficos de flujos de inodoros, descargas y uso de lavamanos por persona

No.	Flujo de agua en inodoro por uso (L/persona)	Descarga por persona (L/persona)	Uso de agua de lavamanos (L/persona)	Cita
1	20	0.5	10	(Rivadavia, 2018)
2	14.4	0.5	10	(Castro, 2015)
3	18	0.5	10	(Giraldo, 2015)

Cuadro No. 21. Datos bibliográficos de concentraciones de contaminantes de aguas negras o domésticas en condiciones similares a Amatlán

No.	Fecha	Lluvia (mm)	SST (mg/L)	NT (mg/L)	FT (mg/L)	DBO (mg/L)	DQO (mg/L)	Lugar	Cita
1	abr-10	0	--	--	--	260	397	Zona 13, Capital	(Hernández J. , 2010)
			--	--	--	301	430		
			--	--	--	219	364		
2	ago-14	--	43300	1.8	9.9	566	1058	Tecpán	(Duarte & Mejía, 2014)
			41080	1.9	15.9	595	1014		
			34120	1.8	12.5	557	1116		
			34102	2.2	10	567	1125		
			50000	3.6	6.5	585	1510		
3	20/11/2012	4	664	--	--	743	1114	San Marcos	(Díaz Fulgan & Mejía Tuche, 2013)
	21/11/2012	0.2	824	--	--	659	951		
	24/11/2012	0	328	--	--	494	705		
	7/12/2012	0	364	--	--	497	858		
4	10/09/2006	5.6	--	--	--	253	285	Zacapa	(Urzúa Navas, 2008)
	19/09/2006	0	--	--	--	131	164		
	24/09/2006	16.3	--	--	--	224	280		
	1/10/2006	0.9	--	--	--	260	398		
	8/10/2006	23.3	--	--	--	931	1164		
	5/11/2006	2.2	--	--	--	744	930		
	12/11/2006	0	--	--	--	317	396		
	19/11/2006	0	--	--	--	317	396		
	26/11/2006	0	--	--	--	318	398		
4/12/2006	1.6	--	--	--	377	472			
5	26/08/2015	0	5	--	--	2.78	5	Zona 16, Capital	(Saravia, 2016)
	31/08/2015	0	37	--	--	4	7.3		
	19/10/2015	2.9	42	--	--	2.78	8.12		
	17/11/2015	0	60	--	--	5.56	6.8		

Notas: los apartados con "--"representan que en esa fuente no proporcionaba información acerca de ese parámetro. SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total, DQO, demanda química de oxígeno, DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno.

Cuadro No. 22. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de contaminantes de aguas negras o domésticas en un reactor anaerobio

No.	Fecha	%Remoción DBO5 (%m/v)	%Remoción DQO (%m/v)	%Remoción SST (%m/v)	%Remoción coliformes (%m/v)	Cita
1	sep-09	--	65%	56%	--	(Castillo Borges, Espadas Solís, Méndez Novelo, Chan Gutiérrez, & Vázquez Borges, 2013)
		--	79%	92%	--	
		--	66%	--	--	
		--	66%	--	--	
		--	73%	--	--	
		--	79%	28%	--	
2	ene-15	0.371	43%	75%	0.89	(Guamán & Molina, 2015)
		0.91	92%	81%	0.98	
3	2017	0.802	77%	--	--	(Chuquitarqui & Velásquez, 2017)
4	Colombia	0.74	62%	94%	--	(Gandarillas, Saavedra, Escalera, & Montoya, 2017)
		0.39	53%	56%	--	
		0.42	32%	62%	--	
	Brasil	0.71	62%	67%	--	
		0.6	56%	64%	--	
		0.69	61%	63%	--	
		0.76	70%	68%	--	
	Colombia	0.76	63%	74%	--	
		0.76	64%	77%	--	
		0.75	63%	73%	--	

Notas: los cuadros con "--" representa que en esa fuente no proporcionaba información acerca de ese parámetro, m: masa y v: volumen.

Cuadro No. 23. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de nitrógeno y fósforo en reactores anaerobios con bacterias

No.	%Remoción nitrógeno (%m/v)	%Remoción fósforo (%m/v)	Bacterias	Condiciones	Cita
1	76.00%	-----	<i>Proteus mirabilis</i>	Retención 72h. T: 37°C. $\mu$ :0.4185 1/h	(Pérez, Niño, Hernández, & Hernández, 2007)
2	88.14%	42.77%	Bacterias Heterótrofas	T media: 21.9°C	(Duque, Heras, Lojano, & Viloria, 2018)
	66.86%	39.33%			
	76.60%	57.45%			

Notas: los cuadros con “—”representa que en esa fuente no proporcionaba información acerca de ese parámetro. T: temperatura,  $\mu$ : constante cinética, m: masa y v: volumen.

Cuadro No. 24. Datos bibliográficos de porcentajes de remoción de aguas negras o domésticas evaluado como segundo tratamiento en un humedal artificial

No.	%R. nitrógeno (%m/v)	%R. fósforo (%m/v)	Plantas	Flujo	Condiciones	Cita
1	88%	91%	<i>Phragmites australis</i>	Flujo horizontal	Agua Residual Doméstica. Medio filtrante grava. T:26.86h. Configuración 4:1 (Largo-Ancho)	(Correa , Gamarra, Salazar, & Pitta, 2015)
2	58.04%	30.61%	<i>Lemna sp.</i>	Flujo vertical	Agua Residual Doméstica. Tiempo: 48 h.	(Núñez, y otros, 2011)
	78.85%	38.10%	<i>Dominguensis</i>			
	82.64%	36.05%	<i>Lemna sp. + Dominguensis</i>			
3	---	94.3% 85% 92.50% 82.00%	<i>Phragmites australis</i>	Flujo Vertical	Agua Residual Doméstica. Tiempo: 24h	(Reyes, Guido, Carrillo, & Durán, 2011)

Notas: Los cuadros con “—”representa que en esa fuente no proporcionaba información acerca de ese parámetro. R: remoción, m: masa y v: volumen.

Cuadro No. 25. Aforo actual de personas en época seca que utilizan los servicios sanitarios

Aforo actual en época seca (personas/día)	
Entre semana	200.000
Fin de semana	400.000

Notas: Datos proporcionados por la comunidad de la playa pública del lago Amatitlán

Cuadro No. 26. Datos de la población de Amatitlán en 2020 con el crecimiento anual proporcionado por el Instituto Nacional de Estadística (INE)

Datos de la población de Amatitlán	
Población Amatitlán 2020 (personas)	128,299.00
%Crecimiento anual	1.62%

(Instituto Nacional de Estadística, 2020)

Cuadro No. 27. Dimensiones actuales de fosa séptica ubicada en los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública de Amatitlán

Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)
2.5	2.5	4

Notas: Mediciones tomadas en el lugar

Cuadro No. 28. Datos utilizados para el dimensionamiento del reactor anaerobio de acuerdo con la cepa MICROCAT-ST y factores de diseño

Tratamiento Primario	
Cepa/producto	MICROCAT-ST
Tiempo de retención (h)	12
Eficiencia de remoción DQO	99.3%
Número de módulos	3
Área de influencia (Ad) (m <sup>2</sup> )	1.5
Sólidos humanos (kg/kgQ)	0.329
Inclinación del fondo (%)	10%
Remoción sólidos (%m/m)	4%

Notas: La ficha técnica de la cepa se encuentra en la sección de imágenes

(CONAGUA, 2015)

Cuadro No. 29. Propiedades del fluido y de la tubería para el dimensionamiento de bombas centrífugas según los flujos en el sistema de tratamiento de aguas negras

Característica	Extracción lodos	Efluente reactor	Efluente humedal	Agua para inodoros	Biogás	Afluente reactor
Rugosidad absoluta (mm)	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	N/A	N/A
Largo de tubería (m)	7.10	9.10	5.70	31.10	2.00	N/A
$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	1,021.00	1,005.00	999.00	998.00	0.5595	1,010.00
Velocidad del fluido (m/s)	0.06	0.76	0.76	0.76	1.52	0.30
g (m/s <sup>2</sup> )	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8

(Engineering ToolBox, 2003) (CONAGUA, 2015)

Cuadro No. 30. Características, factores de diseño y condiciones del humedal artificial de flujo subsuperficial utilizados para su dimensionamiento

Características de humedal	Valor
Temperatura mes más caluroso (°C)	33.5
Temperatura media mes más frío (°C)	18
Constante cinética a 20°C (1/día)	1.104
Pendiente del fondo	0.50%
Diámetro de grava (m)	0.025
Profundidad promedio (m)	0.6
Pérdida de carga zona inicial (m)	0.06
Porosidad (n)	0.48
$\theta$	1.06
%Ks	0.01
Relación Largo-Ancho	2

(CONAGUA, 2015)

Notas: Las temperaturas fueron proporcionadas por INSIVUMEH

Cuadro No. 31. Datos originales para el análisis económico para los costos de operación y mantenimiento según el salario mínimo estipulado y costos de servicios en Guatemala en enero 2021

Datos y costos para el mantenimiento y operación		
Sueldo Diario Base (Q)	Q	93.00
Sueldo por HO	Q	11.63
Sueldo por HEO	Q	17.44
Sueldo por HEE	Q	23.25
Horas Semanales Totales		48
Horas Ordinarias		48
Horas Extras		8
Dobles (Domingo)		8
Número operarios		1
Semanas en un año		52
Semanas de vacaciones		3
Semanas con horas extra (turno Diurno)		2
Costo energía (Q/kWh)	Q	1.60
Costo agua municipal (Q/m <sup>3</sup> )	Q	9.38

Cuadro No. 32. Datos originales utilizados para el cálculo de prestaciones del operario con jornada diurna

Prestaciones		
IGSS		10.67%
IRTRA		1.00%
BONO 14		8.33%
Aguinaldo		8.33%
Pasivo laboral		8.33%
Bono extra	Q	250.00

## B. Cálculos de muestra

Cálculo No. 1. Pronóstico de la precipitación de lluvia en Amatitlán para los próximos 15 años

Se realizó un pronóstico en el software R con datos históricos de las precipitaciones de lluvia en Amatitlán de los últimos 10 años. El código de programación se encuentra en la sección G de Anexos.

Cálculo No. 2. Volumen de descarga de agua promedio por cada uso de un inodoro utilizando datos de revisión bibliográfica

$$V_{inodoro} = \frac{(20 + 14.4 + 18)L}{3 \text{ persona}} = 17.47 \frac{L}{\text{persona}}$$

\*Se utilizaron tres fuentes distintas para calcular el volumen de descarga promedio por inodoro. Se utilizó este mismo procedimiento para calcular el volumen promedio de agua utilizado por el lavamanos y el volumen promedio de descarga por persona.

Cálculo No. 3. Volumen promedio total de descarga por persona en los servicios sanitarios incluyendo lavamanos e inodoro

$$V_{descarga} = (17.47 + 10 + 0.5) \frac{L}{\text{persona}} = 27.97 \frac{L}{\text{persona}}$$

\*Se sumaron los volúmenes promedio de descarga por persona, descarga por inodoro y uso de lavamanos para calcular el volumen promedio total utilizado por una persona en los servicios sanitarios. Los datos fueron tomados del cuadro no. 26 y el resultado se presenta en el mismo cuadro.

Cálculo No. 4. Caudal del efluente entre semana en época seca de los servicios sanitarios del área recreativa de la playa pública de Amatitlán

$$Q = 200 \frac{\text{personas}}{\text{día}} * 27.97 \frac{L}{\text{persona}} = 5,593.33 L/\text{día}$$

\*Se utilizó un aforo promedio de personas que utilizan los servicios sanitarios para entre semana de 200 personas por día y el volumen promedio total de descarga por persona calculado en el cálculo no. 3. Se utilizó este mismo procedimiento para calcular el caudal total del efluente de los servicios sanitarios en época seca en fin de semana utilizando un aforo promedio de personas de 400 personas/día. Con los aforos de personas que utilizan los servicios sanitarios entre semana y fin de semana se calculó el flujo de lavamanos y flujo de inodoros.

Cálculo No. 5. Caudal total diario promedio del efluente de los servicios sanitarios

$$Q_{prom} = \frac{\left( \left( \frac{5,593.33L}{día} * 5días \right) + \left( \frac{11,186.67L}{día} * 2días \right) \right)}{7} = \frac{7191.43L}{día}$$

\*Se utilizó el caudal promedio entre semana y fin de semana en época seca calculados en el cálculo no. 4 para determinar el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, utilizando 5 días para entre semana, 2 días para fin de semana y 7 días para el total de la semana. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular el flujo promedio de los lavamanos y descarga por persona.

Cálculo No. 6. Estimación de población en Amatitlán en el 2021

$$Población\ 2021 = 128,299\ personas * (1 + 0.0162) = 130,371.03\ personas$$

\*Se utilizó el mismo procedimiento para calcular la población de los próximos quince años. El dato de crecimiento anual 1.62% y el dato de la población actual en 2020 de 128,299 personas en Amatitlán fue tomado del Instituto Nacional de Estadística (INE).

Cálculo No. 7. Estimación del porcentaje de las personas que utilizan los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\%de\ uso\ de\ baños = \frac{257.14\ personas\ que\ utilizan\ los\ baños}{128,299\ personas\ totales} * 100\% = 0.2\%$$

\*Se calculó el aforo promedio diario de personas que utilizan los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán y se utilizó el dato de la población en Amatitlán. La población total fue tomada del INE.

Cálculo No. 8. Estimación de las personas que utilizarán los servicios sanitarios del área recreativa de la playa pública en el lago de Amatitlán en el año 2021

$$130,371.03\ personas * 0.2\% = 261.30\ personas$$

\*Se utilizó la población pronosticada para el 2021 para Amatitlán, calculada en el cálculo no. 6 y el porcentaje de personas que utilizan los servicios sanitarios, calculado en el cálculo no.7. Se realizó el mismo procedimiento para los siguientes quince años, utilizando el pronóstico de la población y el porcentaje de las personas que utilizan estos servicios.

Cálculo No. 9. Área superficial de la fosa séptica actual que se encuentra en los servicios sanitarios en el área recreativa en la playa pública del lago de Amatitlán

$$A = 2.5m * 2.5m = 6.25m^2$$

\*El largo y el ancho fueron medidos en el lugar.

Cálculo No. 10. Caudal volumétrico de infiltración de lluvia en la fosa séptica actual de los servicios sanitarios

$$Q = 6.25m^2 * 0.50 \frac{mm}{día} * \left( \frac{1m}{1000mm} \right) = 0.003 \frac{m^3}{día} * \frac{1,000 L}{1m^3} = 3.14 \frac{L}{día}$$

\*Se utilizó el área superficial calculado en el cálculo no.9 y la precipitación diaria de lluvia en Amatitlán pronosticada en el cálculo no.1, para calcular el caudal volumétrico de infiltración. Se realizó el mismo procedimiento para calcular el caudal volumétrico de infiltración de todas las precipitaciones de lluvia del 2020 al 2035.

Cálculo No. 11. Pronóstico de caudal diario del efluente de los servicios sanitarios

$$Q = \left( 257.14 \frac{personas}{día} * 27.97 \frac{L}{persona} \right) + 3.14 \frac{L}{día} = 7,194.57 \frac{L}{día}$$

\*Se utilizó el aforo promedio pronosticado tanto para época seca como para época lluviosa y en festividades, el volumen promedio de descarga por persona en los servicios sanitarios y el caudal pronosticado de infiltración de precipitación de lluvia. Se realizó este procedimiento para calcular el pronóstico de caudal diario de los próximos 15 años, tomando en cuenta que no todos los días hay precipitación de lluvia.

Cálculo No. 12. Determinación del caudal promedio del efluente de los servicios sanitarios utilizando el caudal diario pronosticado para los años desde 2020 al 2035

$$Q_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pron_i}}{n} = 0.16 \frac{L}{s}$$

\*Se utilizaron los resultados del cálculo no. 11 y el número de datos utilizados, que fueron para calcular el caudal promedio diario del efluente con los caudales pronosticados.  $Q_{pron}$  son los valores del cálculo no. 11.

Cálculo No. 13. Determinación de caudal mínimo y máximo de efluente de los servicios sanitarios utilizando el caudal diario pronosticado para los años desde 2020 al 2035

$$Q_{min} = 0.08 \frac{L}{s}$$

\*El caudal mínimo se determinó con el valor más bajo del rango de resultados del cálculo no. 11.

$$Q_{max} = 0.32 \frac{L}{s}$$

\* El caudal máximo se determinó con el valor más alto del rango de resultados del cálculo no. 11.

Cálculo No. 14. Determinación del área superficial de la rejilla propuesta para el pretratamiento

$$A = \frac{0.32 \frac{L}{s} * \left( \frac{1 m^3}{1,000 L} \right)}{0.3 m/s} = 0.001 m^2$$

\*Se realizó este cálculo con el caudal máximo para el dimensionamiento de la rejilla y se utilizó una velocidad de flujo de 0.3 m/s de literatura citada.

Cálculo No. 15. Determinación de la altura de la rejilla propuesta para el pretratamiento

$$Altura = \frac{0.001 m^2}{0.04 m} = 0.03 m$$

\*Se realizó este cálculo con un ancho predeterminado del canal de 0.04 m que es el diámetro de la tubería y el área superficial determinada en el cálculo no. 14.

Cálculo No. 16. Determinación de altura total de la rejilla propuesta para el pretratamiento utilizando una altura de seguridad

$$Altura total = 0.03m + 0.3m = 0.33m$$

\*Se utilizó la altura determinada en el cálculo no. 15 y una altura de seguridad según literatura de 0.3 m para evitar desbordamientos.

Cálculo No. 17. Determinación de la longitud de barras en la rejilla propuesta para el pretratamiento

$$Longitud barras = \frac{0.33m}{\sin 75} = 0.34m$$

\*Se utilizó la altura total determinada en el cálculo no. 16 y una inclinación de 75° respecto la horizontal, el cálculo del ángulo se realiza en radianes.

Cálculo No. 18. Determinación del número de varillas a utilizar en la rejilla propuesta para el pretratamiento

$$Número de varillas = \frac{0.04 m}{(0.02 + 0.005)m} = 1.60 unidades$$

\*Se utilizó el ancho propuesto para la rejilla, un espacio entre varillas de 0.02 m y un ancho de varilla de 0.005m determinado por literatura citada.

Cálculo No. 19. Determinación de la relación de la demanda biológica de oxígeno y la demanda química de oxígeno del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{0.53 + 0.59 + 0.499 + 0.50 + 0.39 + 0.56 + 0.55 + 0.34 + 0.82}{9} = 0.53$$

\*Se realizó un promedio de relaciones de DBO<sub>5</sub>/DQO tomadas de literatura citada con condiciones similares al efluente de los baños. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular la relación SST/DQO, para la concentración de nitrógeno total, fósforo total y para los porcentajes de remoción de contaminantes en el tratamiento primario y tratamiento secundario.

Cálculo No. 20. Determinación de la concentración de la demanda biológica de oxígeno en el afluente del sistema de tratamiento de agua propuesto de los servicios sanitarios

$$DBO_5 = 478 \frac{mg}{L} * 0.53 = 253.67 \frac{mg}{L} * \left( \frac{1000L}{1m^3} \right) * \left( \frac{1 kg}{1,000,000 mg} \right) = 0.25 \frac{kg}{m^3}$$

\*La concentración se calculó a partir de la demanda química de oxígeno proporcionada del análisis de la muestra de laboratorio y la relación de DBO<sub>5</sub>/DQO se tomó del cálculo no. 14. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular la concentración de sólidos suspendidos totales.

Cálculo No. 21. Determinación de la concentración de la demanda química de oxígeno en el efluente del tratamiento primario

$$C_{DQO} = \frac{478 \frac{mg}{L}}{e^{0.4185 h^{-1} * 12h}} = 3.15 mg/L$$

\*Se utilizó la concentración de la demanda química de oxígeno obtenida del análisis de la muestra de laboratorio, una constante cinética de 0.4185 (1/h) para la determinación de la demanda química de oxígeno en la salida del tratamiento primario en una ecuación cinética de primer orden y un tiempo de residencia de 12 horas dada por la cepa MICROCAT-ST.

Cálculo No. 22. Determinación del porcentaje de remoción de la demanda química de oxígeno en el tratamiento primario del sistema propuesto

$$\%Remoción = \frac{(478 - 3.15) mg/L}{478 mg/L} * 100\% = 99.3\%$$

\*Se utilizó los resultados de la demanda química de oxígeno del laboratorio de la muestra tomada de la fosa séptica y la concentración final calculada por la cinética en el cálculo no. 21.

Cálculo No. 23. Determinación de la concentración de sólidos suspendidos totales en el efluente del tratamiento primario

$$2,397.70 \frac{mg}{L} * (1 - 0.7341) = 637.66 \frac{mg}{L}$$

\*Se utilizó la concentración del afluente del tratamiento primario determinado como en el cálculo no. 19 y con un porcentaje de remoción de 73.41% determinado por literatura citada. Se realizó este mismo procedimiento para calcular la concentración en el efluente de los demás contaminantes del tratamiento primario y secundario.

Cálculo No. 24. Determinación del volumen actual de la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$V = 7.19 \frac{m^3}{día} * 7 \frac{días}{2} = 25.17 m^3$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del año 2020 y días promedio para la limpieza de la fosa séptica para calcular el volumen de la fosa séptica existente de los servicios sanitarios. El caudal utilizado fue con el aforo de personas actual y no con el pronosticado.

Cálculo No. 25. Determinación de la altura de la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Altura = \frac{25.17 m^3}{6.25 m^2} = 4.03 m$$

\*Se utilizó el resultado del volumen actual de la fosa séptica del cálculo no. 24 y el área superficial determinado en el cálculo no. 9.

Cálculo No. 26. Determinación de la carga de la demanda química de oxígeno en el afluente del sistema de tratamiento de aguas negras propuesto

$$L_o = 6.95 \frac{m^3}{día} * 0.48 \frac{kg}{m^3} = 3.32 \frac{kg}{día}$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios y la concentración de la demanda química de oxígeno en kg/m<sup>3</sup>. Se realizó el mismo procedimiento para calcular la carga de la demanda química de oxígeno en el afluente del sistema de tratamiento de aguas negras con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 27. Determinación del volumen necesario del reactor anaerobio para el tratamiento primario con el caudal promedio

$$V = 6.95 \frac{m^3}{día} * 1 día = 6.95 m^3$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios y el tiempo de residencia determinada por la cepa propuesta. Se realizó el mismo procedimiento para calcular el volumen del reactor anaerobio con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 28. Determinación del volumen de diseño del reactor anaerobio para el tratamiento primario con el caudal promedio

$$V = 6.95 m^3 * (1 + 0.20) = 8.34m^3$$

\*Para el volumen de diseño se utilizó un factor de 20% de sobre diseño y se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios. Se realizó el mismo procedimiento para calcular el volumen de diseño del reactor anaerobio con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 29. Determinación de la altura máxima del fondo del reactor anaerobio para el tratamiento primario

$$Altura máxima = 4.03 m * 0.1 = 0.4 m$$

\*Se utilizó con factor de 10% respecto a la altura del reactor para la inclinación del fondo de reactor, la altura fue determinada en el cálculo no. 25.

Cálculo No. 30. Determinación del tiempo de residencia hidráulica corregido del agua residual dentro del reactor con el caudal promedio

$$TRH = \frac{16.50 m^3}{6.95 \frac{m^3}{día} * \frac{1 día}{12 horas}} = 28.49 horas$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, el volumen de diseño del reactor anaerobio con el caudal máximo determinado como en el cálculo no. 28 y una conversión de un día son doce horas porque los baños son utilizados solo doce horas al día. Se realizó el mismo procedimiento para corregir el tiempo de residencia hidráulica con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13 dejando el mismo volumen de diseño máximo del reactor anaerobio.

Cálculo No. 31. Determinación del largo de cada compartimiento del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Largo = \frac{16.50 \text{ m}^3}{3 * 4.03 \text{ m} * 2.5 \text{ m}} = 0.55 \text{ m}$$

\*Se utilizó el volumen de diseño del reactor anaerobio con el caudal máximo determinado como en el cálculo no. 28, la altura total del reactor anaerobio determinado en el cálculo no. 25, el ancho medido de la fosa séptica actual y los tres compartimientos propuestos para el sistema de tratamiento primario.

Cálculo No. 32. Determinación del área superficial de los compartimientos del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$A = 0.55 \text{ m} * 2.5 \text{ m} = 1.4 \text{ m}^2$$

\*Se utilizó el largo determinado en el cálculo no. 31 y el ancho medido de la fosa séptica actual.

Cálculo No. 33. Determinación de la carga hidráulica volumétrica en el afluente del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios con el caudal promedio

$$CHV_{prom} = \frac{6.95 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{16.50 \text{ m}^3} = 0.42 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{día}}$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios y el volumen de diseño del reactor anaerobio determinado con el caudal máximo como en el cálculo no. 28. Se realizó el mismo procedimiento para calcular la carga hidráulica volumétrica con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 34. Determinación de la carga orgánica volumétrica en el afluente del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios con el caudal promedio

$$COV_{prom} = \frac{6.95 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{16.50 \text{ m}^3} = 0.20 \frac{\text{kg DQO}}{\text{m}^3 * \text{día}}$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, la concentración de la demanda química de oxígeno determinada en el análisis de laboratorio de la muestra tomada de la fosa séptica y el volumen de diseño del reactor anaerobio determinado con el caudal máximo como en el cálculo no. 28. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular la carga orgánica volumétrica con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 35. Determinación de velocidad de flujo ascendente del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios con el caudal promedio

$$v_{prom} = \frac{6.95 \frac{m^3}{día} * \frac{1 \text{ día}}{12 \text{ horas}}}{1.4m^2} = 0.42 \text{ m/h}$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, una conversión de un día es 12 horas porque los baños se utilizan en este tiempo y el área superficial corregida con el caudal máximo del sistema de tratamiento de agua. Se realizó el mismo procedimiento para calcular la velocidad de flujo ascendente con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 36. Determinación de sistemas de distribución del afluente del tratamiento primario

$$Nd = \frac{1.4m^2}{1.5m^2} = 0.92 \text{ tubos de distribución}$$

\*Se utilizó el área superficial corregida con el caudal máximo del sistema de tratamiento de agua y el área de influencia determinada por literatura y diámetro de tubería.

Cálculo No. 37. Determinación del coeficiente de producción de sólidos en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en términos de la demanda química de oxígeno

$$Y_{obs} = \frac{0.003 \frac{kg}{m^3}}{0.48 \frac{kg}{m^3}} = 0.359 \frac{kgDQO_{lodos}}{kgDQO_{aplicado}}$$

\*Se utilizó la concentración del efluente y del afluente del tratamiento primario de la demanda química de oxígeno.

Cálculo No. 38. Determinación de la conversión de la demanda química de oxígeno a metano con el caudal promedio

$$6.95 \frac{m^3}{día} * \left( \left( 0.48 \frac{kg}{m^3} - 0.003 \frac{kg}{m^3} \right) - \left( 0.359 \frac{kgDQO_{lodos}}{kgDQO_{aplicado}} * 0.48 \frac{kg}{m^3} \right) \right) = 0.94 \frac{kg}{día}$$

\*Se utilizó el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, la concentración de la demanda química de oxígeno en el afluente y efluente de los servicios sanitarios y el coeficiente de producción de sólidos determinado en el cálculo no. 37. Se realizó el mismo procedimiento para calcular la conversión de la demanda química de oxígeno a metano con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 39. Determinación del factor de corrección para la producción de metano según condiciones del reactor anaerobio

$$K(t) = \frac{1.01 \text{ atm} * 64 \text{ gDQO/molCH}_4}{0.08206 \frac{\text{atmL}}{\text{molK}} * 300.15 \text{ K}} * \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}} * \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} = 2.62 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}$$

\*Se utilizó una presión atmosférica de 1.01 atm, una conversión estequiométrica de 64 gDQO/molCH<sub>4</sub>, una constante ideal de los gases ideales de 0.08206 atmL/molK y una temperatura de operación de 27°C (300.15K).

Cálculo No. 40. Determinación de la producción de metano con la conversión de la demanda química de oxígeno y el factor de corrección

$$CH_4 = \frac{0.94 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{2.62 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}} = 0.36 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

\*Se utilizó la conversión de la demanda química de oxígeno para el metano determinado en el cálculo no. 38 y el factor de corrección según las condiciones de operación del reactor anaerobio determinado en el cálculo no. 39. Se realizó el mismo procedimiento con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 41. Determinación de la producción de biogás en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$\text{Biogás} = \frac{0.36 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{0.70} = 0.51 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

\*Se utilizó la producción de metano determinado en el cálculo no. 40 y el porcentaje que este representa en el biogás en este sistema que es de 70%. Se realizó el mismo procedimiento para determinar la producción de biogás con el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 42. Determinación de la producción de lodos respecto a la carga de la demanda química de oxígeno en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$\text{Producción de lodo} = 3.32 \frac{\text{kg}}{\text{día}} * 0.20 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDQOapp}} = 0.65 \text{ kgSST/día}$$

\*Se utilizó la carga de la demanda química de oxígeno y la concentración de sólidos suspendidos totales en el afluente del sistema de tratamiento respecto a la concentración de la demanda química de oxígeno. Se realizó el mismo procedimiento para la determinación de la producción de lodos respecto el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 43. Determinación de la producción de lodos totales en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$0.02 \frac{m^3}{día} + \left( 6.95 \frac{m^3}{día} * 0.04 \right) + 0.12 \frac{m^3}{día} = 0.42 \frac{m^3}{día}$$

\*Se utilizó el flujo de lodos en el sistema de tratamiento, el caudal promedio diario del efluente de los servicios sanitarios, una conversión de producción de sólidos de 4% dada por la cepa seleccionada en el reactor y el flujo de lodos según las descargas de las personas en los servicios sanitarios. Se realizó el mismo procedimiento respecto el caudal diario mínimo y el caudal diario máximo, determinados en el cálculo no. 13.

Cálculo No. 44. Determinación del flujo volumétrico de los lodos en el compartimiento 1 y 2 en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$\frac{0.10 \text{ kg/s}}{1,021 \text{ kg/m}^3} = 0.00010 \frac{m^3}{s}$$

\*Se utilizó el flujo másico y la densidad de los lodos en el reactor anaerobio. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 45. Determinación del área de tubería de los lodos en el compartimiento 1 y 2 en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$A = \frac{0.00010 \frac{m^3}{s}}{0.06 \frac{m}{s}} = 0.0017 m^2$$

\*Se utilizó el flujo volumétrico determinado en el cálculo no. 44 y la velocidad lineal de los lodos determinado por literatura citada de 0.06 m/s para los lodos. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 46. Determinación del diámetro de tubería de los lodos en el compartimiento 1 y 2 en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0017 m^2}{\pi}} = 0.05 m$$

\*Se utilizó la ecuación para calcular el área de un círculo utilizando el área determinada en el cálculo no. 45. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 47. Determinación del factor de fricción en la tubería de extracción de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$\frac{0.0015 \text{ mm}}{1,021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (0.06 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2} = 0.0004$$

\*Se utilizó una rugosidad de 0.0015 mm para la tubería, la densidad y velocidad lineal de lodos obtenida de una revisión bibliográfica. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 48. Determinación de la caída de presión en la tubería de extracción de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$\Delta P_f = \frac{8 * 0.0004 \left( \frac{7.10 \text{ m}}{0.102 \text{ m}} \right) * 1,021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (0.06 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2} = 0.42 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

\*Se utilizó el factor de fricción determinado en el cálculo no. 47, la densidad y velocidad lineal de los lodos. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 49. Determinación de la potencia en Watts de la bomba de extracción de lodos del reactor anaerobio en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$W = \left[ \frac{9.8 \text{ m}}{\text{s}^2} * 4 \text{ m} + \frac{40,023.20 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} - \frac{0.42 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right] * 0.15 \frac{\text{kg}}{\text{s}} = 12.04 \text{ Watts}$$

\*Se utilizó una gravedad de 9.8 m/s<sup>2</sup>, una altura de 4 m, presión en el sistema, la caída de presión determinada en el cálculo no. 48 y la densidad de lodos. Se realizó el mismo procedimiento respecto a los demás flujos dentro del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios para el dimensionamiento de las tuberías.

Cálculo No. 50. Determinación de la potencia de la bomba centrífuga para la extracción de lodos del reactor anaerobio en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$P = \frac{12.04 \text{ Watts}}{745.1} * \frac{1}{0.85} = 0.019 \text{ hp}$$

\*Se utilizó una conversión de 1hp es 745.1 Watts y una eficiencia de la bomba de 85%. Se realizó el mismo procedimiento para el cálculo de las demás bombas en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios.

Cálculo No. 51. Determinación de la potencia del motor de la bomba para la extracción de lodos del reactor anaerobio en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios

$$P = \frac{0.019 \text{ hp}}{0.85} = 0.022 \text{ hp}$$

\*Se utilizó la potencia de la bomba centrífuga determinada en el cálculo no. 50 y un 85% de eficiencia del motor. Se realizó el mismo procedimiento para el cálculo de los motores de las demás bombas en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios.

Cálculo No. 52. Determinación de la conductividad hidráulica (Ks) de la grava utilizada como medio filtrante en el humedal de flujo horizontal subsuperficial del sistema de tratamiento secundario

$$Ks = 12,600 * (0.025m * 100)^{1.9} = 71,854.9 \frac{m^3}{m^2 \text{ día}}$$

\*Se utilizó un diámetro promedio de grava de 0.025 m, una conversión de 1 metro son 100 centímetros y factores teóricos propios de la ecuación.

Cálculo No. 53. Determinación de la constante cinética corregida según temperatura ambiente promedio en Amatitlán

$$k = \frac{1.04}{\text{día}} * 1.06^{(25.75-20)^{\circ}C} = \frac{1.543}{\text{día}}$$

\*Se utilizó una constante cinética de 1.04 1/día y una constante de Arrhenius de 1.06, ambos son datos específicos para humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal. La constante cinética está dada por literatura citada a 20°C por lo que se realiza un factor de corrección a la temperatura ambiente promedio de Amatitlán de 25.75 °C. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular la constante cinética con la temperatura ambiente máxima y mínima en Amatitlán.

Cálculo No. 54. Determinación del área superficial del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en clima cálido con el caudal máximo

$$A = \frac{12.89 \frac{m^3}{\text{día}} * \left( LN \left( \frac{84.61 \text{ mg DBO}_5}{L} \right) - LN \left( \frac{12.69 \text{ mg DBO}_5}{L} \right) \right)}{\left( \frac{0.983}{\text{día}} * 0.6m * 0.48 \right)} = 86.43 m^2$$

\*Se utilizó el caudal máximo para el dimensionamiento del tratamiento secundario, la concentración en el afluente y efluente del humedal artificial de la demanda biológica de oxígeno, la constante cinética corregida, 0.6 metros de profundidad que fue determinado por la longitud máxima que pueden crecer las raíces de la vegetación seleccionada (*Phragmites australis*) y la porosidad del medio filtrante. Se realizó el mismo procedimiento para determinar el área superficial del humedal utilizando la temperatura mínima y promedio con los caudales mínimo y promedio en la entrada del tratamiento secundario.

Cálculo No. 55. Determinación del volumen del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$V = 0.6m * 86.43m^2 = 51.86 m^3$$

\*Se utilizó el área superficial máxima para el dimensionamiento del humedal determinado en el cálculo no. 84 y una profundidad de 0.6 m determinado por la longitud de la vegetación seleccionada para el sistema.

Cálculo No. 56. Determinación del volumen de diseño del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$V = 51.86 m^3 * (1 + 0.20) = 62.23 m^3$$

\*Para el volumen de diseño se utilizó un factor de 20% de sobre diseño y se utilizó el volumen determinado en el cálculo no. 55.

Cálculo No. 57. Determinación del ancho del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$Ancho = \sqrt{\frac{62.23 m^3}{\frac{0.6m}{2}}} = 7.20 m$$

\*Se utiliza el volumen de diseño del humedal determinado en el cálculo no. 56, una profundidad de 0.6 m delimitado por la longitud de las raíces de la vegetación seleccionada y una relación de 2:1 respecto al largo-ancho delimitada por revisión bibliográfica.

Cálculo No. 58. Determinación del largo del humedal de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$L = 7.20 m * 2 = 14.40 m$$

\*Se utiliza una relación de 2:1 respecto largo-ancho y el ancho del humedal determinado en el cálculo no. 57.

Cálculo No. 59. Determinación largo zona inicial del humedal de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$L_{zona\ inicial} = (14.40 - 2 - 1)m * 0.3 = 3.42$$

\*Se utiliza 2 m para la zona de entrada y 1 m para la zona de salida. La zona inicial representa un 30% de la longitud. Se utiliza el mismo procedimiento para el largo de zona final solo que con 70%. Ambos porcentajes son delimitados en revisión bibliográfica.

Cálculo No. 60. Determinación pérdida de carga promedio en el humedal de flujo horizontal subsuperficial en el sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios

$$\frac{\frac{6.53 \text{ m}^3}{\text{día}} * 2\text{m}}{71,854.9 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} * 0.6\text{m} * 0.01 * 14.4\text{m}} = 0.002 \text{ m}$$

\*Se utilizó el caudal del afluente promedio del sistema de tratamiento secundario, el largo de la zona de entrada de 2 m, la conductividad hidráulica determinada en el cálculo no. 52, la profundidad del humedal, el porcentaje de pérdida hidráulica en la zona de entrada determinada por revisión en la literatura y el largo total del humedal determinado en el cálculo no. 58. Se realizó este mismo procedimiento para calcular la pérdida de carga promedio, mínimo y máximo para las cuatro zonas del humedal.

Cálculo No. 61. Determinación de elevación de fondo en el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en la zona de entrada

$$(2 + 3.42 + 7.98) * 0.005 = 0.067\text{m}$$

\*Se utilizó el largo de la zona de entrada, el largo de la zona inicial, el largo de la zona final del humedal del sistema de tratamiento secundario y se utilizó un porcentaje de 0.5% para la inclinación. Se utilizó este mismo procedimiento para calcular la elevación de fondo para las demás zonas a excepción de la zona de salida, que tiene una elevación de 0 m.

Cálculo No. 62. Determinación de elevación de la superficie de agua del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en zona de entrada

$$0.640\text{m} + 0.004\text{m} = 0.644\text{m}$$

\*Se utilizó la elevación de la superficie del agua de la zona final y la pérdida de carga en la zona de inicial determinada como en el cálculo no. 60. Se realizó el mismo procedimiento para la determinación de la elevación de la superficie del agua en las demás zonas del humedal artificial, pero utilizando la elevación de fondo en lugar de la elevación de la superficie del agua en la zona final.

Cálculo No. 63. Determinación de la profundidad del agua del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en la zona de entrada

$$(0.644 - 0.067)\text{m} = 0.576\text{m}$$

\*Se utilizó la elevación de la superficie de agua determinada en el cálculo no. 62 y la elevación de fondo determinada en el cálculo no. 61. Se realizó este mismo procedimiento para calcular la profundidad del agua para las demás zonas del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial.

Cálculo No. 64. Determinación de la profundidad del medio del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial en la zona de entrada

$$(0.644 + 0.06)m = 0.704m$$

\*Se utilizó la elevación de la superficie de agua determinada en el cálculo no. 62 y una altura de pérdida de carga de 0.06 m delimitada en revisión de literatura. Se realizó el mismo procedimiento para calcular la profundidad del medio para las demás zonas del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial.

Cálculo No. 65. Determinación del tiempo de retención hidráulica del efluente en el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial con el caudal promedio

$$TRH = \frac{0.48 * 0.6m}{\frac{6.53 m^3}{\frac{día}{86.43m^2}}} = 3.81 \text{ días}$$

\*Se utilizó la porosidad del medio filtrante, el caudal promedio, la profundidad y el volumen total del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial. Se realizó el este mismo procedimiento para el caudal mínimo y máximo.

Cálculo No. 66. Determinación del volumen de infiltración de agua en época lluviosa en el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial

$$\frac{22.83mm}{día} * \left(\frac{1m}{1000mm}\right) * 86.43m^2 * \frac{1000L}{1m^3} = \frac{2,059.24L}{día}$$

\*Se utilizó la precipitación promedio diaria de lluvia en Amatitlán en los meses de mayo a octubre y el área superficial del humedal. Se realizó el mismo procedimiento para la precipitación máxima y mínima de lluvia en Amatitlán.

Cálculo No. 67. Determinación de la concentración del efluente de la demanda química de oxígeno en época lluviosa del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial

$$\frac{164.97mgDQO}{L} - \left(\frac{164.97mgDQO}{L} * 0.85\right) = \frac{24.75mgDQO}{L}$$

\*Se utilizó la concentración del afluente del humedal de flujo subsuperficial cuando es época lluviosa y el porcentaje de remoción de contaminantes tomados de literatura citada. Se realizó el mismo procedimiento para los demás contaminantes del sistema y para las concentraciones del efluente en época seca.

Cálculo No. 68. Determinación del flujo de concentración del efluente de la demanda química de oxígeno en época lluviosa con el caudal mínimo

$$\left( \frac{164.97 \text{ mgDQO}}{L} - \frac{24.75 \text{ mgDQO}}{L} \right) * \frac{3.41 \text{ m}^3}{\text{día}} * \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ mg}} = \frac{0.48 \text{ kg}}{\text{día}}$$

\*Se utilizó la concentración del afluente y efluente del humedal de flujo subsuperficial cuando es época lluviosa y el caudal mínimo del efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial. Se realizó el mismo procedimiento para los demás contaminantes del sistema y para los flujos promedio y máximo.

Cálculo No. 69. Determinación del volumen del tanque de almacenamiento de agua tratada con el flujo másico promedio

$$V = \frac{2,189.50 \text{ kg/día}}{998 \text{ kg/m}^3} = 2.19 \text{ m}^3$$

\*Se utilizó el flujo másico promedio necesario para el riego del área verde y la densidad del agua a la temperatura ambiente promedio en Amatitlán. Se realizó el mismo procedimiento para calcular el volumen del tanque de lodos y el volumen del tanque de almacenamiento de agua tratada para los inodoros de los servicios sanitarios.

Cálculo No. 70. Determinación de la inversión inicial para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\begin{aligned} \text{Inversión: } & Q186,162.31 + Q76,326.55 + Q13,548.87 + Q30,678.00 + Q1,352.85 + Q24,201 \\ & + Q24,201.10 = Q356,470.78 \end{aligned}$$

\*Se utilizó la inversión inicial requerida para la compra del equipo, instalación del equipo, material de construcción, construcción de los sistemas primario y secundario, accesorios, equipo de control y equipo eléctrico. Se realizó el mismo procedimiento para los demás costos involucrados.

Cálculo No. 71. Determinación del salario semanal del operario encargado del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Salario semanal} = \left( 48h * \frac{Q 11.63}{h} \right) + \left( 8h * Q \frac{23.25}{h} \right) = Q 744.00$$

\*Se utilizó un salario base por hora ordinaria de Q11.63 y horas extra dobles de Q23.25 por trabajar el domingo.

Cálculo No. 72. Determinación del salario del séptimo día del operario encargado del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Salario séptimo día} = \frac{Q\ 744.00}{6} = Q\ 868.00$$

\*Se utilizó el salario del operario determinado en el cálculo no. 71 y se dividió entre 6, que es lo estipulado para determinar el salario correspondiente al séptimo día.

Cálculo No. 73. Determinación del salario total del operario encargado del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Salario total} = Q\ 868.00 + Q\ 744.00 = Q\ 868.00$$

\*Se utilizaron los resultados de los cálculos no. 70 y no. 71 para determinar el salario total.

Cálculo No. 74. Determinación del salario base del operario encargado del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Sueldo semanal base} = Q\ 93.00 * 7\ \text{días} = Q\ 651.00$$

\*Se utilizó el salario mínimo para realizar este cálculo y los siete días de la semana.

Cálculo No. 75. Determinación del costo anual de la mano de obra sin prestaciones para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\begin{aligned}\text{Costo sin prestaciones} \\ &= [(52\ \text{semanas} * Q868.00/\text{semana}) + (3\ \text{semanas} * Q651.00/\text{semana})] \\ &= Q\ 47,089.00/\text{año}\end{aligned}$$

\*Se utilizaron 52 semanas de trabajo laboral con el salario total y 3 semanas de vacaciones con el salario base.

Cálculo No. 76. Determinación del costo anual de la mano de obra con prestaciones para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\begin{aligned}\text{Costo con prestaciones} \\ &= (10.67\% * Q\ 47,089.00/\text{año}) + (1\% * Q\ 47,089.00/\text{año}) \\ &+ (8.33\% * Q\ 47,089.00/\text{año}) + (8.33\% * Q\ 47,089.00/\text{año}) \\ &+ (8.33\% * Q\ 47,089.00/\text{año}) + (Q250.00 * 12) = Q\ 67,356.54/\text{año}\end{aligned}$$

\*Se utilizaron las prestaciones del cuadro no. 32 y el costo anual de mano de obra sin prestaciones determinados en el cálculo no. 75. Se incluyó un bono de Q250.00 mensual.

Cálculo No. 77. Determinación de la energía consumida por las bombas centrífugas en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Energía\ consumida = \left( 0.373\ kW * 4\ unidades * 2,184\ \frac{horas}{años} \right) = 3,257.22\ \frac{kWh}{año}$$

\*Se utilizó la potencia de la bomba centrífuga, el tiempo de operación en un año y una cantidad de 4 bombas. Se realizó el mismo procedimiento para los 4 motores con el mismo tiempo de operación anual.

Cálculo No. 78. Determinación de imprevistos en los costos energéticos en las bombas centrífugas del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Imprevistos = 3,257.22\ \frac{kWh}{año} * 30\% = 977.17\ \frac{kWh}{año}$$

\*Se utilizó la energía consumida por las bombas centrífugas determinadas en el cálculo no. 77 y un 30% por imprevistos que puedan ocurrir. Se realizó el mismo cálculo para los motores del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán.

Cálculo No. 79. Determinación del costo energético del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Costo\ energético = 2 * \left[ \left( 3,257.22\ \frac{kWh}{año} * Q\ \frac{1.6}{kWh} \right) + \left( 977.17\ \frac{kWh}{año} * Q\ \frac{1.6}{kWh} \right) \right] = Q\ 13,550.03$$

\*Se utilizó el costo de energía eléctrica en Guatemala de Q 1.6/kWh y la energía consumida de las bombas centrífugas y los motores determinadas como en el cálculo no. 78.

Cálculo No. 80. Determinación de ahorro anual por recirculación de agua tratada a inodoros

$$Ahorro\ anual = 4.45\ \frac{m^3}{día} * \frac{Q9.38}{m^3} * 7\ \frac{días}{semana} * 52\ \frac{semanas}{año} = Q\ \frac{15,190.78}{año}$$

\*Se utilizó el mismo cálculo para el ahorro anual del agua de reuso para el riego de plantas. Se utilizó el costo del agua de Q9.38/m<sup>3</sup>, los 7 días de la semana, 52 semanas por años y el flujo promedio de 4.45 m<sup>3</sup>/día.

Cálculo No. 81. Determinación del ahorro total por agua de reuso en el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$Ahorro\ total = Q\ \frac{15,190.78}{año} + Q\ \frac{7,490.61}{año} = Q\ \frac{22,681.39}{año}$$

\*Se utilizó el ahorro anual por la recirculación del agua tratada y el agua de reuso para el riego de plantas determinadas como en el cálculo no. 80.

Cálculo No. 82. Determinación de costos por mantenimiento de la cepa para el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Costo cepa} = \frac{Q380}{\text{mes}} * 12 \frac{\text{meses}}{\text{año}} = Q 4,560.00$$

\*El costo fue calculado de acuerdo con el proveedor de MICROCAT-ST con un costo de Q380 mensuales.

Cálculo No. 83. Determinación de costos totales por mantenimiento del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\begin{aligned} \text{Costos totales por mantenimiento} &= Q 651.00 + Q 4,560.00 + Q 300.00 + Q 1,302.00 + Q 1,020.00 \\ &= Q 7,833.00 \end{aligned}$$

\*Se tomó en cuenta el mantenimiento de la cepa, equipo, vegetación, limpieza y medio del humedal.

Cálculo No. 84. Determinación del costo anual de operación y mantenimiento con el ahorro de agua de reuso del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Costos anual} = Q 88,739.56 - Q 22,681.39 = Q 66,058.17$$

\*Se utilizaron los costos totales y el ahorro por el agua de reuso.

Cálculo No. 85. Determinación del costo mensual de operación y mantenimiento con el ahorro de agua de reuso del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

$$\text{Costos mensuales} = \frac{Q 66,058.17}{12} = Q 5,504.85$$

\*Se utilizó el costo anual extra de operación y mantenimiento determinado en el cálculo no. 84 y 12 meses que tiene un año para calcular el costo mensual.

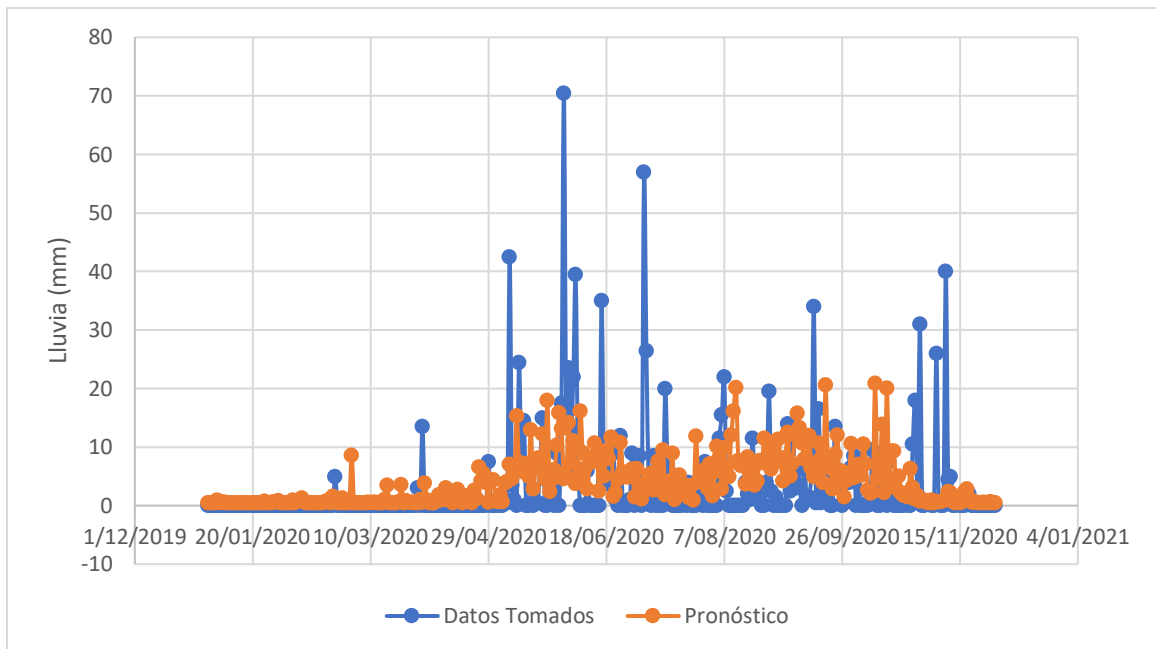
### C. Datos calculados

Cuadro No. 33. Promedio de precipitación de lluvia separado en semestres con su aumento o decremento anual

Lluvia	Noviembre-abril	%Aumento/decremento anual	Mayo-octubre	%Aumento/decremento anual
Promedio	56.85	-22.03%	1,196.20	-4.28%
Máximo	103.40	79.77%	2,001.40	55.64%
Mínimo	16.10	-213.04%	887.90	-85.83%

Notas: Se tomaron los datos del Cuadro No. 19 para realizar este promedio

Figura No. 15. Modelo de pronóstico de precipitación de lluvia respecto a datos reales proporcionados por INSIVUMEH en Amatitlán de enero a noviembre 2020



Notas: Se tomaron los datos del Cuadro No. 19 y del Cuadro No. 33 para realizar esta comparación

Cuadro No. 34. Pronóstico de precipitación de lluvia realizado en RStudio con sus intervalos de confianza

Tiempo (año)	Pronóstico lluvia (mm)	Mínimo (80% confianza)	Máximo (80% confianza)	Mínimo (95% confianza)	Máximo (95% confianza)
2019.9918	0.502	-10.249	11.253	-15.940	16.944
2019.9945	0.580	-10.173	11.332	-15.865	17.024
2019.9973	0.452	-10.302	11.206	-15.995	16.899
2020	0.453	-10.303	11.209	-15.996	16.902
2020.0027	0.490	-10.268	11.247	-15.962	16.942
2020.0055	0.454	-10.305	11.213	-16.000	16.909
2020.0082	0.473	-10.288	11.234	-15.984	16.930
2020.0109	0.920	-9.843	11.682	-15.540	17.379
2020.0137	0.457	-10.308	11.221	-16.006	16.919
2020.0164	0.672	-10.094	11.438	-15.793	17.137
2020.0192	0.565	-10.202	11.333	-15.902	17.033
2020.0219	0.459	-10.310	11.228	-16.011	16.928
2020.0246	0.459	-10.311	11.230	-16.013	16.932
2020.0274	0.460	-10.313	11.232	-16.015	16.935
2020.0301	0.460	-10.314	11.234	-16.017	16.938
2020.0328	0.460	-10.315	11.236	-16.020	16.940
2020.0356	0.461	-10.317	11.238	-16.022	16.943
2020.0383	0.461	-10.318	11.240	-16.024	16.946
2020.0411	0.461	-10.320	11.242	-16.027	16.949
2020.0438	0.461	-10.321	11.244	-16.029	16.952
2020.0465	0.462	-10.322	11.246	-16.031	16.954
2020.0493	0.502	-10.284	11.287	-15.994	16.997
2020.052	0.462	-10.325	11.250	-16.036	16.960
2020.0547	0.520	-10.269	11.309	-15.980	17.020
2020.0575	0.463	-10.328	11.253	-16.040	16.966
2020.0602	0.463	-10.329	11.255	-16.043	16.968
2020.0629	0.464	-10.331	11.258	-16.045	16.972
2020.0657	0.786	-10.010	11.582	-15.725	17.297
2020.0684	0.465	-10.332	11.263	-16.048	16.978
2020.0712	0.466	-10.333	11.265	-16.049	16.982
2020.0739	0.495	-10.306	11.296	-16.023	17.013
2020.0766	0.711	-10.092	11.513	-15.810	17.231
2020.0794	0.569	-10.235	11.373	-15.954	17.093
2020.0821	0.834	-9.972	11.639	-15.692	17.360
2020.0848	0.472	-10.336	11.279	-16.057	17.000

Notas: Este cuadro es una muestra del pronóstico realizado de la lluvia de los próximos 15 años

Cuadro No. 35. Flujo total y flujos promedios de los servicios sanitarios del área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán

No.	1	2	3
Flujo total de agua (L/persona)	30.5	24.9	28.5
Flujo promedio de agua por inodoro(L/persona)		27.97	
Flujo promedio de agua por lavamanos (L/persona)		17.47	
Flujo promedio por descarga (L/persona)		10.00	
Flujo promedio efluente de los baños (L/persona)		0.50	

Notas: Datos calculados a partir de los datos del Cuadro No. 20

Cuadro No. 36. Datos calculados para la determinación del caudal de los baños tomando en cuenta el aforo de personas

Sección	Promedio actual (personas/día)	Flujo entre semana (L/día)	Flujo fin de semana (L/día)	Caudal promedio (L/día)
Inodoros	257.14	3,493.33	6,986.67	4,491.43
Lavamanos	257.14	2,000.00	4,000.00	2,000.00
Total	257.14	5,593.33	11,186.67	7,191.43

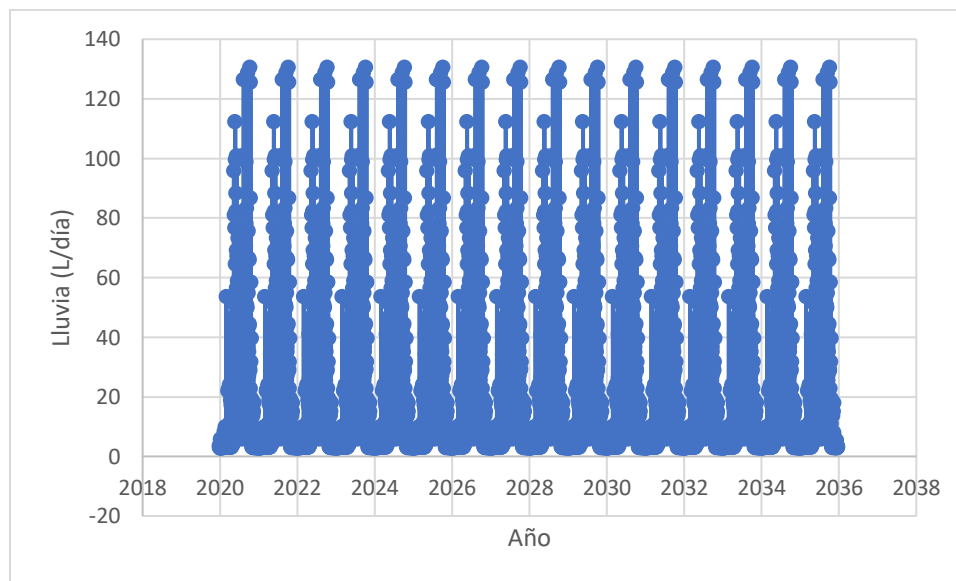
Notas: Datos calculados a partir de los datos del Cuadro No. 35

Cuadro No. 37. Datos calculados del crecimiento poblacional de los próximos 15 años con la estimación del uso de baños

Año	Estimaciones habitantes	Estimación de uso de baños (personas)
2021	130,371.03	261.30
2022	132,476.52	265.52
2023	134,616.02	269.80
2024	136,790.07	274.16
2025	138,999.23	278.59
2026	141,244.06	283.09
2027	143,525.15	287.66
2028	145,843.09	292.31
2029	148,198.45	297.03
2030	150,591.86	301.82
2031	153,023.91	306.70
2032	155,495.25	311.65
2033	158,006.50	316.68
2034	160,558.30	321.80
2035	163,151.32	327.00

\*Datos calculados a partir de los datos del Cuadro No. 26

Figura No. 16. Gráfico de los datos pronosticados de la infiltración de lluvia en la fosa séptica del año 2020 al 2035



Notas: Se tomaron los datos del Cuadro No. 34

Cuadro No. 38. Muestra de datos calculados del pronóstico de infiltración de lluvia en fosa séptica, del aforo de personas y caudal diario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Tiempo (año)	Pronóstico lluvia en fosa séptica (L/día)	Aforo (personas/día)	Pronóstico caudal (L/día)
2019.99	3.14	257.14	7194.57
2019.99	3.62	257.14	7195.05
2020.00	2.83	257.14	7194.26
2020.00	2.83	257.14	7194.26
2020.00	3.06	257.14	7194.49
2020.01	2.84	257.14	7194.27
2020.01	2.96	257.14	7194.39
2020.01	5.75	257.14	7197.18
2020.01	2.85	257.14	7194.28
2020.02	4.20	257.14	7195.63
2020.02	3.53	257.14	7194.96
2020.02	2.87	257.14	7194.30
2020.02	2.87	257.14	7194.30
2020.03	2.87	257.14	7194.30
2020.03	2.88	257.14	7194.30
2020.03	2.88	257.14	7194.31
2020.04	2.88	257.14	7194.31
2020.04	2.88	257.14	7194.31
2020.04	2.88	257.14	7194.31
2020.04	2.88	257.14	7194.31
2020.05	2.89	257.14	7194.31
2020.05	3.14	257.14	7194.56
2020.05	2.89	257.14	7194.32
2020.05	3.25	257.14	7194.68
2020.06	2.89	257.14	7194.32
2020.06	2.89	257.14	7194.32
2020.06	2.90	257.14	7194.33
2020.07	4.91	257.14	7196.34
2020.07	2.91	257.14	7194.34
2020.07	2.91	257.14	7194.34
2020.07	3.09	257.14	7194.52
2020.08	4.44	257.14	7195.87
2020.08	3.56	257.14	7194.99
2020.08	5.21	257.14	7196.64
2020.08	2.95	257.14	7194.38

Notas: Este cuadro es una muestra del pronóstico del caudal, lluvia en fosa y aforo de personas de los próximos 15 años. Los datos fueron tomados de los cuadros no. 20 y no. 34

Cuadro No. 39. Caudal promedio, mínimo y máximo total, de inodoros, lavamanos y aforo de personas de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Aforo (Personas/día)	Caudal (L/s)	Caudal inodoro (L/s)	Caudal lavamanos (L/s)
Promedio	247.63	0.16	0.10	0.06
Mínimo	128.57	0.08	0.05	0.03
Máximo	490.49	0.32	0.20	0.11

Notas: Datos calculados a partir de los datos del Cuadro No 36.

Cuadro No. 40. Relación entre DBO<sub>5</sub>/DQO y SST/DQO para la determinación de las concentraciones iniciales del sistema de tratamiento de agua del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	DBO <sub>5</sub> /DQO	SST/DQO	No.	DBO <sub>5</sub> /DQO	SST/DQO
	0.655	N/A		0.888	N/A
1	0.700	N/A		0.799	N/A
	0.602	N/A		0.800	N/A
	0.535	40.93		0.653	N/A
	0.587	40.51	4	0.800	N/A
2	0.499	30.57		0.800	N/A
	0.504	30.31		0.801	N/A
	0.387	33.11		0.801	N/A
	0.667	0.60		0.799	N/A
	0.693	0.87		0.799	N/A
				0.556	1.00
3	0.701	0.47		0.548	5.07
			5	0.342	5.17
	0.579	0.42		0.818	8.82

Notas: Los datos para estas relaciones se tomaron del Cuadro No. 21. DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales

Cuadro No. 41. Datos calculados de la relación de DBO<sub>5</sub>/DQO, sus concentraciones y flujo de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	DBO <sub>5</sub> /DQO	DQO (mg/L)	DQO (kg/m <sup>3</sup> )	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	DBO <sub>5</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	Flujo lodos (L/día)	Flujo lodos (m <sup>3</sup> /día)
Promedio	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	123.82	0.12
Mínimo	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	64.29	0.06
Máximo	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	245.25	0.25

Notas: Los datos de referencia se tomaron de los cuadros no. 5, 6 y 40. DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno

Cuadro No. 42. Porcentajes de remoción promedio tomados de literatura citada de contaminantes en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

%Remoción de tratamiento primario	% SST (%m/v)	%NT (%m/v)	%FT (%m/v)	Coliformes (NMP/100mL)	% DQO (%m/v)	%DBO <sub>5</sub> (%m/v)
Promedio	73.41%	77%	47%	93.50%	99.3%	77%

Notas: Los datos de referencia se tomaron de los cuadros no. 22, 23 y 28. DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total.

Cuadro No. 43. Concentraciones finales de contaminantes en el efluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Concentración efluente	SST (mg/L)	NT (mg/L)	FT (mg/L)	Coliformes (NMP/100mL)	DQO (mg/L)	DBO <sub>5</sub> (mg/L)
Promedio	637.66	11.04	12.78	51,350.00	637.66	11.04

Notas: Los datos de referencia se tomaron de los cuadros no. 6, 41 y 42. DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total

Cuadro No. 44. Dimensiones de fosa séptica actual

Dimensiones de fosa séptica actual	
Volumen (m <sup>3</sup> )	25.17
Área (m <sup>2</sup> )	6.25
Altura (m)	4.03

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 27

Cuadro No. 45. Carga DQO en el afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Carga DQO afluente (Lo)		
Loprom	3.32	kgDQO/día
Lomín	1.73	kgDQO/día
Lomáx	6.56	kgDQO/día

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 39 y 41. DQO: demanda química de oxígeno, Lo: carga DQO en el afluente, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 46. Volumen y largo de módulos del reactor anaerobio según el caudal del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Volumen necesario reactor (m <sup>3</sup> )	Volumen diseño reactor (m <sup>3</sup> )	Volumen módulos (m <sup>3</sup> )	Largo módulos (m)	Espacio disponible (m)
Prom	6.95	8.34	2.78	0.29	1.62
Min	3.63	4.35	1.45	0.15	2.04
Max	13.72	16.47	5.49	0.58	0.77

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 27, 28 y 39. Prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 47. Volumen corregido, tiempo de residencia, largo módulos y área total del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Volumen correcto (m <sup>3</sup> )	Tiempo residencia corregido (h)	Largo correcto (m)	Área total (m <sup>2</sup> )
Prom	16.50	28.49	0.55	1.4
Min	16.50	54.59	0.55	1.4
Máx	16.50	14.43	0.55	1.4

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 28 y 46. Prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo. Volumen correcto se calculó a partir del caudal máximo para el dimensionamiento del humedal.

Cuadro No. 48. Carga hidráulica volumétrica en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Carga hidráulica volumétrica		
CHVprom	0.42	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> día
CHVmín	0.22	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> día
CHVmáx	0.83	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> día

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 39 y 47. CHV: carga hidráulica volumétrica, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 49. Carga orgánica volumétrica en afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Carga orgánica volumétrica		
COVprom	0.20	kgDQO/m <sup>3</sup> día
COVmín	0.11	kgDQO/m <sup>3</sup> día
COVmáx	0.40	kgDQO/m <sup>3</sup> día

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 39 y 47. DQO: demanda química de oxígeno, COV: carga orgánica volumétrica, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 50. Velocidad de flujo ascendente del agua residual del reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Velocidad flujo ascendente		
vprom	0.42	m/h
vmín	0.22	m/h
vmáx	0.83	m/h

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 39 y 47. v: velocidad de flujo, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 51. Sistemas de distribución necesarios para el agua residual en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Sistemas de distribución del agua residual (afluente)		
Ndprom	0.92	m/h
Ndmín	0.92	m/h
Ndmáx	0.92	m/h

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 28 y 47. Nd: sistemas de distribución, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 52. Datos calculados para la determinación de la producción de biogás en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	DQO efluente (kg/m <sup>3</sup> )	DBO <sub>5</sub> efluente (kg/m <sup>3</sup> )	DQO <sub>CH4</sub> (kgDQO/día)	K(t) (kgDQO/m <sup>3</sup> )	Producción teórica de metano (m <sup>3</sup> /día)	Producción de biogás (m <sup>3</sup> /día)
Prom	0.17	0.08	0.94	2.62	0.36	0.51
Min	0.17	0.08	0.49	2.62	0.19	0.27
Max	0.17	0.08	1.85	2.62	0.71	1.01

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 6, 11, 41 y 42. DQO: demanda química de oxígeno, DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, K(t): factor de conversión de metano, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 53. Datos calculados para la determinación de la producción de lodos en el reactor anaerobio del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Y (kgSST/kgDQOapp)	Producción de lodo (kgSST/día)	Flujo de lodos (m <sup>3</sup> /día)	Flujo lodos totales (m <sup>3</sup> /día)	Limpieza (días)	Volumen lodos por extracción (m <sup>3</sup> )
Prom	0.20	0.65	0.02	0.42	5.9	2.48
Min	0.20	0.34	0.01	0.22	11.4	2.48
Max	0.20	1.28	0.03	0.83	3.0	2.48

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 28 y 41. DQOapp: demanda química de oxígeno aplicada, SST: sólidos suspendidos totales, prom: promedio, mín: mínimo, máx: máximo

Cuadro No. 54. Caudales del afluente de los servicios sanitarios e infiltración de lluvia para el tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Caudal de afluente del tratamiento primario	Inodoros (m <sup>3</sup> /día)	Inodoros (kg/día)	Lavamanos (m <sup>3</sup> /día)	Lavamanos (kg/día)	Lluvia (m <sup>3</sup> /día)	Lluvia (kg/día)
Promedio	4.33	4,442.36	2.48	2,472.09	0.02	23.52
Mínimo	2.25	2,306.48	1.29	1,283.52	0.03	31.40
Máximo	8.57	8,799.11	4.90	4,896.55	0.00	4.19

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 35 y 39.

Cuadro No. 55. Caudal total del afluente pronosticado del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Caudal de afluente del tratamiento primario	Caudal total (m <sup>3</sup> /día)	Caudal total (kg/día)
Promedio	6.95	6,937.98
Mínimo	3.63	3,621.39
Máximo	13.72	13,699.84

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 54

Cuadro No. 56. Caudales promedio, mínimo y máximo de los efluentes del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Caudal de efluentes del tratamiento primario	Agua tratada (m <sup>3</sup> /día)	Agua tratada (kg/día)	Biogás (m <sup>3</sup> /día)	Biogás (kg/día)	Lodos (m <sup>3</sup> /día)	Lodos (kg/día)
Promedio	6.53	6,517.91	0.51	0.29	0.42	419.79
Mínimo	3.41	3,402.48	0.27	0.15	0.22	218.77
Máximo	12.89	12,869.60	1.01	0.56	0.83	829.69

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 52, 53 y 55

Cuadro No. 57. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del compartimiento 1 y 2 del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.10	0.0002	1.59	0.20	0.0017	0.05	1.82
Mínimo	0.10	0.0002	1.59	0.20	0.0017	0.05	1.82
Máximo	0.10	0.0002	1.59	0.20	0.0017	0.05	1.82

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 56.

Cuadro No. 58. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del compartimiento 3 del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.05	0.00005	0.79	0.20	0.001	0.03	1.28
Mínimo	0.05	0.00005	0.79	0.20	0.001	0.03	1.28
Máximo	0.05	0.00005	0.79	0.20	0.001	0.03	1.28

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 56.

Cuadro No. 59. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del efluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán que se dirige hacia el humedal

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.16	0.0002	2.53	2.49	0.00021	0.02	0.64
Mínimo	0.08	0.0001	1.32	2.49	0.00011	0.01	0.47
Máximo	0.32	0.0003	5.00	2.49	0.00042	0.02	0.91

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 56.

Cuadro No. 60. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del efluente del humedal artificial de flujo subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán que se dirige hacia el tanque de almacenamiento

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.15	0.0002	2.39	2.49	0.00020	0.02	0.63
Mínimo	0.08	0.0001	1.25	2.49	0.00010	0.01	0.45
Máximo	0.30	0.0003	4.72	2.49	0.00039	0.02	0.88

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 75.

Cuadro No. 61. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería de la recirculación de agua tratada para los inodoros

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.10	0.0001	1.59	2.49	0.00013	0.01	0.51
Mínimo	0.05	0.00005	0.82	2.49	0.000068	0.01	0.37
Máximo	0.20	0.0002	3.14	2.49	0.00026	0.02	0.72

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 54.

Cuadro No. 62. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería de la salida de biogás del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.00001	0.00002	0.37	4.99	0.000016	0.004	0.18
Mínimo	0.00001	0.00001	0.20	4.99	0.000008	0.003	0.13
Máximo	0.00003	0.00005	0.74	4.99	0.000031	0.006	0.25

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 56.

Cuadro No. 63. Datos calculados para el dimensionamiento de tubería del afluente del reactor anaerobio del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Flujo másico (kg/s)	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	0.16	0.0002	2.52	0.98	0.00053	0.03	1.02
Mínimo	0.08	0.0001	1.32	0.98	0.00028	0.02	0.74
Máximo	0.32	0.0003	4.98	0.98	0.00105	0.04	1.44

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 29 y 54.

Cuadro No. 64. Datos calculados para el dimensionamiento de las bombas centrífugas del sistema de tratamiento primario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Característica	Extracción lodos	Efluente reactor	Efluente humedal	Agua para inodoros
Caída de presión ( $\Delta P_f$ ) (N/m <sup>2</sup> )	0.42	2.35	1.47	8.02
Factor de fricción	0.0004	2.58E-06	2.6E-06	2.6E-06
$\Delta P$ (N/m <sup>2</sup> )	55,532.19	10,833.90	35,734.23	29,341.20
W (J/kg)	108.78	21.56	29.40	9.79
Flujo másico (kg/s)	0.15	3.81	71.54	58.79

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 14, 16 y 29.  $\Delta P$ : diferencia de presión, W: trabajo, hp: caballo fuerza

Cuadro No. 65. Concentraciones de DBO<sub>5</sub> y DQO en afluente y efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial

Flujo	DBO <sub>5</sub> en afluente humedal (mg/L)	DBO <sub>5</sub> en efluente humedal (mg/L)	DQO en afluente humedal (mg/L)	DQO en efluente humedal (mg/L)
Promedio	84.61	12.69	171.52	25.73
Mínimo	84.61	12.69	171.52	25.73
Máximo	84.61	12.69	171.52	25.73

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 24 y 43. DBO<sub>5</sub>: demanda bioquímica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno

Cuadro No. 66. Constante cinética corregida para el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial respecto a la temperatura ambiente promedio, mínima y máxima en Amatitlán

Flujo	Temperatura (°C)	Constante cinética corregida (1/día)
Promedio	25.75	1.543
Mínimo	18	0.983
Máximo	33.5	2.424

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 30.

Cuadro No. 67. Área superficial del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según la temperatura ambiente promedio, mínima y máxima y según flujo promedio, mínimo y máximo del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Área superficial clima promedio (m <sup>2</sup> )	Área superficial clima cálido (m <sup>2</sup> )	Área superficial clima frío (m <sup>2</sup> )
Promedio	27.87	43.77	17.74
Mínimo	14.55	22.85	9.26
Máximo	55.02	86.43	35.03

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 13, 30, 39, 65 y 66.

Cuadro No. 68. Dimensiones del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial del sistema de tratamiento secundario del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Dimensiones humedal artificial flujo subsuperficial		
Volumen	51.86	m <sup>3</sup>
Volumen diseño	62.23	m <sup>3</sup>
Ancho	7.20	m
Largo	14.40	m

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 13 y 67.

Cuadro No. 69. Pérdida de carga según la zona del humedal y flujo promedio, mínimo y máximo del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Divisiones del Humedal	Pérdida de carga prom (m)	Pérdida de carga min (m)	Pérdida de carga max (m)
Zona de Entrada	0.002	0.001	0.004
Zona Inicial	0.004	0.002	0.007
Zona Final	0.008	0.004	0.017
Zona de salida	0.001	0.001	0.002
Total	0.015	0.008	0.030

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 13, 29, 39 y 68. Prom: promedio, min: mínimo, max: máximo

Cuadro No. 70. Tiempo de residencia hidráulica del agua residual en el humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Tiempo residencia hidráulica	TRH (días)	TRH (horas)
Prom	3.81	91.50
Min	7.30	175.27
Max	1.93	46.34

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 12, 13, 39 y 67. Prom: promedio, min: mínimo, max: máximo

Cuadro No. 71. Concentraciones de contaminantes en el efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según la época lluviosa y época seca

Afluente	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	NT (mg/L)	FT (mg/L)	Coliformes (NMP/100mL)
Época seca (noviembre - abril)	84.61	171.52	637.66	11.04	12.78	51,350.00
Época lluviosa (mayo-octubre)	81.38	164.97	613.30	10.62	12.29	49,388.76

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 43 y 73. DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total, NMP: número más probable

Cuadro No. 72. Porcentaje de remoción de contaminantes en un humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según literatura

Parámetro	%Remoción literatura (%m/v)
DBO <sub>5</sub> y DQO	85%
Sólidos suspendidos totales	90%
Nitrógeno total	77%
Fósforo total	69%
Coliformes	99%

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 24. DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno y de (CONAGUA, 2015)

Cuadro No. 73. Precipitación de lluvia promedio, infiltración en el sistema de tratamiento secundario y volumen representativo en el humedal

Lluvia (mm)	Volumen lluvia en humedal (m <sup>3</sup> )	Volumen lluvia en humedal (L)
23.83	2.06	2,059.24

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 13 y 34.

Cuadro No. 74. Flujos de contaminantes del efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según época lluviosa y época seca

Flujos de efluentes	DBO <sub>5</sub> (kg/día)	DQO (m3/día)	SST (kg/día)	NT (kg/día)	FT (kg/día)	Caudal efluente (kg/día)
Época seca (noviembre - abril)	0.47	0.95	3.75	0.06	0.06	6,506.11
Época lluviosa (mayo-octubre)	0.24	0.48	1.88	0.03	0.03	3,396.43

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 39, 71 y 73. DBO<sub>5</sub>: demanda biológica de oxígeno, DQO: demanda química de oxígeno, SST: sólidos suspendidos totales, NT: nitrógeno total, FT: fósforo total

Cuadro No. 75. Flujos del efluente del humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial según época lluviosa y época seca del año en los flujos promedio mínimo y máximo del sistema de tratamiento propuesto

Flujos de efluentes	Caudal efluente época seca (kg/día)	Caudal efluente época lluviosa (kg/día)
Promedio	6,506.11	6,508.74
Mínimo	3,393.80	3,396.43
Máximo	12,851.45	12,854.08

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 74

Cuadro No. 76. Volumen de tanque de agua tratada del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán según flujo promedio, mínimo y máximo

Volumen tanque agua tratada		
Promedio	2.19	m <sup>3</sup>
Mínimo	1.16	m <sup>3</sup>
Máximo	4.31	m <sup>3</sup>

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 74.

Cuadro No. 77. Costos de equipos para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	Equipos	Costo EXW	Unidades	Flete interno y descarga	Costo DAP
1	Tanque cerrado de agua tratada	Q 7,174.37	2.00	Q 143.49	Q 314,492.23
2	Bomba centrífuga con motor (0.5hp)	Q 1,225.00	4.00	Q 24.50	Q 4,924.50
3	Tanque para lodos residuales	Q 1,732.95	1.00	Q 34.66	Q 1,732.95
<b>TOTAL</b>					<b>Q 21,184.34</b>

Notas: Los datos se tomaron de cotizaciones mostradas en la sección de imágenes

Cuadro No. 78. Costos de construcción del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	Costos construcción	Costo por unidad	Unidades	Total
1	Limpieza fosa séptica actual	Q 4,000.00	1	Q 4,000.00
2	Limpieza del lugar	Q 50.00	1	Q 50.00
3	Construcción bodega albañiles	Q 50.00	1	Q 50.00
4	Nivelación	Q 20.00	87.82	Q 1,756.40
5	Excavación	Q 140.00	86.42	Q 12,098.80
6	Alquiler maquinaria	Q 350.00	5	Q 1,750.00
7	Modificación fosa séptica	Q 2,786.40	1	Q 2,786.40
8	Construcción humedal	Q 2,786.40	1	Q 2,786.40
9	Impermeabilización	Q 108.00	50	Q 5,400.00
<b>TOTAL</b>				<b>Q 30,678.00</b>

(Rodas, 2003)

Cuadro No. 79. Costos de accesorios necesarios para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	Accesorios	Costo por unidad	Unidades	Costo	Link
1	Chorro 1/2"	Q 19.95	1	Q 19.95	<a href="https://gt.epaenlinea.com/chorro-pvc-blanco-manija-mariposa-de-1-2.html">https://gt.epaenlinea.com/chorro-pvc-blanco-manija-mariposa-de-1-2.html</a>
2	Manguera	Q 149.00	1	Q 149.00	<a href="https://gt.epaenlinea.com/manguera-traslucida-roja-100ft-30-49m.html">https://gt.epaenlinea.com/manguera-traslucida-roja-100ft-30-49m.html</a>
3	Codos PVC 4"	Q 22.00	2	Q 44.00	
4	Codos PVC 3"	Q 12.00	2	Q 24.00	
5	Codos PVC 2"	Q 6.50	1	Q 6.50	<a href="https://www.novex.com.gt/resultados?term=codos+pvc&amp;category=10030202">https://www.novex.com.gt/resultados?term=codos+pvc&amp;category=10030202</a>
6	Codos PVC 1"	Q 3.00	5	Q 15.00	
7	Codos PVC 3/4"	Q 1.25	4	Q 5.00	
8	Codos PVC 1/2"	Q 0.90	1	Q 0.90	
13	Unión T 4"	Q 27.00	1	Q 27.00	<a href="https://www.novex.com.gt/catalogo/100303/TEE-PVC.html">https://www.novex.com.gt/catalogo/100303/TEE-PVC.html</a>
14	Reductor de 4" a 3"	Q 13.00	1	Q 13.00	<a href="https://www.novex.com.gt/producto/54841/Bushing-pvc-liso-drenaje-pared-delgada-4-Pulg-a-3-Pulg.html">https://www.novex.com.gt/producto/54841/Bushing-pvc-liso-drenaje-pared-delgada-4-Pulg-a-3-Pulg.html</a>
15	Tubería PVC 4"	Q 499.00	1	Q 499.00	<a href="https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-4-x6m-250psi.html">https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-4-x6m-250psi.html</a>
16	Tubería PVC 3"	Q 230.00	1	Q 230.00	<a href="https://www.novex.com.gt/producto/48062/Tubo-pvc-250-psi-de-3-pulgadas.html">https://www.novex.com.gt/producto/48062/Tubo-pvc-250-psi-de-3-pulgadas.html</a>
17	Tubería PVC 2"	Q 120.00	1	Q 120.00	<a href="https://www.novex.com.gt/producto/12271/Tubo-pvc-de-250-psi,-2-pulgadas.html">https://www.novex.com.gt/producto/12271/Tubo-pvc-de-250-psi,-2-pulgadas.html</a>
18	Tubería PVC 1"	Q 44.95	2	Q 89.90	<a href="https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-1-x-6-mt-250-psi.html">https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-1-x-6-mt-250-psi.html</a>
19	Tubería PVC 3/4"	Q 22.95	4	Q 91.80	<a href="https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-3-4-x-6-mt-250-psi.html">https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-3-4-x-6-mt-250-psi.html</a>
20	Tubería PVC 1/2"	Q 4.45	4	Q 17.80	<a href="https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-de-1-2-315psi1m.html">https://gt.epaenlinea.com/tubo-pvc-de-1-2-315psi1m.html</a>
TOTAL				Q1,352.85	

Notas: Los datos se tomaron de cotizaciones mostradas en la sección de imágenes

Cuadro No. 80. Costos de materiales para construcción de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

No.	Materiales	Costo por unidad	Unidades	Total
1	Cemento	Q 74.99	116.18	Q 8,712.29
2	Agua	Q 16.00	2.38	Q 38.07
3	Arena	Q 12.00	7.52	Q 90.29
4	Piedrín	Q 15.00	12.54	Q 188.10
5	Pala	Q 87.99	2.00	Q 175.98
6	Grava	Q 38.00	4	Q 152.00
7	Granito	Q 13.00	50	Q 650.00
8	Semilla carrizo	Q 300.00	1.00	Q 300.00
9	Nylon	Q 10.00	21.8	Q 218.00
10	Escoba	Q 15.00	1	Q 15.00
11	Bolsas de basura	Q 30.00	3	Q 90.00
12	Cloro	Q 125.00	1	Q 125.00
13	Desinfectante	Q 18.00	2	Q 36.00
14	Herramientas	Q 500.00	1	Q 500.00
18	Imprevistos (20%)			Q 2,258.14
TOTAL				Q 13,548.87

(Rodas, 2003)

Cuadro No. 81. Costos de mano de obra para el sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Costos de mano de obra	Salario operario
Salario Semanal	Q 744.00
Séptimo día	Q 124.00
Salario Total Semanal	Q 868.00
Sueldo Semanal Base (Q)	Q 651.00
Costos anuales sin prestaciones	Q47,089.00
Costos anuales con prestaciones	Q67,356.54

Notas: Los datos se tomaron del Cuadro No. 31.

Cuadro No. 82. Costos de operación del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Equipo	Energía consumida (kWh/año)	Imprevistos (30%)	Costo energético
Bomba centrífuga	Q 3,257.22	Q 977.17	Q 6,775.01
Motor	Q 3,257.22	Q 977.17	Q 6,775.01

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 31 y 15.

Cuadro No. 83. Ahorro por reuso de agua tratada de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Flujo	Ahorro diario inodoros	Ahorro anual inodoros	Ahorro diario riego	Ahorro anual riego	Ahorro Total
Promedio	Q 41.73	Q15,190.78	Q 20.58	Q 7,490.64	Q22,681.42
Mínimo	Q 21.67	Q 7,887.08	Q 10.84	Q 3,945.41	Q11,832.49
Máximo	Q 82.66	Q30,088.79	Q 40.42	Q14,711.45	Q44,800.25

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 31, 39 y 75.

Cuadro No. 84. Costos por mantenimiento anual de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán

Costos de mantenimiento anual	
Bomba y motor	Q 651.00
Cepa	Q 4,560.00
Vegetación	Q 300.00
Limpieza	Q 1,302.00
Medio humedal	Q 1,020.00
<b>Total</b>	<b>Q 7,833.00</b>

Notas: Los datos se tomaron de los cuadros no. 31, 78 y 80.

## D. Esquemas de proceso de tratamiento de agua

Figura No. 17. Esquema del sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán desde vista en planta

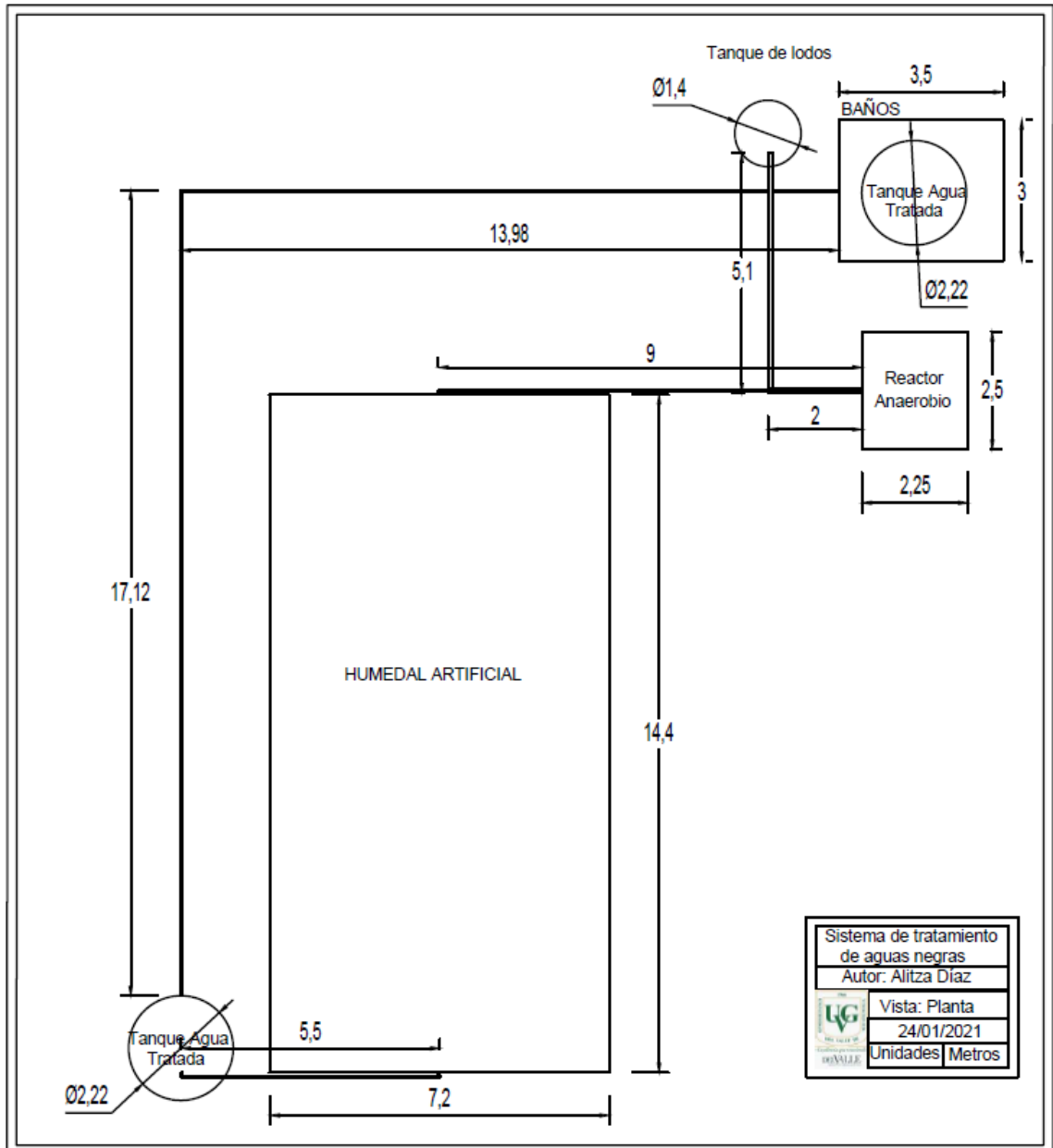
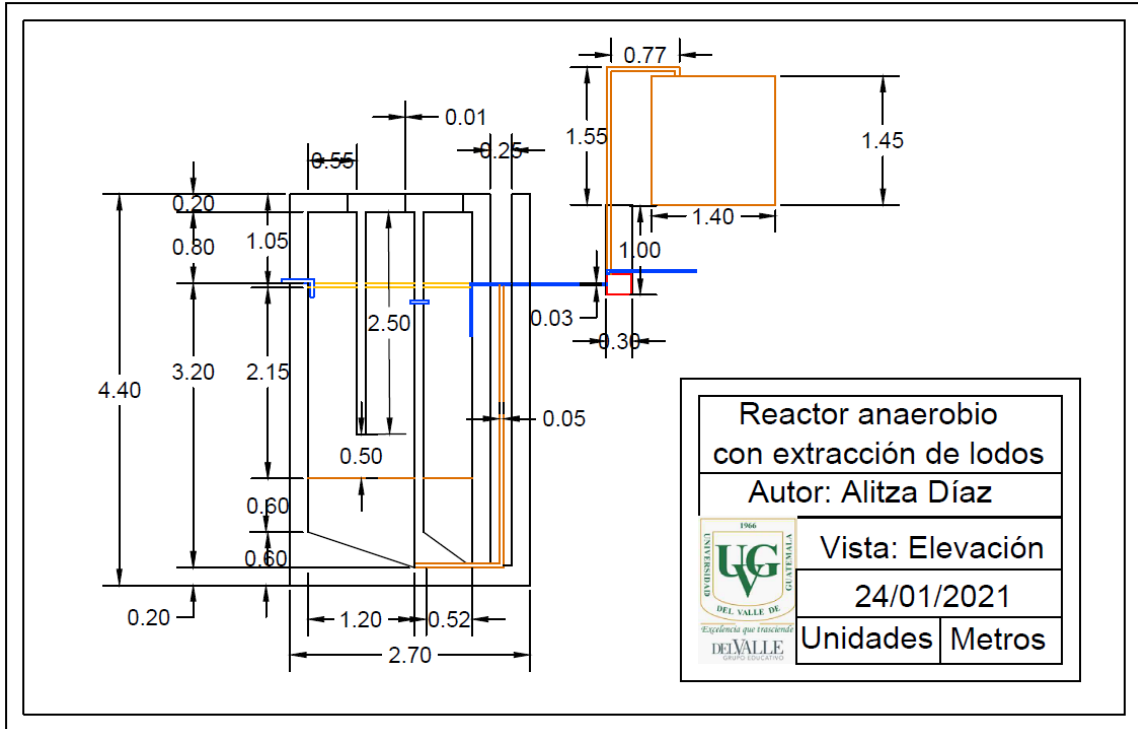
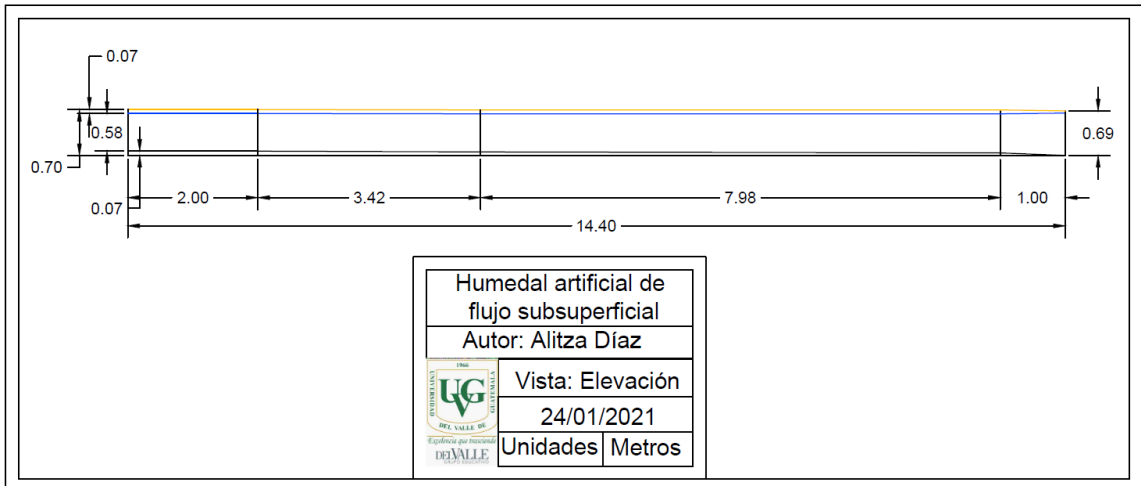


Figura No. 18. Esquema de reactor anaerobio con deflectores y sistema de extracción de lodos en vista elevación



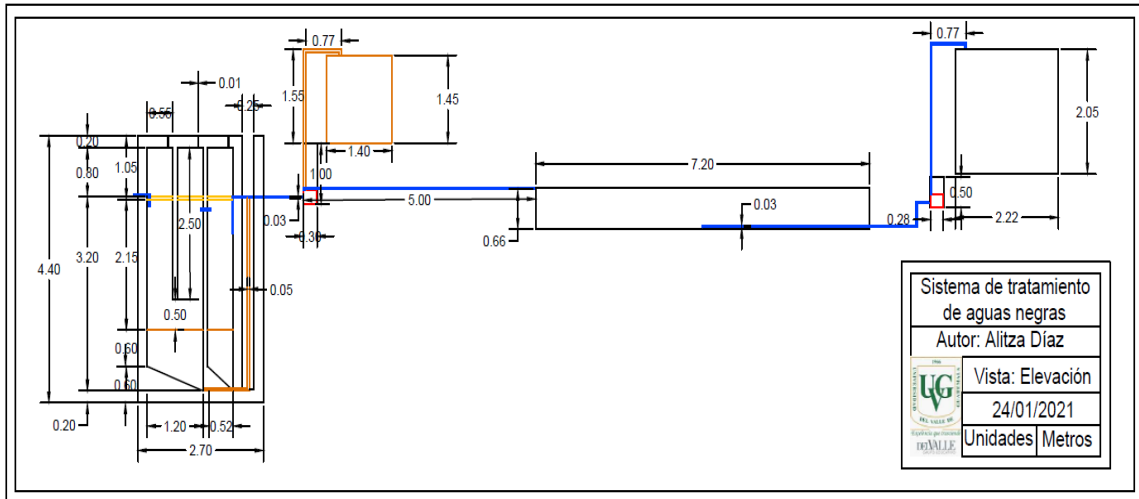
Notas: El color naranja representa el área de lodos y sistema de extracción, el color amarillo representa la espuma, el color rojo la bomba centrífuga y la tubería azul el transporte del agua residual. Las especificaciones se encuentran en la sección de resultados.

Figura No. 19. Esquema de humedal artificial de flujo subsuperficial en vista elevación



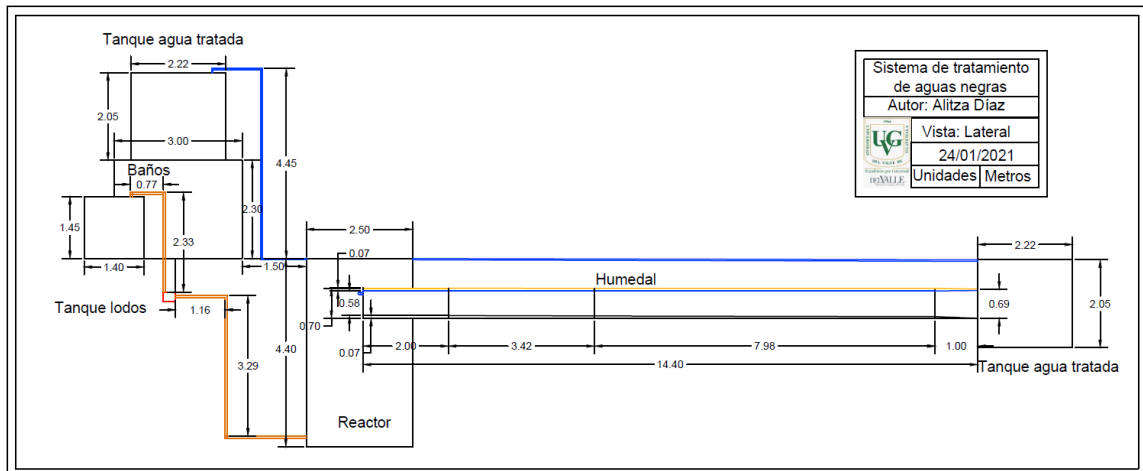
Notas: El color naranja representa la superficie del medio y el color azul la superficie del agua. Las especificaciones se encuentran en la sección de resultados.

Figura No. 20. Esquema de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán en vista elevación



Notas: El color naranja representa el área de lodos y sistema de extracción, el color amarillo representa la espuma, el color rojo la bomba centrífuga y la tubería azul el transporte del agua residual. Las especificaciones se encuentran en la sección de resultados.

Figura No. 21. Esquema de sistema de tratamiento del efluente de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago de Amatitlán en vista lateral



Notas: El color naranja representa el área de lodos y sistema de extracción y la tubería azul el transporte del agua residual. Las especificaciones se encuentran en la sección de resultados.

## E. Herramientas utilizadas

Cuadro No. 85. Herramienta utilizada para la selección del equipo de tratamiento primario

Tratamiento primario	Pequeña descripción	Consideraciones de diseño	Idoneidad	Impacto comunidad/higiene	Requerimientos	Operación y mantenimiento	Ventajas	Desventajas
Sedimentador	Reduce la concentración de sólidos suspendidos de 50-70% y materia orgánica es de 20-40% de DBO5.	Pueden ser circulares o rectangulares con un tiempo de retención hidráulica de 1.5 a 2.5 horas. Fondo inclinado.	Su selección se rige por el tamaño, tipo de instalación, fuerza de las aguas residuales, capacidades de manejo y conveniencia de un proceso anaerobio.	Para evitar el mal olor es necesario remover el lodo con frecuencia.	Requiere post tratamiento	Se debe remover y tratar regularmente los lodos y la espuma.	Tecnología sencilla y sólida. Costos de operación y capital bajos.	Frecuente remoción de lodos. Efluente, lodo y espuma requiere tratamiento adicional.
Tanque Imhoff	Está diseñado para separar el sólido del líquido y para la digestión del lodo asentado. Reduce sólidos suspendidos de 50-70% y DQO de 25-50%.	El tiempo de retención hidráulica es de 2 a 4 horas. Profundidad de 7 a 9.5m. La inclinación es de 45° o más. Está diseñado para almacenar lodo de 4 a 12 meses.	Uso de flujos residuales de varias viviendas. Climas cálidos o fríos, requiere poco espacio.	La eliminación de patógenos es baja.	Requiere post tratamiento	Bajo costo. Se limpia semanalmente las rutas de flujo.	Separación sólido-líquido y estabilización de lodos en un solo paso. Resistente cargas orgánicas. Requiere terreno pequeño. No es séptico (no tiene mal olor).	Baja reducción de patógenos. Efluente y lodos deben tener tratamiento
Reactor anaerobio con deflectores	Es una mejora de una fosa séptica porque tiene una serie de cámaras y aumenta el tiempo de contacto con la biomasa activa.	Caudal de 2-200m <sup>3</sup> /día. Tiempo de retención de 24 a 72 horas. El biogás no se recolecta porque es muy poco. Hay ventilación para evitar gases con olor o dañinos.	Se utiliza principalmente en pequeñas comunidades. Se instala bajo tierra. Funciona mejor en climas cálidos. Efluente requiere tratamiento.	Usuarios no entran en contacto con el efluente.	Requiere post tratamiento	Se remueve espuma y lodos cada 1-3 años. Se recomienda utilizar vacío y transporte motorizado.	Resistente a cargas orgánicas y choque hidráulico. No requiere energía eléctrica, larga vida útil, alta reducción de DBO, baja producción de lodo. Se puede construir bajo tierra.	Baja reducción de patógenos y nutrientes. Se requiere tratamiento adicional
Lodos activados	Reactor con varias cámaras que utiliza microorganismos para degradar materia orgánica y remover nutrientes. Se requiere un suministro oportuno y continuo de oxígeno.	Puede diseñarse para eliminar nitrógeno y fósforo. Tiempo de retención de 3 a 5 días para DBO y 3 a 18 días para nitrificación.	Solo es apropiado para PTA centralizado, necesita grandes volúmenes de flujo.	Provoca malos olores.	Requiere post tratamiento	Se necesita personal capacitado para el mantenimiento.	Resistente a choques orgánicos e hidráulicos. Alta reducción de DBO y patógenos. Alta eliminación nutrientes.	Alto consumo de energía y alto costo de inversión.

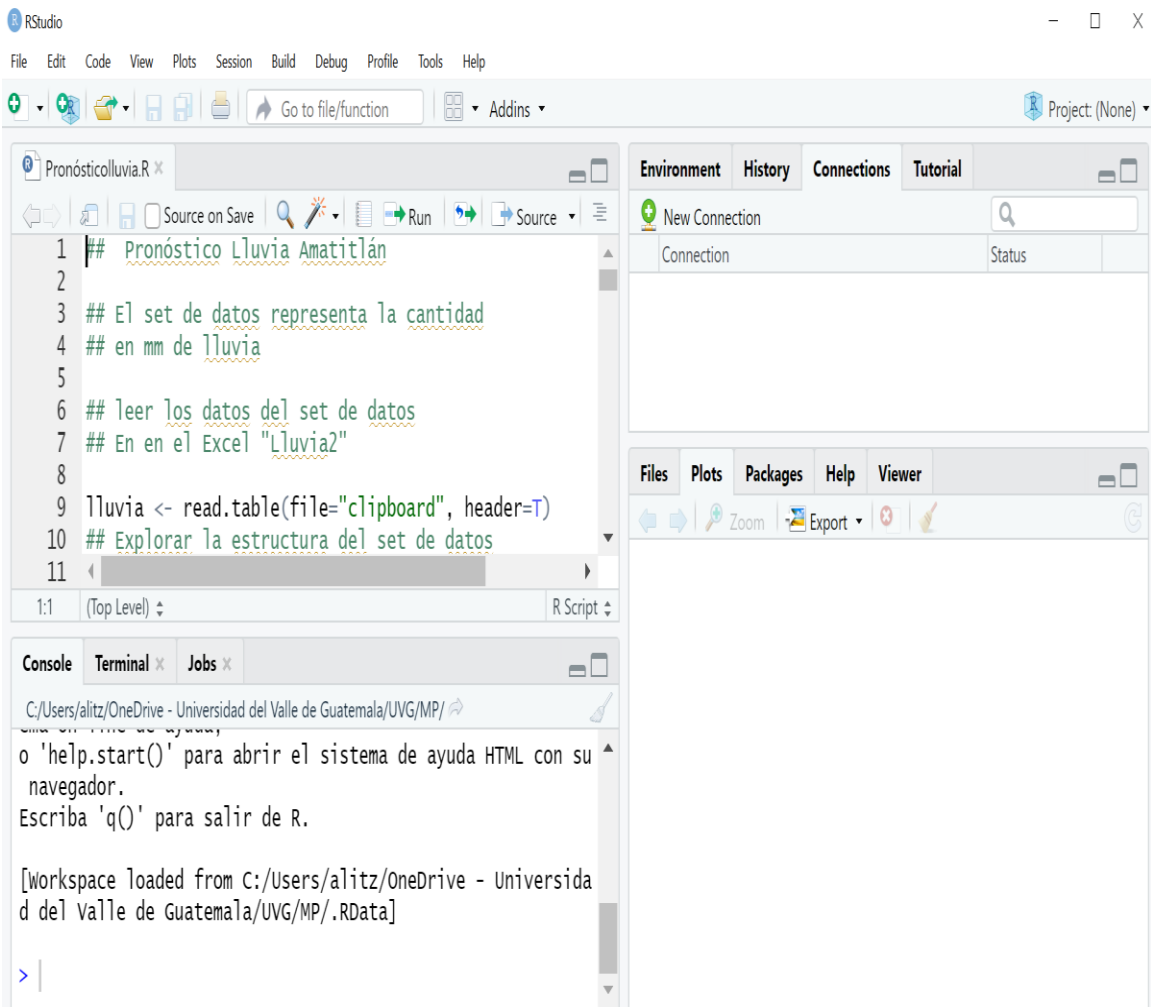
(Tilley, y otros, 2018)

Cuadro No. 86. Herramienta utilizada para la selección del equipo de tratamiento secundario

Tratamiento secundario	Pequeña descripción	Consideraciones de diseño	Impacto Ambiental	Requerimientos posteriores	Operación y mantenimiento	Ventajas	Desventajas
Filtro anaerobio de flujo ascendente	Filtración de película fija para remoción de materia orgánica.	Se utilizan empaques tubulares, COV de 0.2 – 0.7 kg/m <sup>3</sup> d, con TRH de entre 25 y 37 días, sin recirculación y con una remoción de 90% a 96% de DQO	Compuestos orgánicos se convierten en CO <sub>2</sub> , CH <sub>4</sub> y biomasa	Requiere postratamiento. Se recomienda un proceso biológico aerobio.	Requiere mantenimiento cuando hay acumulación de sólidos.	Trata altas cargas de DQO, volúmenes pequeños y operación simple. Pueden producir energía.	Riesgos de obstrucción, costo de empaque y mantenimiento.
Humedal de flujo subsuperficial	Actúan como filtros naturales.	Se utilizan especies como: Eneas, Pasto Vetiver, camalotes o juncos.	No produce malos olores	No requiere	Requiere poco mantenimiento y supervisión de operación	No consumen energía, ni necesitan mantenimiento. Costos bajos.	Ocupa espacio
Humedal de flujo superficial	El agua fluye por encima del suelo y está expuesto a la atmósfera	Tiene una barrera impermeable y el agua tiene una profundidad máxima de 45 cm	Se utiliza como tratamiento final para evitar la exposición de patógenos con el ser humano.	No requiere	Bajos costos de operación.	Alta eliminación de patógenos y nutrientes	Facilita la reproducción de mosquitos, requiere terreno grande.

(Tilley, y otros, 2018)

Figura No. 22. Software utilizado para el pronóstico de precipitación de lluvia desde el año 2020 al 2035



Notas: Se utilizó el programa RStudio para el pronóstico de lluvias de los próximos 15 años.

Figura No. 23. Imagen del código utilizado en RStudio para el pronóstico de precipitación de lluvia en Amatlán

```
## Pronóstico Lluvia Amatlán
## El set de datos representa la cantidad en mm de lluvia
## leer los datos del set de datos
## En en el Excel "Lluvia2"

lluvia <- read.table(file="clipboard", header=T)

## Explorar la estructura del set de datos

str(lluvia)

## variables: 2
## observaciones: 7640

head(lluvia)

## ahora, se convierte la variable Fecha a
## formato de fecha ya que al cargarla, R
## la reconoce sólo como un factor

lluviaFECHA = as.Date(lluvia$Fecha, format="%d/%m/%Y")

## para validar que la variable FECHA es efectivamente
## un formato de fechas, se puede probar a hacer
## un cálculo sobre ella

lluviaFECHA[7640] - lluviaFECHA[1]

## días de diferencia: 7639
## ahora, se debe convertir la variable que
## contiene la demanda, llamada lluvia a
## una serie de tiempo, iniciando el 1 de enero
## de 2000 con frecuencia diaria

cantidadlluvia = ts(lluvia$LLUVIA, start=2000,frequency = 365.4)

## ahora veamos la gráfica de la serie de tiempo

plot(cantidadlluvia)

## ahora, procedemos a realizar los pronósticos
## utilizando el paquete "forecast"

library(forecast)

## Primer modelo, el modelo genérico de la función
## se hará el pronóstico para 15 años

días = 5846

pron1 = forecast(cantidadlluvia, días)

## veamos los datos de pronóstico

pron1


## ahora se plotean los datos y el pronóstico

plot(pron1)
|
## Ahora, grabamos ambos pronósticos como datos para
## leerlos desde excel

write.csv(data.frame(pron1), "Pron1lluvia.csv")
write.csv(data.frame(pron2), "Pron2lluvia.csv")
```

## F. Imágenes de metodologías y cotizaciones

Figura No. 24. Resultados de laboratorio de la muestra tomada de la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago Amatitlán



**InmunoLab-F-01-002**  
versión 2.0  
Página 1 de 1

**Informe No.**  
**I2003-AD-001**

**Laboratorio de Inmunoensayo y Diagnóstico Ambiental**

**INFORME DE ENSAYO DE LABORATORIO**

Guatemala, 29 de marzo de 2019

---

**1. Información general del cliente.**

Nombre o Razón social: N/A

Nombre comercial: Alitza Diaz

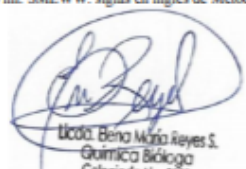
**2. Información de la muestra de ensayo**

ID de muestra:	<u>A-20-0004</u>	ID muestreo de campo:	<u>Tomada por el cliente</u>
Tipo de muestra:	<u>Agua</u>	Responsable de monitoreo:	<u>Tomada por el cliente</u>
Descripción del sitio de captación: <u>Playa pública Amatitlán</u>			
Descripción de la muestra:	<u>Agua residual</u>	Muestreo simple o compuesto:	<u>Simple</u>
Ubicación geográfica del punto de muestreo:	<u>14.489913 N</u> <u>-90.612046 W</u>	Fecha y hora de toma de muestra:	<u>21/02/2020</u>
Temperatura de recepción:	<u>5 °C</u>	Fecha de ingreso al laboratorio:	<u>21/02/2020</u>
		Fecha de inicio del análisis:	<u>21/02/2020</u>

**3. Información del ítem de ensayo**

Parámetro	RESULTADO	Dimensional*	Límite detección	Método de análisis
Sólidos suspendidos totales	<b>93.6</b>	mg/L	1	SMEWW 2540 D
Grasas y aceites	<b>6.6</b>	mg/L	4	SMEWW 5520 B
Demanda bioquímica de oxígeno a los cinco días a 20°C	<b>72</b>	mg/L	1	SMEWW 5210 D
Demanda química de oxígeno	<b>478</b>	mg/L	20	HACH 8000 equivalente SMEWW 5220 D
Nitrógeno total	<b>203</b>	mg/L	2	HACH 10072
Fósforo total	<b>67.7</b>	mg/L	1.0	HACH 10127 adaptación de SMEWW 4500-P B-C
Cianuro total	<b>0.036</b>	mg/L	0.002	HACH 8027
Cromo hexavalente	<b>No Detectable</b>	mg/L	0.010	HACH 8023 adaptación de SMEWW 3500-Cr B
Color aparente	<b>647</b>	U Pt/Co	15	HACH 8025 adaptación de SMEWW 2120 C
Color verdadero	<b>310</b>	U Pt/Co	15	SMEWW 2120 C
Coliformes fecales	<b>7.9x10<sup>5</sup></b>	NMP/100 ml	1.8	SMEWW 9210 B

Abreviaturas: mg/L: miligramos por litro (1 mg/L=1 ppm), U Pt/Co: Unidades de Platino y Cobalto; NMP/100 ml: SMEWW: siglas en ingles de Métodos estándares para el análisis de agua y aguas residuales.



Licda. Benito María Reyes S.  
Química Bióloga  
Colegiada No. 5199

---

ÚLTIMA LINEA

La información del presente informe de ensayo de laboratorio se refiere única y exclusivamente al ítem descrito.

Teléfono central: (502) 2234 1928  
Correo electrónico: [inmunolabsa@gmail.com](mailto:inmunolabsa@gmail.com)  
14 calle 5-73 zona 11, Minerva Sur, Mixco, Guatemala.

**Horario de atención:**  
Lunes a Viernes 09:00-18:00  
Sábado 06:00-13:00

Figura No. 25. Imagen de la toma de muestra en la fosa séptica de los servicios sanitarios en el área recreativa de la playa pública del lago Amatlán



Figura No. 26. Imagen del resguardo de la muestra en los recipientes esterilizados

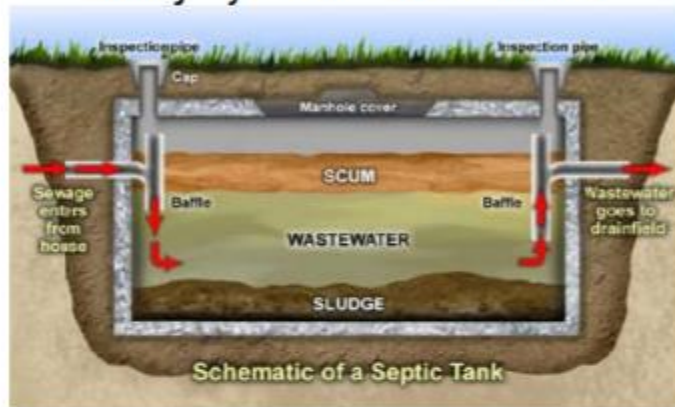


Figura No. 27. Descripción y aplicación de MICROCAT-ST proporcionada por Bioproyectos



## MICROCAT®-ST

Desodorante y activador biológico para fosas sépticas, drenajes y sistemas de tratamiento



### Descripción

**MICROCAT®-ST** es una mezcla natural de desodorizantes y activadores biológicos, para la limpieza y desodorización de fosas sépticas, líneas de drenajes y sistemas de tratamiento. **MICROCAT®-ST** también contiene bacterias naturales, no patógenas para mantener los sistemas sépticos, en un alto estado de actividad biológica y los drenajes limpios y sin incrustaciones o taponamientos.

### Aplicaciones

El aumento de la sensibilización de la toxicidad de ciertos químicos, ha causado a muchos gobiernos regionales aprobar normas contra el uso de productos químicos, para el mantenimiento y limpieza de drenajes, trampas de grasa y sistemas sépticos. **MICROCAT®-ST** puede ayudar, las grasas, aceites, celulosa, pelo y materiales relacionados tienden a acumularse y solidificarse en las tuberías y sistemas sépticos. Además, los detergentes y otros productos químicos de uso doméstico, tienden a reducir la actividad microbiana en sistemas sépticos. **MICROCAT®-ST** está formulado para acelerar la descomposición de compuestos orgánicos y otros materiales que propicien el mal olor y que se acumulan en sistemas sépticos. Utilizando regularmente **MICROCAT®-ST** presenta ahorros considerables en el mantenimiento y limpieza de sistemas de drenajes y asegura el correcto funcionamiento de fosas sépticas y pozos de absorción.

Producto Centroamericano fabricado en Guatemala por Bioproyectos, S.A. bajo licencia de Bioscience, Inc.  
23 Av. 15-01, Zona 10, Guatemala / PBX: +502 2269-8325 Info@bioproyectos.com

Figura No. 28. Características de MICROCAT-ST proporcionada por Bioproyectos

## Características del Producto

Apariencia	Polvo fino grisáceo
Contenido	Microorganismos naturales y seguros, desodorizantes, tensioactivos, neutralizantes y enzimas
Vida útil	2 años
Empaquetado	Cubetas plásticas de 25 Libras (11.3 Kg), Bidones de fibra de 220 lbs (100 Kg)

## Programas de Aplicación

En general, **MICROCAT®-ST** se mezcla con agua y se añade directamente al inodoro, drenaje, trampa o pozo séptico. Se recomienda aplicar **MICROCAT®-ST**, para restablecer la actividad biológica en los sistemas posterior a ser limpiados. Su representante técnico de Bioscience Inc., le brindará una dosificación adecuada según sus necesidades.

## Condiciones Óptimas de Aplicación

Para obtener mejores resultados, aplique este producto bajo las siguientes condiciones:

CONDICIÓN	RANGO	ÓPTIMA
pH	6 - 9	7
Temperatura	10 - 40° C	35° C

Si usted está operando fuera de estos rangos, póngase en contacto con el representante de Bioscience Inc., para obtener asistencia técnica y recomendaciones.

## Almacenamiento y Manipulación

Almacenamiento	45° - 105° F (7° - 40° C) Condiciones secas; No congelar.
Manipulación	<b>Precaución</b> Evitar la inhalación de polvo seco o vapor de líquido. Evitar exposición de la piel al polvo seco o solución fuerte para evitar la irritación. Si el material tiene contacto con la piel o con los ojos, enjuáguelos abundantemente y varias veces con agua limpia.

**MICROCAT®** es una marca registrada de Bioscience, Inc.

La información contenida en esta hoja de datos, es una guía para el uso de los productos y MICROCAT se basa en la prueba y la información se considera fiable. Contenido del producto y las especificaciones están sujetos a cambios sin previo aviso. Toda la información está dada y aceptada por el usuario a riesgo del usuario y la confirmación de su validez y adecuación a los casos particulares, debe obtenerse independientemente. Bioscience, Inc. no garantiza los resultados y no asume ninguna obligación o responsabilidad en relación con la información contenida en el presente documento. Bioscience, Inc. no garantiza contra la infracción, y esta hoja de datos no debe interpretarse como una licencia para operar bajo ninguna patente.

ST03222018

2201 Hangar Place, Suite 200 • Allentown, PA 18109 • (484) 245-5232 • Fax (484) 245-5236  
E-mail: [bioscience@bioscienceinc.com](mailto:bioscience@bioscienceinc.com) • Website: [www.bioscienceinc.com](http://www.bioscienceinc.com)

Figura No. 29. Cotización realizada de bombas centrífugas en Ferretería Muneris

## Centrífuga 1/2 HP

- Impulsor de latón
- Recomendada para uso doméstico

**ESPECIFICACIONES**

Potencia: **1/2 HP**  
Tensión / Frecuencia: **120 V / 60 Hz**  
Velocidad: **3,450 rpm**  
Flujo máximo: **90 L/min**  
Altura máxima: **23 m**  
Máxima profundidad: **8 m**  
Ø Entrada / salida: **1 NPT**  
Ciclo de trabajo: **50 min. de trabajo x 20 min. descanso**  
Máximo diario: **6 horas**  
Dimensiones: **B 17 x A 22 x F 28 cm**  
Peso: **7.4 kg**

CÓDIGO	CLAVE
<b>10072</b>	BOAC-1/2
<b>CAJA 1</b>	



Motor con bobinas de cobre


Carcasa laminada para mejor disipación de calor



Q1,225



Figura No. 30. Cotización de accesorios realizada en Novex


Más que una ferretería

🛒 CARRO DE COMPRAS
< SEGUIR COMPRANDO













DETALLE	CANTIDAD	TOTAL	RESUMEN
 CÓDIGO PVC 90° X 1 D.M.F. 2220	- 1 +	Q 3.00	<p>SUBTOTAL: Q 118.65</p> <p>GASTOS DE ENVÍO: Q 0.00</p> <p style="font-size: 0.7em;">A CALCULARSE ANTES DEL PAGO (SI APLICA)</p> <p>CODIGO DE DESCUENTO <input type="text"/> <span style="background-color: #007bff; color: white; padding: 2px 5px;">APLICAR</span></p> <p>SUBTOTAL CON DESCUENTO: Q 118.65</p> <p style="background-color: #ffc107; padding: 5px; text-align: center; font-weight: bold; margin: 5px 0;">PROCEEDER A PAGAR &gt;</p> <p style="font-size: 0.7em;">ACEPTAMOS</p> 
 CÓDIGO PVC SIN ROSCA, 1" A 90° D.M.F. 2226	- 1 +	Q 0.50	
 CÓDIGO PVC SIN ROSCA, 3/4", 90° D.M.F. 2227	- 1 +	Q 1.25	
 CÓDIGO PVC SIN ROSCA DE 90° X 1.1/2" D.M.F. 2279	- 1 +	Q 0.90	
 CÓDIGO PVC PARA DRENAJE 90° X 4" D.M.F. 2088	- 1 +	Q 22.00	
 CÓDIGO PVC PARA DRENAJE 90° X 6" D.M.F. 2176*	- 1 +	Q 85.00	

Figura No. 31. Cotización realizada de accesorios en EPA

Artículo	Precio	Cantidad	Subtotal
 <p>Charro pvc blanco, manija mariposa de 1/2"</p>	Q19.95	1	Q39.89
 <p>Manguera para jardín traslucida roja 25 pies (7.5 mts)</p>	Q49.96	1	Q49.96
 <p>Tubo pvc 4" x6m 250psi</p>	Q499.00	1	Q499.00
 <p>Tubo pvc 3/4" x 6 mt 250 psi</p>	Q22.95	4	Q22.95
 <p>Tubo pvc de 1/2" 31.5psi 1 m</p>	Q4.45	4	Q8.89

**Resumen**

Estimación de envío e impuestos

**Pagar**

Subtotal Q554.19

Impuesto Q66.50

**Total Q620.69**

Figura No. 32. Cotización de tanque para el agua tratada y agua de los inodoros de 6,000 litros

## Cisterna GPV 6000 lts. – Unidad



Q7,174.37

Cisterna para almacenamiento de agua.

SKU: 510138 Categoría: Almacenamiento

Agregar a la Cotización

**Buscar**

Buscar productos...

**CATEGORÍAS**

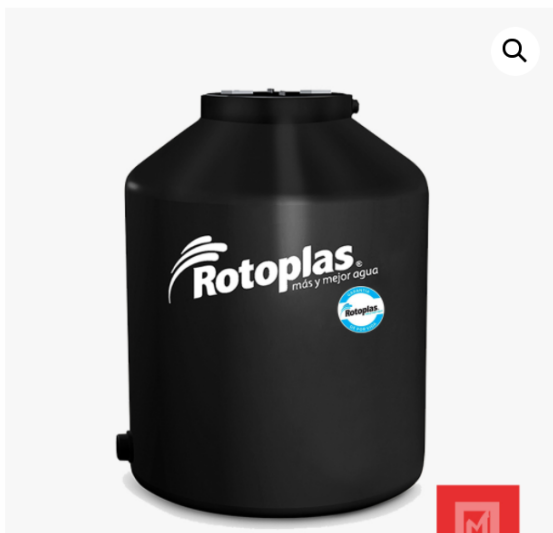
Almacenamiento x v

**COTIZACIÓN**

No hay productos en su solicitud

Figura No. 33. Cotización de tanque para los lodos de 1,700 litros

Inicio / Sistemas de agua / Tinacos Rotoplas / Tinaco Rotoplas 1700 litros



## Tinaco Rotoplas 1700 litros

**Q1,732.95** IVA Incluido

¿Necesitas ayuda o tienes dudas sobre el producto?  
Escríbenos

[Facebook Messenger](#)

[WhatsApp](#)

### \*PRODUCTO BAJO PEDIDO

Material: **Plástico**

Capacidad: **1700 litros**

Máxima Altura: **1.40 m**

Máximo Diámetro: **1.40 m**

Color: **Negro**

Marca: **Rotoplas**

Figura No. 34. Ficha técnica de los tanques de 6,000 litros



## Cisterna Garantía de por vida

### Especificaciones técnicas

- Material fabricado con PEAD (polietileno lineal de alta densidad) de color azul por fuera y blanco por dentro.
- Capacidades desde 1 700 hasta 10 000 L.

### Capacidades

Cisternas Garantía de por vida			
Capacidad (L)	Diámetro (m)	Altura (m)	Abastecimiento (personas)
1 700	1.40	1.45	8
2 800	1.55	1.95	15
5 000	2.38	1.44	30
6 000	2.22	2.05	36
10 000	2.38	2.98	50

Nota: considera en la altura de la Cisterna una tolerancia de +/- 5 cm.



### Accesorios que equipan a una Cisterna Garantía de por vida

1. Válvula de Esfera.
2. Filtro Jumbo.
3. Bomba Periférica 1/2 HP con hidroneumático.
4. Válvula de Llenado tipo Sin Fin.
5. Flotador No. 7.
6. Electronivel.
7. Tubería de PVC.
8. Válvula de pie (Pichancha).



**5** Años de garantía Rotoplas en Accesorios

**1** Año de garantía Rotoplas en Electronivel

**2** Años de garantía Rotoplas en Bomba

**3** Años de garantía Rotoplas en Filtro

Figura No. 35. Ficha técnica del tanque de 1,100 litros



## Tanque Garantía de por vida

### Especificaciones técnicas

- Material fabricado con PEHD (polietileno lineal de baja densidad) de color beige por fuera y blanco por dentro.
- Capacidades desde 450 L hasta 2 500 L que incluyen tapa con arillo de 18", Válvula con Flotador de 3/4", Multiconector con Válvula y Filtro con Cartucho.

### Capacidades

Tanques Garantía de por vida			
Capacidad (L)	Diámetro (m)	Altura (m)	Abastecimiento (personas)
450	0.85	0.99	2
750	1.10	1.02	4
1100	1.10	1.40	5
2 500	1.55	1.60	10

Tanques Garantía de por vida Horizontal				
Capacidad (L)	Largo (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Abastecimiento (personas)
1100	1.30	1.21	1.14	5



### Accesorios que equipan a un Tanque Garantía de por vida

1. Válvula de Llenado tipo Sin Fin.
2. Multiconector con Válvula Esfera y Tuerca Unión.
3. Flotador No. 5.
4. Jarro de Aire.
5. Filtro Estándar.



**5** Años de garantía Rotoplas en Accesorios

**3** Años de garantía Rotoplas en Filtro

## G. Simulador

Figura No. 36. Índice del simulador en Excel del sistema de tratamiento de aguas negras

ÍNDICE
<a href="#">1) Inicio: Cambio de Datos</a>
<a href="#">2) Diagrama: Resumen Balance de Masa</a>
<a href="#">2a) Balance de Masa con Flujo Promedio</a>
<a href="#">2b) Balance de Masa con Flujo Mínimo</a>
<a href="#">2c) Balance de Masa con Flujo Máximo</a>
<a href="#">3) Dimensionamiento: Esquema Equipo Principal</a>
<a href="#">4) Datos Lluvia: Lluvia por los últimos 20 años</a>
<a href="#">5) Pronóstico Lluvia: Lluvia por los próximos 15 años</a>
<a href="#">6) PronósticovrsDatos: Comparación pronóstico con datos</a>
<a href="#">7) Caudal: Cálculo de caudal base</a>
<a href="#">8) Pronóstico Caudal: Caudal por los próximos 15 años incluyendo lluvia y aforo de personas</a>
<a href="#">9) DQO-DBO Teoría: Datos experimentales de referencias</a>
<a href="#">10) N y P Teoría: Datos experimentales de remoción de nitrógeno y fósforo de referencias</a>
<a href="#">11) Resultado Laboratorio: Análisis de laboratorio realizado de muestra</a>
<a href="#">12) Cálculos del Pretratamiento</a>
<a href="#">13) Cálculos Tratamiento Primario</a>
<a href="#">14) Cálculos Bombas</a>
<a href="#">15) Cálculos Humedal</a>
<a href="#">16) Cálculos Tuberías</a>
<a href="#">17) Cálculo de Inversión Inicial</a>
<a href="#">18) Cálculo de Costos de Operación y Mantenimiento</a>

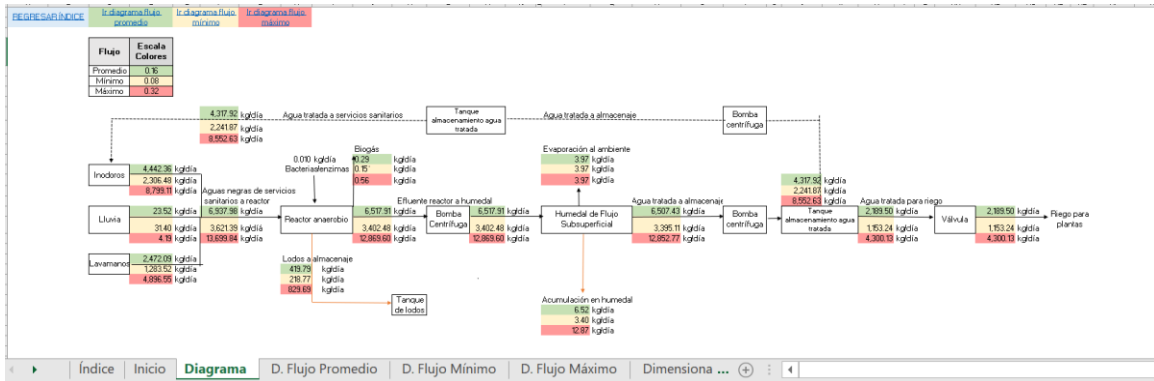
Notas: En esta pestaña se encuentra la lista de contenidos del simulador donde se puede colocar el cursor en cualquier apartado y se dirige a la pestaña seleccionada.

Figura No. 37. Pestaña inicio en el simulador en Excel

REGRESAR ÍNDICE	DIAGRAMA	DIMENSIONAMIENTO	TRATAMIENTO PRIMARIO	HUMEDAL							
<b>Aforo Actua en Época Seca (Personas/día)</b>			<b>Fluido</b>	<b>Densidad Mínima (kg/m3)</b>	<b>Densidad Máxima (kg/m3)</b>	<b>Densidad Promedio (kg/m3)</b>					
<a href="#">Entre Semana</a>	200.000		<a href="#">Efluyente de los baños</a>	1.000	1.020	1.010.00					
<a href="#">Fin de Semana</a>	400.000		<a href="#">Efluyente del</a>	1.000	1.010	1.005.00					
<a href="#">Promedio Actual</a>	257.143		<a href="#">Efluyente</a>	998	1000	999.00					
			<a href="#">Lodos</a>	1018	1024	1.021.00					
			<a href="#">Biogás</a>	0.5265	0.5325	0.560					
			<a href="#">Agua tratada</a>	996	1000	998.000					
<b>Características del reactor anaerobio</b>											
<a href="#">Número de compartimientos del reactor</a>	3										
<a href="#">Área de influencia por tubo de distribución (Adi) (m<sup>2</sup>)</a>	15										
<a href="#">Sólidos humanos (kg/gC)</a>	0.329										
<a href="#">Inclinación fondo respecto altura de reactor (%)</a>	10%										
<a href="#">%Concentración esperada de sólidos en el lodo</a>	4%										
<b>Condiciones de operación del reactor anaerobio del tratamiento primario</b>											
<a href="#">Temperatura máxima reactor</a>	30					°C					
<a href="#">Temperatura mínima reactor</a>	24					°C					
<a href="#">Temperatura promedio reactor</a>	27					°C					
<a href="#">Temperatura promedio reactor</a>	300.15					K					
<a href="#">Presión atmosférica</a>	1.01					atm					
<a href="#">K<sub>DQO</sub></a>	64					kgDQO/m <sup>3</sup> ol CH <sub>4</sub>					
<a href="#">Constante universal de los gases ideales (R)</a>	0.08206					atmL/molK					
<table border="1"> <tr> <td>Índice</td> <td><b>Inicio</b></td> <td>Diagrama</td> <td>D. Flujo Promedio</td> <td>D. Flujo Mínimo</td> <td>D. Flujo Máximo</td> </tr> </table>		Índice	<b>Inicio</b>	Diagrama	D. Flujo Promedio	D. Flujo Mínimo	D. Flujo Máximo				
Índice	<b>Inicio</b>	Diagrama	D. Flujo Promedio	D. Flujo Mínimo	D. Flujo Máximo						

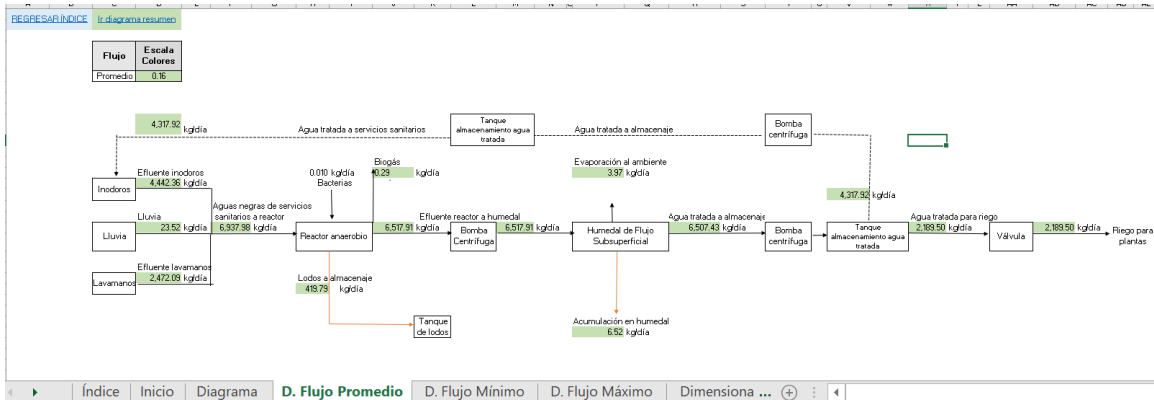
Notas: En esta pestaña se encuentran todos los datos que pueden variar en el sistema de tratamiento de agua, donde se puede ingresar un nuevo valor. Cada dato tiene un hipervínculo donde se puede ingresar para ver en dónde está ubicado en el Excel

Figura No. 38. Pestaña diagrama en el simulador en Excel



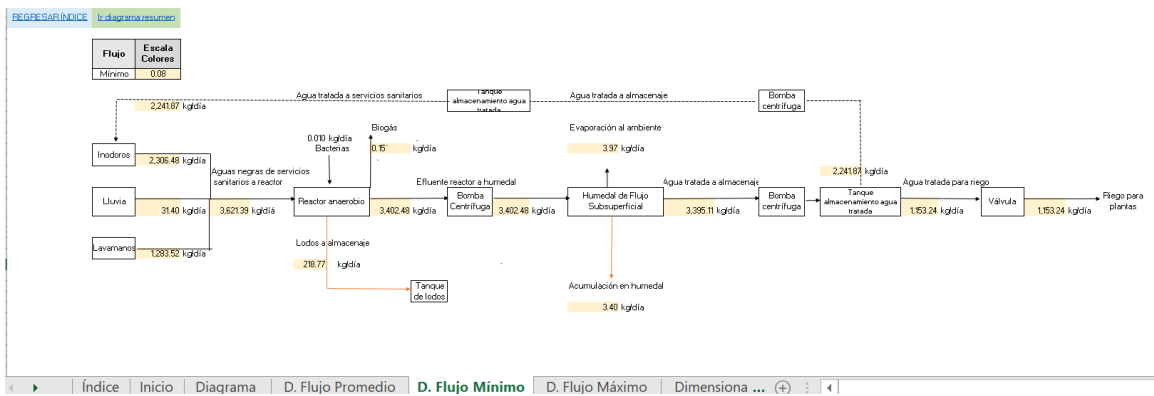
Notas: En esta pestaña se encuentran todos los flujos másicos involucrados en el sistema, separados por color. Verde para flujo promedio, amarillo para flujo mínimo y rojo para flujo máximo.

Figura No. 39. Pestaña diagrama flujo promedio en el simulador en Excel



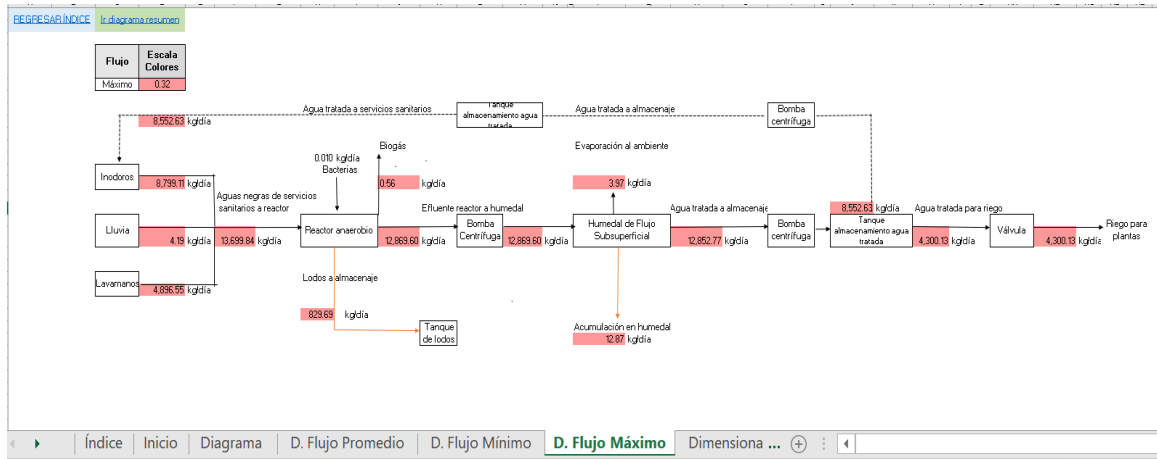
Notas: En esta pestaña se encuentra el diagrama con el balance de masa con el flujo promedio

Figura No. 40. Pestaña diagrama flujo mínimo en el simulador en Excel



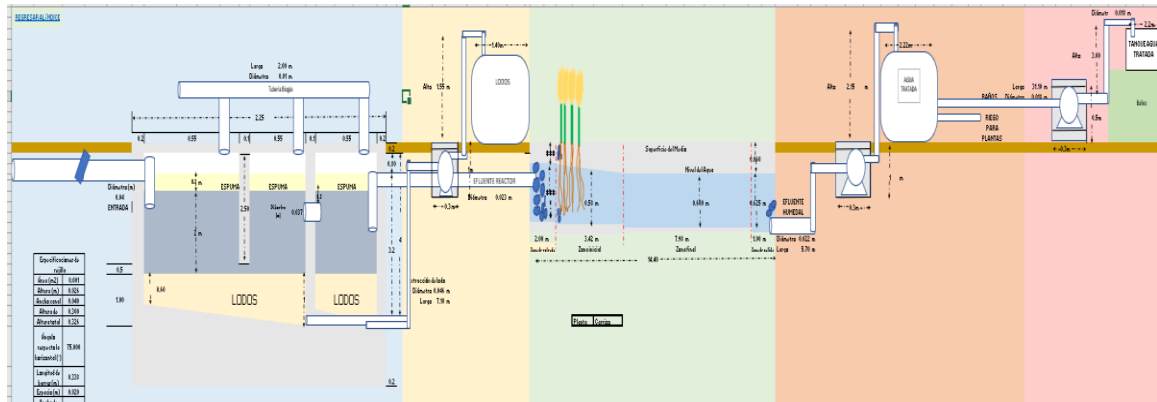
Notas: En esta pestaña se encuentra el diagrama con el balance de masa con el flujo mínimo

Figura No. 41. Pestaña diagrama flujo máximo en el simulador en Excel



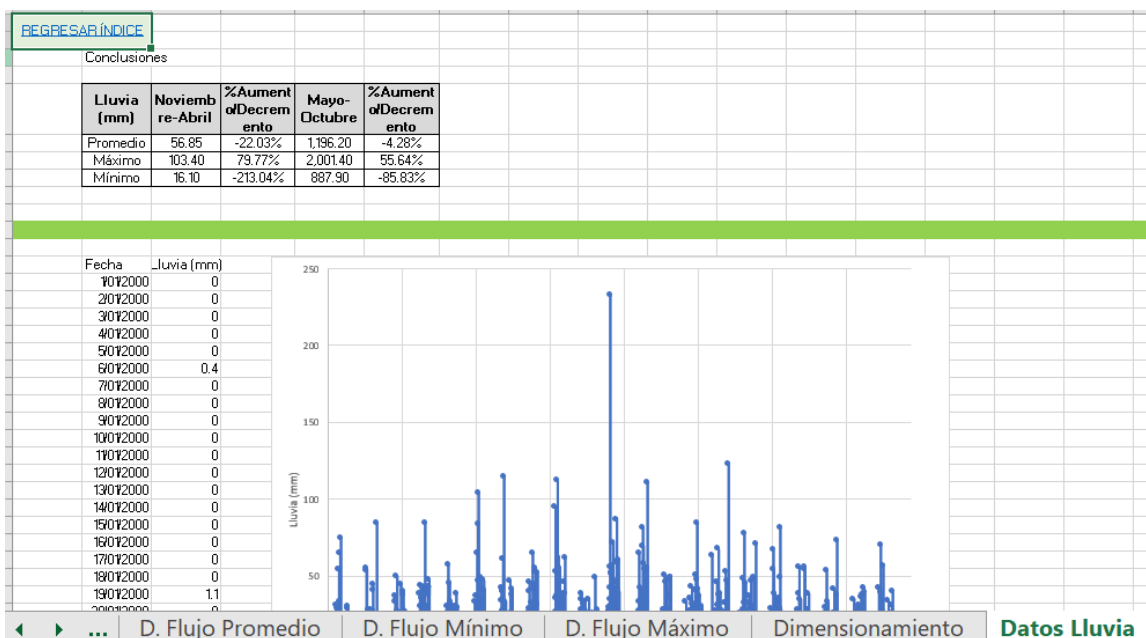
Notas: En esta pestaña se encuentra el diagrama con el balance de masa con el flujo máximo

Figura No. 42. Pestaña dimensionamiento en el simulador en Excel



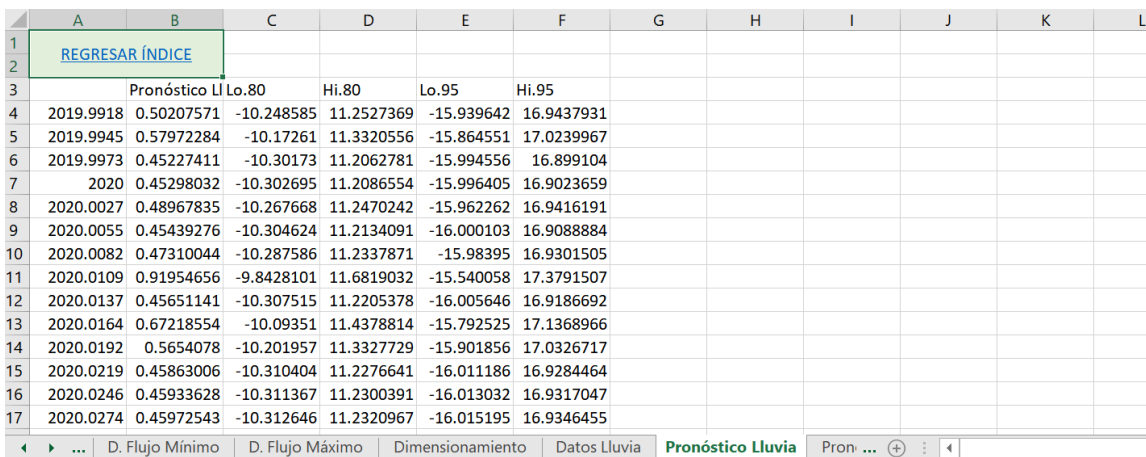
Notas: En esta pestaña se encuentra el esquema del sistema de tratamiento de aguas propuesto con las especificaciones de cada equipo. Este varía cuando se cambian los datos de la pestaña de inicio.

Figura No. 43. Pestaña datos lluvia en el simulador en Excel



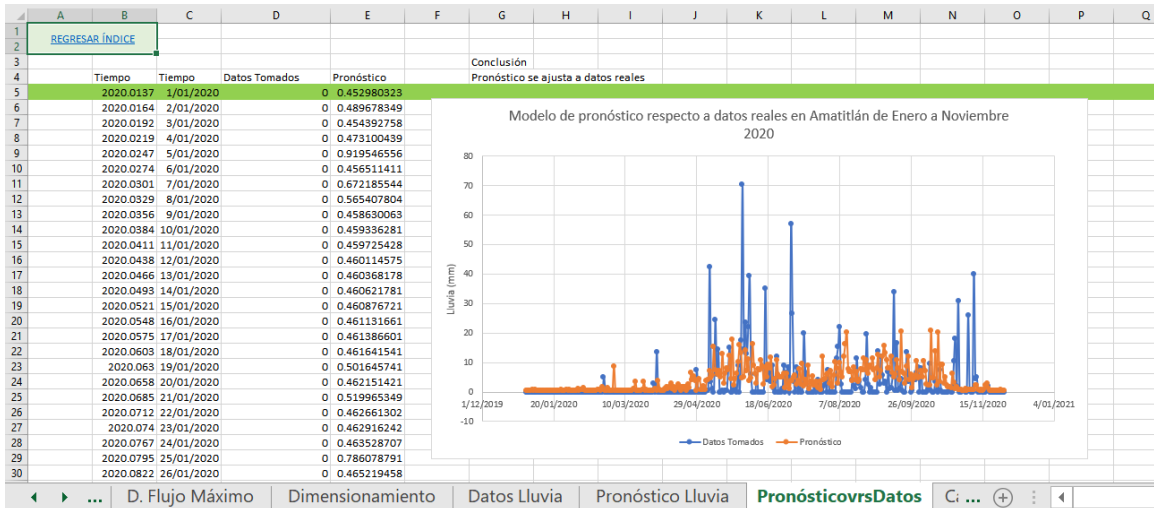
Notas: En esta pestaña se encuentran los datos de lluvia proporcionados por INSIVUMEH de acuerdo con su fecha. Al inicio de la hoja, se encuentra un resumen de la precipitación en época lluviosa y época seca.

Figura No. 44. Pestaña pronóstico lluvia en el simulador en Excel



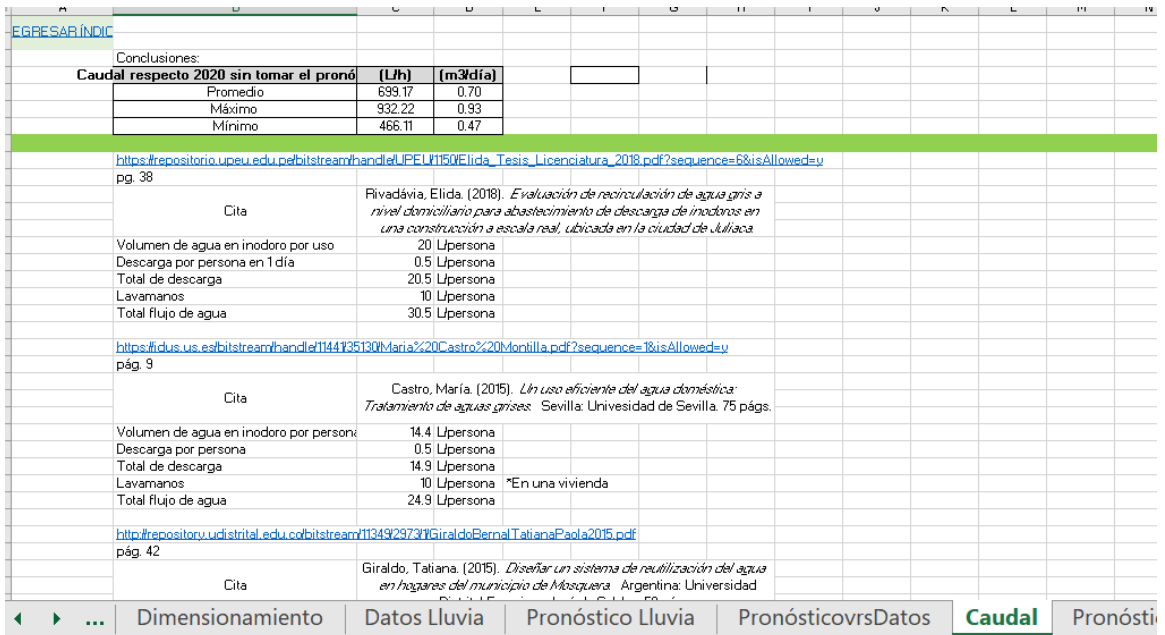
Notas: En esta pestaña se encuentran los datos del pronóstico de lluvia realizados en RStudio proporcionados de acuerdo con su fecha.

Figura No. 45. Pestaña pronósticovrsdatos en el simulador en Excel



Notas: En esta pestaña se encuentran los datos del pronóstico de lluvia realizados en RStudio del año 2020 comparado con datos proporcionados por INSIVUMEH

Figura No. 46 Pestaña caudal en el simulador en Excel



Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para calcular el caudal base del sistema de tratamiento de agua. Hasta arriba de la hoja, se encuentra el resumen del caudal, como mínimo, máximo y promedio.

Figura No. 47. Pestaña pronóstico caudal en el simulador en Excel

A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K		L		M							
1		REGRESAR ÍNDICE		Conclusiones																											
3				Caudal (L/s)		Aforo (Personas/día)		Caudal Inodoros (L/s)		Caudal Lavamanos (L/s)																					
4				Promedio		0.16		247.63		0.10		0.06																			
5				Mínimo		0.08		128.57		0.05		0.03																			
6				Máximo		0.32		490.49		0.20		0.11																			
8				Respecto a Lluvia				Respecto a Población				mm		5																	
9		Tiempo (año)		Pronóstico Lluvia (mm/día)		Lluvia en fosa séptica (m3/día)		Pronóstico Lluvia en Fosa Séptica (L/día)		Aforo (personas/día)		Pronóstico Caudal (L/día)		Pronóstico Caudal (L/s)		Ancho (m)		Largo (m)		Área (m2)											
10		2019.9918		0.50		0.003		3.14		257.14		7194.57		0.17		2.5		2.5		6.25											
11		2019.9945		0.58		0.004		3.62		257.14		7195.05		0.17																	
12		2019.9973		0.45		0.003		2.83		257.14		7194.26		0.17								Uso agua (L/ 27.966667									
13		2020		0.45		0.003		2.83		257.14		7194.26		0.17																	
14		2020.0027		0.49		0.003		3.06		257.14		7194.49		0.17								Aforo personas Lluvia 50%									
15		2020.0055		0.45		0.003		2.84		257.14		7194.27		0.17								Fiestas 150%									
16		2020.0082		0.47		0.003		2.96		257.14		7194.39		0.17																	
17		2020.0109		0.92		0.006		5.75		257.14		7197.18		0.17																	
18		2020.0137		0.46		0.003		2.85		257.14		7194.28		0.17																	
19		2020.0164		0.67		0.004		4.20		257.14		7195.63		0.17								Volumen Lodo 123.81643 L/día									
20		2020.0192		0.57		0.004		3.53		257.14		7194.96		0.17								0.1238164									
21		2020.0219		0.46		0.003		2.87		257.14		7194.30		0.17																	
22		2020.0246		0.46		0.003		2.87		257.14		7194.30		0.17																	
23		2020.0274		0.46		0.003		2.87		257.14		7194.30		0.17																	
24		2020.0301		0.46		0.003		2.88		257.14		7194.30		0.17																	
25		2020.0328		0.46		0.003		2.88		257.14		7194.31		0.17																	
26		2020.0356		0.46		0.003		2.88		257.14		7194.31		0.17																	
27		2020.0383		0.46		0.003		2.88		257.14		7194.31		0.17																	

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para calcular el pronóstico del caudal, según aforo de personas, festividades y lluvia. Hasta arriba de la hoja, se encuentra el resumen del pronóstico con los flujos promedio, mínimo y máximo.

Figura No. 48. Pestaña DQO-DBO teoría en el simulador en Excel

A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K		L		M		N		O		P	
1		REGRESAR ÍNDICE																													
De acuerdo a lugares de Guatemala y estacionalidades																															
No.		Fecha		Lluvia (mm)		Caudal (m3/d)		Sólidos suspendidos totales (mg/L)		Nitrógeno (mg/L)		Fósforo (mg/L)		Demanda biológica de oxígeno a los 5 días a 20°C		Demanda química de oxígeno		DBO5/DBO		SSTR/DBO		Lugar		Fuente		Link		Condiciones			
1		2/02/2020		0				93.6						72		478		0.151		0.20		Amatitán		Propia		Fuente Propia		Agua Negra, Temperatura promedio: 26.75°C, Presión atmosférica promedio.			
2		abr-10		0		535.68								260		397		0.655		0.00		Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria (ERIS) ubicada en la colonia Aurora II, zona 13, de la ciudad de Guatemala		Hernández, Jaime. (2010). <i>Alternativas para el Tratamiento de las Aguas Residuales Domésticas</i> . Guatemala: Universidad San Carlos de Guatemala.		<a href="http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/03_0473_M1.pdf">http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/03_0473_M1.pdf</a>		Agua gris doméstica, tomando en cuenta jabones			
3		ago-14		-		2.808		43300		1.8		9.9		566		1058		0.535		40.33		Tepic, Chimaltenango		Caceramización de Aguas Residuales Domésticas e Industriales del Municipio de Tepic.		<a href="http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/03_0452_M1.pdf">http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/03_0452_M1.pdf</a>		Pam. Intm. 15-22°C, Datos de Agua Doméstica			
4		20/11/2012		4		198.7136		664		3.6		6.5		743		1114		0.667		0.60		Lluz, Nando y Ortega, Jorge. (2010). <i>Caracterización, evaluación y propuestas para el</i>									
5		21/11/2012		0.2		824		824						659		951		0.693													

Notas: En esta pestaña se encuentra un resumen de la revisión bibliográfica de las concentraciones de contaminantes y eficiencias de remoción en un reactor anaerobio

Figura No. 49. Pestaña N y P teoría en el simulador en Excel

REGRESAR ÍNDICE															
De acuerdo a artículos, reactores anaerobios y bacterias															
No.	Fecha/Año	Nitrógeno Afluente	Nitrógeno Efluente	%Remoción	Fósforo Afluente	Fósforo Efluente	%Remoción	Bacterias	Condiciones	Cita	Link				
1	2007	5000	1200	76.00%	.....	.....	.....	<i>Proteus mirabilis</i>	Retención 72h. T: 37°C. $\mu$ : 0.4195 1/h	Pérez, Sergio A, Niño, Zulay M, Hernández, Víctor & Hernández, Carlos. (2007). Uso de Enzimas de Tino	<a href="https://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf">https://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf</a>				
2	2018	28	3.32	88.14%	6.92	3.96	42.77%	Bacterias Heterótrofas	media: 219	plagio de aguas residuales	No hay link				
		35	11.6	66.85%	7.17	4.35	39.33%								
		35	6.19	76.60%	9.26	3.34	57.45%								
De acuerdo a artículos de humedales															
No.	Fecha/Año	Nitrógeno Afluente	Nitrógeno Efluente	%Remoción	Fósforo Afluente	Fósforo Efluente	%Remoción	Plantas	Flujo	Condiciones	Cita	Link			
1	2015	....	....	88%	....	....	91%	<i>Sagittaria arifolia</i>	Flujo horizontal	Agua Residual Doméstica. Medio filtrante grava. T: 26.86h. Configuración 4-1 (Largo-Sincho)	Carrero-Torres, Susana M, Gonzalez, Valeria, Salazar, Rodolfo, B. P. H. M., Mujica, M. D. H. H. Evaluación de la eficiencia de eliminación de nitrógeno y fósforo en un humedal artificial de agua residual doméstica. Utilizando <i>Sagittaria arifolia</i> en un reactor anaerobio. Información Tecnológica, 2015, 26, 38. <a href="http://dx.doi.org/10.4067/S07042430150000011">http://dx.doi.org/10.4067/S07042430150000011</a>	<a href="https://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf">https://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf</a>			
2	2011	14.8	6.21	58.04%	2.34	2.04	30.61%	<i>Lemna sp.</i>	Flujo vertical	Agua Residual Doméstica. Tiempo: 48 h.	Hdez, Patricia, Córdoba de Pizarro, Constanza, Bazzano, Valeria, Riquelme, Susana, Sotelo, Lucía, & Pizarro, Marcela. (2011). Remoción de nitrógeno y fósforo en un reactor anaerobio de agua residual doméstica en un humedal artificial de agua residual doméstica. Información Tecnológica, 2011, 22, 148-154. <a href="http://dx.doi.org/10.4067/S07042430110000007">http://dx.doi.org/10.4067/S07042430110000007</a>	<a href="http://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf">http://scielo.conicet.elpdf.infnoteo/v18n5/art06.pdf</a>			
			3.13	78.85%		1.82	38.10%	<i>Clostridium</i>							
			2.57	82.64%		1.88	36.05%	<i>Lemna sp. - Clostridium</i>							
3	2011	....	....	....	....	....	....	<i>Phragmites australis</i>	Flujo Vertical	Agua Residual Doméstica.	Brown, Peter, & Gálvez, Magdalena. (2011). Tratamiento de aguas residuales en un humedal artificial de agua residual doméstica. Revista de Ingeniería, 2011, 31, 10-15. <a href="http://dx.doi.org/10.4067/S07042430110000007">http://dx.doi.org/10.4067/S07042430110000007</a>	No hay link			

Notas: En esta pestaña se encuentra un resumen de la revisión bibliográfica de las concentraciones de contaminantes y eficiencias de remoción en un reactor anaerobio y en un humedal artificial de nitrógeno y fósforo

Figura No. 50. Pestaña de resultados laboratorio en el simulador en Excel

REGRESAR ÍNDICE															
Parámetro	Resultado	Límite Permitido Acuerdo Gubernativo 236-2006	Unidades	Método de Análisis											
Sólidos suspendidos totales	93.6	100	mg/L	SMEWW 2540D											
Grasas y aceites	6.6	10	mg/L	SMEWW 5520 B											
DBO5 a 20°C	72	200	mg/L	SMEWW 5210 D											
DQO	478	478	mg/L	HACH 8000 equivalente SMEWW 5220 D											
Nitrógeno total	203	20	mg/L	HACH 10072											
Fósforo total	67.7	10	mg/L	HACH10127 adaptación de SMEWW 4500-P B-C											
Cianuro total	0.036	1	mg/L	HACH8027											
Cromo hexavalente	No detectable	0.1	mg/L	HACH 8023 adaptación de SMEWW 3500-Cr B											
Color aparente	647	500	Unidades platino cobalto	HACH 8025 adaptación de SMEWW 2120C											
Color verdadero	310	500	Unidades platino cobalto	SMEWW2120 C											
Coliformes totales	790,000.00	10,000.00	Número más probable en 100 mL	SMEWW9210 B											

Notas: En esta pestaña se encuentran los resultados de la muestra tomada de la fosa séptica de los baños de la playa pública del lago Amatitlán

Figura No. 51. Pestaña de pretratamiento en el simulador en Excel

	A	B	C	D	E	F
1	REGRESAR ÍNDICE		INICIO: Cambio de Datos			
2						
3						
4		*La rejilla es para bolsas de basura o toallas sanitarias por lo que se propone:				
5						
6						
7		Flujo	L/s	m3/s		
8		Promedio	0.16	0.000160857		
9		Mínimo	0.08	8.39621E-05		
10		Máximo	0.32	0.000317631		
11						
12		<a href="http://dspace.espace.edu.ec/bitstream/123456789/4775/1/236T0142.pdf">http://dspace.espace.edu.ec/bitstream/123456789/4775/1/236T0142.pdf</a>				
13		pág. 41				
14		Cita	Giraldo, Tatiana. (2015). <i>Diseñar un sistema de reutilización del agua en de Mosquera</i> . Argentina: Universidad Distrital Francisco José de			
15						
16						
17		Velocidad de flujo	0.3 m/s			
18						
19		Especificaciones de rejilla				
20		Área (m2)	0.001			
21		Altura (m)	0.03			
22		Ancho canal (m)	0.04			
		Altura de seguridad para evitar	0.3			

← ▶ ... Pronóstico Caudal | DQO-DBO Teoría | N y P Teoría | Resultados Laboratorio | **Pretratamiento** | ...

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el dimensionamiento del pretratamiento del sistema de aguas negras.

Figura No. 52. Pestaña de tratamiento primario en el simulador en Excel

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	REGRESAR ÍNDICE		INICIO: Cambio de Datos										
2										Producción	0.5	L/persona	
3													
4													
5													
6													
7													
8			<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Aforo (Personas/día)</b>	<b>Caudal (m3/día)</b>	<b>DBO/DQO</b>	<b>DQO (mg/L)</b>	<b>DBO (kg/m3)</b>	<b>DBO (mg/L)</b>	<b>DBO (kg/m3)</b>	<b>Flujo Lodos</b>	<b>Flujo Lodos (m3/día)</b>	
9		Promedio	0.161	247.633	6.95	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	123.82	0.12	
10		Mínimo	0.084	128.571	3.63	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	64.29	0.06	
11		Máximo	0.318	490.493	13.72	0.53	478.00	0.48	253.67	0.25	245.25	0.25	
12													
13			<b>Flujo</b>	<b>SSTa (mg/L)</b>	<b>NTa (mg/L)</b>	<b>FTa (mg/L)</b>	<b>Coliformes (NMP/100mL)</b>		<b>SST/DQO</b>				
14		Afluente	2.397.70	47.80	23.90	790.000.00		5.02					
15		Mínimo	2.397.70	47.80	23.90	790.000.00							
16		Máximo	2.397.70	47.80	23.90	790.000.00							
17													
18			<b>%Remoción de Tratamiento Primario</b>	<b>% SST</b>	<b>%NT</b>	<b>%FT</b>	<b>Coliformes (NMP/100mL)</b>						
19		Promedio	73.41%	77%	47%	93.50%							
20		Mínimo	73.41%	77%	47%	93.50%							
21		Máximo	73.41%	77%	47%	93.50%							
22													
23			<b>Efluente</b>	<b>SSTe (mg/L)</b>	<b>NTe (mg/L)</b>	<b>FTe (mg/L)</b>	<b>Coliformes (NMP/100mL)</b>						
24		Promedio	637.66	11.04	12.78	51.350.00							
25		Mínimo	637.66	11.04	12.78	51.350.00							
26		Máximo	637.66	11.04	12.78	51.350.00							
27													
28													
29													
30													
31													

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para calcular el balance de masa, dimensionamiento y eficiencia de remoción de contaminantes del reactor anaerobio con deflectores.

Figura No. 53. Pestaña de tubería en el simulador en Excel

No.	Tubería	Diámetro necesario (m)	Diámetro disponible en mercado (m)	Diámetro externo (m)	Diámetro interno (m)	Espesor de pared (m)
1	Afluente reactor anaerobio	0.04	0.051	0.051	0.042	0.009
2	Efluente reactor anaerobio	0.02	0.025	0.028	0.023	0.005
3	Biogás reactor anaerobio	0.01	0.013	0.018	0.015	0.003
4	Lodos zona 1 y2 reactor anaerobio	0.05	0.102	0.096	0.080	0.016
5	Lodos zona 3 reactor anaerobio	0.03	0.102	0.096	0.080	0.016
6	Efluente humedal	0.02	0.025	0.028	0.023	0.005
7	Afluente inodoros	0.02	0.025	0.028	0.023	0.005

TUBERÍA LODOS Zona 1 y 2										
Flujo	Flujo másico (kg/h)	Flujo másico (kg/s)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Flujo volumétrico (m <sup>3</sup> /s)	Flujo volumétrico (gal/min)	Velocidad lineal (ft/s)	Velocidad lineal (m/s)	Área tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro tubería (m)	Diámetro tubería (in)
Promedio	368.50	0.10	1,021.00	0.00010	1.58909	0.20	0.06	0.001671	0.05	1.82
Mínimo	368.50	0.10	1,021.00	0.00010	1.58909	0.20	0.06	0.001671	0.05	1.82
Máximo	368.50	0.10	1,021.00	0.00010	1.58909	0.20	0.06	0.001671	0.05	1.82
Diámetro máx	1.82 in									
Especificaciones tubería										
Diámetro diá	4 in									
Espesor de pa	0.643 in									

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el dimensionamiento de tuberías de los flujos involucrados en el sistema de tratamiento de agua.

Figura No. 54. Pestaña de bombas en el simulador en Excel

Característica	Extracción Lodos	Efluente Reactor	Efluente Humedal	Agua para inodoros
Caida de presión (ΔP) (N/m <sup>2</sup> )	0.42	2.35	1.47	8.02
Rugosidad absoluta (mm)	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015
Factor de fricción	0.0004	2.58403E-06	2.59955E-06	2.60216E-06
Largo de tubería (m)	7.10	9.10	5.70	31.10
Di tubería (m)	0.102	0.023	0.023	0.023
ρ (Kg/m <sup>3</sup> )	1,021.00	1,005.00	999.00	998.00
Velocidad del fluido (m/s)	0.06	0.76	0.76	0.76
g (m/s <sup>2</sup> )	9.8	9.8	9.8	9.8
ΔZ (m)	5.55	1.10	3.65	3.00
ΔP (N/m <sup>2</sup> )	55,532.19	10,833.90	35,734.23	29,341.20
ρ (Kg/m <sup>3</sup> )	1,021.00	1,005.00	999.00	998.00
ΔP <sub>t</sub> (N/m <sup>2</sup> )	0.42	2.35	1.47	8.02
W (l/Kg)	108.78	21.56	71.54	58.79
Flujo másico (Kg/s)	0.15	3.81	3.57	2.38
W (Watts)	16.70	82.04	255.41	139.67
W (hp)	0.02	0.11	0.34	0.19
Eficiencia (η) (%)	85%	85%	85%	85%
Potencia de la bomba (hp)	0.026	0.13	0.40	0.22
Potencia del motor (hp)	0.031	0.15	0.47	0.26
Potencia de la bomba (W)	19.65	96.52	300.48	164.32
Potencia del motor (W)	23.12	113.55	353.51	193.32

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el dimensionamiento de bombas centrífugas de los flujos involucrados en el sistema de tratamiento de agua.

Figura No. 55. Pestaña de bombas en el simulador en Excel

Caudal		Prom	Min	Max
	6.53	m3/día	6,517.91	kg/día
	3.41	m3/día	3,402.48	kg/día
	12.89	m3/día	12,869.60	kg/día

Características de humedal	Valor	Dimensional
Temperatura mes más caluroso	33.5	°C
Temperatura media mes más frío	18	°C
Constante cinética	1.104	1/d
Pendiente	0.005	
Diámetro de grava	0.025	m
Conductividad hidráulica (Ks)	71854.9	m3/m2d
Profundidad	0.6	m
Pérdida de carga zona inicial	0.06	

Flujo	DBO en afluente humedal (mg/L)	DBO en efluente humedal (mg/L)	DQO en Afluente humedal (mg/L)	DQO efluente humedal (mg/L)
Prom	84.61	12.69	171.52	25.73
Min	84.61	12.69	171.52	25.73
Max	84.61	12.69	171.52	25.73

Porosidad (n)	0.48
$\theta$	1.06
%Ks	0.01

Para humedales de flujo subsuperficial:  $K_{10}$  es igual a 1.104 d<sup>-1</sup>, con  $\theta$  igual a 1.06; para los humedales de flujo superficial, se utiliza el mismo valor de  $\theta$ , con  $K_{10}$  igual a 0.678 d<sup>-1</sup>, Según Reed and Brown (1995).

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el balance de masa, el dimensionamiento y cálculo de concentraciones finales de contaminantes del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.

Figura No. 56. Pestaña de inversión inicial en el simulador en Excel

Inversión Inicial	
Equipo	Q 21,184.34
Instalación Equipo	Q 8,685.58
Material para Construcción	Q 13,548.87
Construcción	Q 30,678.00
Accesorios	Q 1,352.85
Equipo Control	Q 2,753.96
Equipo Eléctrico	Q 2,753.96
<b>Total</b>	<b>Q 80,957.56</b>

No.	Equipos	Costo EXW	Unidades	Flete Interno y Descarga	Costo DAP	Link
1	Tanque cerrado de agua tratada	Q 7,174.37	2.00	Q 143.49	Q 14,492.23	<a href="https://mateco.com.gt/producto/cisterna-gpv-5000-lts-unidad/">https://mateco.com.gt/producto/cisterna-gpv-5000-lts-unidad/</a>
2	Bomba centrífuga con motor (0.5hp)	Q 1,225.00	4.00	Q 24.50	Q 4,924.50	<a href="https://www.ferreteriamuneris.com/bombas-de-">https://www.ferreteriamuneris.com/bombas-de-</a>
3	Tanque para lodos residuales	Q 1,732.95	1.00	Q 34.66	Q 1,767.61	<a href="https://www.distribuidoramariscal.com.gt/productos/sistemas-de-agua/tanques-rotoplásticos-mejor-">https://www.distribuidoramariscal.com.gt/productos/sistemas-de-agua/tanques-rotoplásticos-mejor-</a>
TOTAL					Q 21,184.34	

No.	Accesorios	Costo por unidad	Unidades	Costo	Link
1	Chorro 1/2"	Q 19.95	1	Q 19.95	<a href="https://gt.epaenlinea.com/chorro-pvc-blanco-manija-mariposa-de-1-">https://gt.epaenlinea.com/chorro-pvc-blanco-manija-mariposa-de-1-</a>
2	Manguera	Q 149.00	1	Q 149.00	<a href="https://gt.epaenlinea.com/manguera-traslucida-roja-100ft-30-49m.html">https://gt.epaenlinea.com/manguera-traslucida-roja-100ft-30-49m.html</a>
3	Codos PVC 4"	Q 22.00	2	Q 44.00	

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el cálculo de la inversión inicial del sistema de tratamiento de agua.

Figura No. 57. Pestaña de costos de operación y mantenimiento

Análisis económico del sistema de tratamiento de aguas negras			
Costos de operación	Q	13,550.03	Costos totales Q 88,739.56
Costos de mantenimiento	Q	7,833.00	
Costos de mano de obra	Q	67,356.54	
Costos anuales sin ahorro	Q	88,739.56	
Ahorro promedio por recirculación y riego	Q	22,681.39	
Costo anual	Q	66,058.17	
Costo mensual	Q	5,504.85	
Costos Variable de Mano de Obra		Salario operario	
Sueldo Diario Base (Q)	Q	93.00	Máximo 7 horas diarias o 42 semanales
Sueldo por HO	Q	11.63	
Sueldo por HEO	Q	17.44	
Sueldo por HEE	Q	23.25	
Horas Semanales Totales		48	Jornada mixta: definición
Horas Ordinarias		48	
Horas Extras		0	
Horas Extras Dobles (Domingo)		8	Mixta con más de 4 horas nocturnas, se considera nocturna
Salario Semanal	Q	744.00	

**Jornada ordinaria Artículo 117.** no puede ser total de cuarenta y ocho horas.

**Jornada mixta:** que abarca el día y el período nocturno.

**No obstante,** mixta en que período nocturno.

Notas: En esta pestaña se encuentran los datos y cálculos realizados para el cálculo de los costos de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento de agua.

## H. Glosario

- **Afluente:** El agua captada por un ente generador de aguas residuales (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).
- **Aguas residuales:** Se clasifican como residuales las aguas que han sido parte de un proceso en el cual se han modificado sus calidades (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).
- **Aguas residuales de tipo especial:** Son todas las aguas residuales generadas por los siguientes entes: servicios públicos municipales y actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias, y todas aquellas aguas que no se clasifiquen de tipo ordinario, así como la mezcla de aguas ordinarias con aguas especiales (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).
- **Aguas residuales de tipo ordinario:** Las aguas residuales generadas por actividades domésticas como el uso de servicios sanitarios, lavamanos, lavatrastos, lavado de ropa, entre otras, que se conduzcan a través de un alcantarillado (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).
- **Biogás:** es una mezcla gaseosa conformada por metano y dióxido de carbono, mayoritariamente el primero, y diversas impurezas según el material digerido y el funcionamiento del proceso de biodigestión (FAO, 2011).
- **Coliformes fecales:** Parámetro analizado de una muestral que indica la presencia de contaminación fecal en el agua y de bacterias patógenas que provienen del Sistema digestivo de animales de sangre caliente, como seres humanos (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).
- **DBO5:** La demanda biológica de oxígeno durante 5 días (DBO5) es una medida importante de una muestral. Esta prueba mide la demanda de oxígeno de un desecho acuoso expuesto a organismos biológicos por un período de incubación de cinco días (Perry, Green, & Maloney, 1997).
- **DQO:** La prueba de la demanda química de oxígeno (DQO) de una muestra de agua permite correlacionar la cantidad de agentes oxidantes con la cantidad de oxígeno consumido. Esta prueba utiliza Fuertes agentes oxidantes con catalizadores y calor para obtener su valor. La mayor ventaja de esta prueba es que su duración es de aproximadamente 3 horas, bastante menor que los 5 días de la prueba DBO5 (Perry, Green, & Maloney, 1997).
- **Humedal:** Porción de tierra cuya superficie es comúnmente plana y se encuentra inundada, intermitente o permanentemente, causando la disminución de oxígeno y el desarrollo de un ecosistema híbrido entre acuático y terrestre (Chávez, 2006).
- **Lodos:** Son sólidos con contenido de humedad y calidades variables producto del proceso de tratamiento de aguas residuales (Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, 2006).

- Sedimentador: Dispositivo que consiste en un recipiente con dimensiones considerables con la función de sedimentar las partículas sólidas por diferencia de densidades con el líquido. Las partículas sólidas se depositan en el fondo del equipo donde son eliminadas en continuo en forma de lodos. La viscosidad del líquido detiene las partículas sólidas para evitar su movimiento ascendente (Costa, 1983).
- Sólidos suspendidos: material particulado que se encuentra en suspensión en los flujos de agua superficial, residual o ambas. Partículas con un diámetro mayor a 0.01 mm son sedimentables, mientras que las partículas con un tamaño menor al valor dado se consideran no sedimentables (IDEAM, 2007).
- Tratamiento Primario: procedimiento que tiene como objetivo reducir la cantidad de sólidos suspendidos y materia orgánica que se encuentra en el agua residual a tratar (Muñoz, 2008).
- Tratamiento Secundario: procedimiento que tiene como objetivo la eliminación de materia orgánica biodegradable y sólidos disueltos, además de eliminar o reducir nutrientes como nitrógeno, fósforo o ambos (Metcalf & Eddy, 2003)