

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE QUÍMICA
CARRERA DE INGENIERÍA AMBIENTAL

Proyecto Final de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería
Ambiental

**“Determinación de lixiviados de relleno sanitario de San Ramón y selección de su
sistema de tratamiento”**

Valentina Orozco Barrantes

CARTAGO, diciembre, 2018

“Determinación de lixiviados de relleno sanitario de San Ramón y selección de su sistema de tratamiento”

Informe presentado a la Escuela de Química del Instituto Tecnológico de Costa Rica como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Ambiental con el grado de licenciatura

Miembros del tribunal



MS. Eng. Diana A. Zambrano P.

Director



Dr. Liliana Abarca

Lector 1

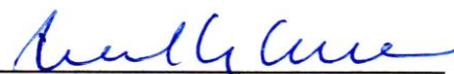
Dr. Dolores Elizabeth Turcott Cervantes

Lector 2



MS. Eng. Diana A. Zambrano P.

Coordinador COTRAFIG



MGA. Ricardo Coy Herrera

Directora Escuela de Química

MS. Eng. Ana Lorena Arias

Coordinadora Carrera de Ingeniería Ambiental

DEDICATORIA

Dedico de manera muy especial este Trabajo Final de Graduación a mi abuelita Aleida Barrantes Campos, quien a pesar de ya no estar con nosotros en este espacio terrenal siempre me cuida desde el cielo y siempre está en mi corazón y en mi mente, quien me motivó y forjó mi carácter, dedicación y sentó en mí las bases de responsabilidad y deseos de superación, porque cuando siento que no puedo más es ella quien no me deja vencer.

A mi abuelito Edwin Orozco Flores, el hombre más fuerte y sabio que conozco quien a pesar de las adversidades de su vida siempre tiene una sonrisa y un buen consejo que dar. Quien me transmite tanta paz y serenidad con solo su presencia, el hombre de mi vida, mi padre, mi abuelo, mi amigo y consejero.

A mi madre Sindy Orozco Barrantes, quien siempre ha luchado por darme lo mejor, brindándome su amor incondicional en cada etapa de este proceso, y de mi vida en general, por ser mi mejor amiga y mi consejera, en ella tengo el espejo en el cual me quiero reflejar pues sus virtudes infinitas y su gran corazón me llevan a admirarla cada día. Por quien lucho para ser una profesional y poder devolverle, aunque sea un poquito de lo mucho que ella me ha dado.

*“En tiempo de cambios, quienes estén abiertos al aprendizaje
se adueñarán del futuro.*

*Mientras que aquellos que creen saberlo todo
estarán bien equipados para un mundo que ya no existe”*

Eric Hoffer

AGRADECIMIENTOS

A Dios, al forjador de mi camino, el que me acompaña y siempre me levanta de mi continuo tropiezo, por siempre ayudarme a tomar las mejores decisiones.

A mi familia por siempre brindarme su apoyo sus buenos deseos y por el esfuerzo que han hecho para que hoy este sueño se vuelva realidad.

A la profesora MSc. Diana Zambrano, por haberme aceptado y apoyado desde el inicio, por tenerme paciencia y compartir conmigo y con todos sus alumnos el gran conocimiento que tiene con el amor que lo hace. Gracias por cada consejo, cada regaño y cada palabra de aliento.

A mis colegas y camaradas que este paso por el TEC me dejó, por cada risa, lágrima, comida y consejo que tuvieron para mí. Por aguantar mis berrinches y aún así quererme, gracias porque se convirtieron en más que compañeros, en amigos. A todos ellos les deseo muchos éxitos en sus vidas.

A la Universidad de Cantabria por abrir sus puertas y recibirme de la mejor manera para enseñarme, gracias a cada profesor de esta institución por ayudarme en este proceso de aprendizaje y por cada recomendación para el proyecto.

Finalmente, a todos los profesores y demás funcionarios del Tecnológico de Costa Rica, por sus enseñanzas y por contribuir a mi formación como Ingeniera Ambiental.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	15
2. OBJETIVOS	17
2.1 Objetivo General	17
2.2 Objetivos específicos.....	17
3. MARCO DE REFERENCIA	18
3.1 RELLENO SANITARIO	18
3.2 LIXIVIADOS	19
3.2.1 Generación de lixiviados	19
3.2.2 Composición y características del lixiviado	19
3.3 Herramientas de simulación	25
3.3.1 Modelos Hidrológicos	26
3.3.2 MODUELO.....	27
3.4 Selección de un sistema de tratamiento	29
3.5 Tratamiento de lixiviados en Costa Rica	32
3.6 Reglamentación	33
4. METODOLOGÍA	35
4.1 SITIO DE ESTUDIO	35
4.1.1 Cantón de San Ramón.....	35
4.1.2 Municipalidad de San Ramón	36
4.1.3 Veredero Controlado.....	37
4.1.4 Composición y generación de RS ordinarios	39
4.2 HERRAMIENTA DE SIMULACIÓN	41
4.2.1 Modelo de vertedero	42
4.2.2 Modelo de calibración	45
4.2.3 Diseño del nuevo relleno.....	45
4.3 IDENTIFICACIÓN DE TECNOLOGÍAS	46
4.4 PRESELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO	46
4.5 SELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO	47
4.6 VISTA EN PLANTA	¡Error! Marcador no definido.
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	51
5.1 SIMULACIÓN MATEMÁTICA	51

5.1.1	volumen de lixiviado.....	51
5.1.2	Contaminación de lixiviados.....	54
5.2	IDENTIFICACIÓN DE TECNOLOGÍAS.....	59
5.2.1	Recirculación de lixiviados.....	59
5.2.2	Evaporación de lixiviados.....	61
5.2.3	Captación y tratamiento conjunto agua residuales de la comunidad.....	63
5.2.4	Tratamiento biológico anaerobio.....	64
5.2.5	Tratamiento biológico aerobio.....	75
5.2.6	Biorreactores con membranas.....	84
5.2.7	Oxidación química.....	86
5.2.8	Coagulación-floculación.....	88
5.2.9	Electrocoagulación.....	89
5.2.10	Fitorremediación.....	92
5.2.11	Adsorción con carbón activado.....	97
5.2.12	Osmosis inversa.....	99
5.3	PRESELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO.....	101
5.3.1	Recirculación de lixiviados.....	102
5.3.2	Evaporación de lixiviados.....	102
5.3.3	Captación y tratamiento conjunto aguas residuales de la comunidad.....	103
5.3.4	Lagunas anaerobias.....	103
5.3.5	Filtro anaerobio.....	104
5.3.6	Reactores de lecho expandido o fluidizado.....	105
5.3.7	Reactor UASB.....	105
5.3.8	Lagunas aireadas.....	106
5.3.9	Lodos activados.....	107
5.3.10	Biodiscos.....	107
5.3.11	Biorreactores con membranas.....	107
5.3.12	Oxidación química avanzada.....	108
5.3.13	Coagulación floculación.....	108
5.3.14	Electrocoagulación.....	108
5.3.15	Humedales artificiales.....	109
5.3.16	Lagunas algales de alta tasa.....	109
5.3.17	Adsorción con carbón activado.....	109

5.3.18	Osmosis inversa	110
5.4	SELECCIÓN DE SISTEMAS DE SANEAMIENTO	111
5.4.1	Definición y cálculo de los criterios e indicadores de selección	111
5.4.2	Aplicación del método GRA-AHP	116
5.5	VISTA EN PLANTA	¡Error! Marcador no definido.
6.	CONCLUSIONES.....	122
7.	RECOMENDACIONES	124
8.	REFERENCIAS	125
9.	ANEXOS.....	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Algoritmo general del programa MODUELO 1. Tomado de (Lobo G., 2012).	28
Figura 2. Mapa de Costa Rica señalando el cantón de San Ramón de Alajuela.	35
Figura 3. Mapa del cantón de San Ramón de Alajuela y sus respectivos distritos.	36
Figura 4. Mapa de la ubicación del relleno sanitario de San Ramón.	38
Figura 5. Diseño y fases de operación del vertedero en estudio y posible relleno sanitario.	39
Figura 6. Entrada de residuos al vertedero de San Ramón por mes de año 2000 al 2018...	40
Figura 7. Determinación de composición física de los residuos en el vertedero controlado municipal de San ramón.	41
Figura 8. Residuos depositados en el vertedero desde el 2000 al 2018.	43
Figura 9. Sistema de jerarquización para la selección de alternativa AHP.	48
Figura 10. Visualización de la simulación terminada en MODUELO 4.0 del vertedero controlado de San Ramón.....	51
Figura 11. Vista transversal de los residuos apilados en la simulación del vertedero controlado de San Ramón.....	51
Figura 12. Producción de lixiviados desde el año 2000 al 2018, en el vertedero controlado de San Ramón.....	52
Figura 13. Flujo de lixiviados después del cierre técnico del vertedero.	53
Figura 14. Volumen de lixiviados del relleno sanitario diseñado.	53
Figura 15. Concentración de DBO y DQO a lo largo de la vida del vertedero controlado.	55
Figura 16. Concentración de DBO y DQO a lo largo de la vida del relleno sanitario.	56
Figura 17. Curva de análisis de frecuencia de los datos de DQO simulados.	58
Figura 18. Curva de análisis de frecuencia de los datos de DBO simulados.	58
Figura 19. Esquema de un filtro anaeróbico de flujo descendente.....	69
Figura 20. Esquema de un filtro anaeróbico de flujo ascendente.....	69
Figura 21. Esquema de un reactor anaerobio de lecho fluidizado.....	72
Figura 22. Sistema de un reactor anaerobio de flujo ascendente.	74
Figura 23. Sistema de lodos activados.	80

Figura 24. Modelo de jerarquización para la selección del tren de tratamiento para lixiviados de San Ramón.	117
Figura 25. Resultados obtenidos en la selección del sistema de tratamiento con el método de jerarquización.	121

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Caracterización de los lixiviados de distintos rellenos sanitarios	23
Cuadro 2. Principales sitios de disposición final de RS en Costa Rica.....	32
Cuadro 3. Características hidrológicas asignadas a las celdas modelo de relleno.	43
Cuadro 4. Composición global de los residuos en el vertedero de San Ramón.....	44
Cuadro 5. Indicadores y pesos usados en el proceso de selección.....	49
Cuadro 6. Calculo de cuartiles de la serie de datos de caudales obtenidos de la simulación.	54
Cuadro 7. Análisis de frecuencia de los datos de DQO obtenidos de la simulación.	56
Cuadro 8. Análisis de frecuencia de los datos de DBO obtenidos de la simulación.....	57
Cuadro 9. Parámetros de diseño utilizados en España para la elaboración de lagunas anaerobias.	66
Cuadro 10. Parámetros que influyen en el control del proceso de los filtros anaerobios. ..	70
Cuadro 11. Criterios de diseño de lagunas aireadas.....	78
Cuadro 12. Parámetros de diseño para el sistema de lodos activados.....	80
Cuadro 13. Porcentajes de remoción de un sistema de lodos activados.	81
Cuadro 14. Comparación entra las configuraciones de MBR.....	84
Cuadro 15. Clasificación de procesos de oxidación avanzada.....	87
Cuadro 16. Condiciones generales de operación Consumos de energíá Desgaste de electrodos.....	90
Cuadro 17. Principales características de las lagunas algales de alta tasa.	96
Cuadro 18. Resumen de características de los sistemas de saneamiento.	100
Cuadro 19. Área requerida y porcentaje de remoción de las lagunas de estabilización diseñadas para el relleno sanitario de San Ramón.....	104
Cuadro 20. Parámetros de diseño recomendados para filtros anaerobios vs parámetros de San Ramón.....	105
Cuadro 21. Comparación de parámetros óptimos para el funcionamiento correcto de un UASB vs parámetros del relleno Sanitario de San Ramón.	106
Cuadro 22. Sistemas de tratamiento preseleccionados para su implementación relleno sanitario de San Ramón.	110

Cuadro 23. Concentración de la DOB en el efluente de los trenes de tratamiento preseleccionados.....	112
Cuadro 24. Criterios e indicadores para la selección de sistemas de manejo de aguas residuales en asentamientos informales.....	112
Cuadro 25. Criterios e indicadores usados en el proceso de selección.	113
Cuadro 26. Costos de inversión inicial de los trenes de tratamiento.....	114
Cuadro 27. Costos de operación y mantenimiento de los sistemas de saneamiento.	114
Cuadro 28. Nivel de complejidad según la capacitación y concientización requeridas....	115
Cuadro 29. Indicador de nivel de complejidad para cada sistema de saneamiento propuesto.	115
Cuadro 30. Matriz de indicadores para la selección del tren de tratamiento de lixiviados para el relleno sanitario de San Ramón.	117
Cuadro 31. Indicadores normalizados de cada tren de tratamiento propuestos.	118
Cuadro 32. Primer coeficiente correlacional gris de sistemas de tratamiento propuestos.	118
Cuadro 33. Vector ponderado del primer coeficiente relacional gris de sistemas de tratamiento propuestos.....	118
Cuadro 34. Normalización del vector ponderado del primer coeficiente relacional gris de sistemas de saneamiento propuestos.....	119
Cuadro 35. Segundo coeficiente relacional gris de sistemas de tratamiento propuestos. .	119
Cuadro 36. Segundo coeficiente relacional gris ponderado de sistemas de tratamiento propuestos.....	119

LISTA DE SIGLAS Y ACRÓNIMOS

AHP	Proceso de Jerarquía Analítica, por sus siglas en inglés
CAG	Carbón activado granular
CEQUIATEC	Centro de Investigación y de Servicios Químicos y Microbiológicos
COT	Carbono orgánico total
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DQO	Demanda química de oxígeno
FAFA	Filtro anaerobio de flujo ascendente
HBM	Modelo hidro-biomecánico, por sus siglas en inglés
HRAP	Laguna algal de alta tasa, por sus siglas en inglés
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
MBR	Biorreactor de membrana, por sus siglas en inglés
MOD	Materia orgánica disuelta
OD	Oxígeno disuelto
OI	Ósmosis inversa
pH	Potencial de hidrógeno
POA_s	Procesos de oxidación avanzada
PROSAB	Programa de investigaciones en saneamiento básico, por sus siglas en portugués
PTAR	Planta tratamiento de aguas residuales
PCBs	Policlorobifenilos
RS	Residuos sólidos
SDT	Sólidos disueltos totales
SST	Sólidos suspendidos totales
TRH	Tiempo de retención hidráulica
UASB	Reactor anaerobio de flujo ascendente, por sus siglas en inglés
UV	Radiación ultravioleta.

RESUMEN

En Costa Rica la disposición final de los residuos sólidos se realiza de manera adecuada en rellenos sanitarios o vertederos controlados, los cuales deben gestionar de manera correcta sus emisiones tanto de gases como de lixiviados. Esta investigación se basa en la selección de un sistema de tratamiento para los lixiviados del relleno sanitario de San Ramón, para lo cual se identificó el comportamiento y características de los lixiviados mediante una modelación matemática utilizando el software MODUELO 4.0. Se describieron 18 sistemas de tratamiento mediante revisión de literatura, de los cuales se preseleccionaron 5 opciones las cuales se combinaron y se determinaron 4 trenes de tratamiento, basados en los resultados de la simulación, las necesidades y requisitos de la Municipalidad y las características del lugar. Los resultados de la simulación muestran que las características del lixiviado varían significativamente para las dos etapas, en el vertedero controlado después del cierre técnico se visualiza una disminución del caudal promedio diario de 18,79 m³/día a 4,09 m³/día, mientras que las concentraciones aumentan en los primeros años, pasando de concentraciones de 448,18 mg/L de DQO y 132,82 mg/L de DBO a 6466,75 mg/L en DQO y 6259,19 mg/L en DBO, el relleno proyectado muestra por el contrario un aumento contante en el volumen de lixiviado durante su vida útil y concentraciones de hasta 16000 mg/L de DQO y 15000 mg/L de DBO en los primeros años disminuyendo continuamente a medida que envejece en relleno. Aplicando un análisis estadístico se identificó un valor de entrada de 19 m³/día con concentraciones de 7838,8 mg/L de DQO y 6789,4 mg/L de DBO. Aplicando el método de selección multicriterio AHP-GRA se priorizó el tren de tratamiento compuesto por dos UASB en serie, seguido de un FAFA y finalizando con un humedal artificial para terminar de pulir el efluente, prediciendo una descarga de 31,38 mg/L de DBO, además de tener ventajas en el criterio económico y técnico. Como segunda opción según el orden de selección se encuentran las lagunas anaerobias, la cual presenta un coeficiente de selección bastante similar a la primera opción.

Palabras clave: DBO, DQO, Lixiviados, Método multicriterio, Modelo matemático, Sistema de tratamiento.

ABSTRACT

In Costa Rica, the final disposal of waste is mainly translated into landfills or controlled disposal, which must be managed correctly, as well as gases and leachates. This research is based on the selection of a treatment system for leachates from San Ramón sanitary landfill, for which the behavior and characteristics of leachates are identified through a mathematical model using the MODUELO 4.0 software. 18 treatment systems are described by literature review, 5 options are selected and 4 treatment systems are determined, based on the results of the simulation, the needs and requirements of the Municipality and the characteristics of the place. The simulation results show the characteristics of the simulation. The results are displayed. In the first years, starting from 448,18 mg / L of COD and 132,82 mg / L of BOD at 6466,75 mg / L in COD and 6259,19 mg / L in DBO, the projected seal shows, on the contrary, a continuous increase in the volume of leached during its useful life and up to 16000 mg / L of COD and 15000 mg / L of BOD in the first years. Applying a statistical analysis, an input value of 19 m³ / day was identified with responses of 7838,8 mg/L of COD and 6789,4 mg/L of BOD. Applying the AHP-GRA multicriteria selection method, the treatment train consisting of two UASBs in series was prioritized, followed by an FAFA and ending with an artificial wetland to finish polishing the effluent, predicting a discharge of 31,38 mg / L of BOD, In addition to having advantages in the economic and technical criteria. The second option according to the selection order is found in the anaerobic lagoons, the quality of a selection coefficient quite similar to the first option.

Key words: BOD, COD, Leachate, Mathematical model, Multi-criteria method, Treatment system.

1. INTRODUCCIÓN

Los rellenos sanitarios o vertederos controlados son la opción más viable para el manejo adecuado de los desechos sólidos municipales en muchas partes del mundo (André & Cerdá, 2015), y su gestión implica aspectos técnicos, económicos, medioambientales y sanitarios, por lo cual se deben vigilar y controlar las emisiones potenciales, los sistemas de recolección de lixiviados y gases, los medios de recepción, el revestimiento y la cobertura final (Márquez Benavides, 2011).

Una característica sobresaliente de los rellenos sanitarios es que la producción y composición de los lixiviados varía en el tiempo, dependiendo de la constitución de los residuos y las condiciones ambientales y climatológicas a las cuales se enfrentan (Borzacconi, Anido, & López, 2014).

Conocer estas variables durante todo el periodo de vida útil facilita la implementación de un adecuado sistema de tratamiento, que se adapte en cada etapa evitando la contaminación de los medios de recepción. No obstante, es difícil predecir esta evolución en detalle si anteriormente no se lleva ningún registro de volumen y calidad de los lixiviados.

Es por esto que los programas de simulación matemática de rellenos sanitarios son una ayuda valiosa para anticipar y predecir situaciones que ayudan a una gestión más sostenible y eficiente de una manera rápida, económica y segura (López, 2018).

Hoy en día, existen varias herramientas de simulación que ayudan a mejorar el diseño y la operación de instalaciones reales, como el modelo hidro-biomecánico (HBM) (Mcdougall, 2007), la degradación y el transporte de vertederos (Modelo de procesos LDAT) (J. K. White, Nayagum, & Beaven, 2014) y MODUELO (Lobo García & Tejero Monzón, 2007).

Sin embargo, como lo menciona (Caicedo M., Fonseca, & Rodríguez, s. f.), seleccionar un sistema de tratamiento apropiado para un relleno sanitario específico no se basa solamente en las características fisicoquímicas del lixiviado, ya que se deben tomar en cuenta otros factores como el área de terreno disponible para su construcción, la capacidad económica que posee el ente administrador del relleno tanto para construcción, operación y mantenimiento y la capacidad técnica de los empleados del sitio. Para lo cual también existen

distintos métodos de selección y descarte como lo son el Proceso de Análisis Jerárquico (AHP), el análisis relacional gris (GRA) y el método Delphy.

Este documento presenta un ejemplo de análisis mediante simulación matemática de la evolución y transformaciones que sufren los lixiviados del relleno sanitario de San Ramón en sus dos etapas: la etapa 1 pertenece al vertedero controlado cerrado en 2018, mientras que la etapa 2 corresponde al relleno sanitario proyectado a construirse en 2020, mediante el software Modulo 4.0, utilizando operaciones reales y datos recopilados mediante el monitoreo de la instalación en estudio, obteniendo una estimación del volumen de lixiviado y su contaminación orgánica a lo largo de la vida útil del vertedero, que se utiliza como información básica para analizar las alternativas de sistemas de tratamiento mediante el método de jerarquías AHP GRA, optando por la más viable y así realizar la propuesta del diseño.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

Seleccionar un sistema de tratamiento para los lixiviados del relleno sanitario de San Ramón considerando criterios técnicos y económicos.

2.2 Objetivos específicos

- 1) Predecir mediante modelación matemática las características del lixiviado del relleno sanitario de San Ramón a lo largo de su vida útil.
- 2) Caracterizar alternativas para el tratamiento de lixiviados generados en rellenos sanitarios.
- 3) Seleccionar alternativas de tratamiento de lixiviados para el relleno sanitario de San Ramón, mediante el uso de métodos multicriterio.

3. MARCO DE REFERENCIA

3.1 RELLENO SANITARIO

El acelerado crecimiento poblacional, la urbanización y el consumismo han incrementado en grandes cantidades la generación de residuos sólidos (RS). A pesar de que la reutilización y el reciclaje toman fuerza día con día como medidas de reducción de desechos, los vertederos y rellenos sanitarios siguen siendo el método más dominante para la eliminación de remanentes en muchos países (Huda, Raman, Bello, y Ramesh, 2017).

Un relleno sanitario es un sitio técnicamente seleccionado y diseñado para la disposición final y controlada de los RS, sin causar peligro, daño o riesgo a la salud pública, minimizando los impactos ambientales y utilizando principios de ingeniería. En otras palabras es la confinación y aislamiento de los RS en un área mínima, con sistemas de protección como barreras geológicas y revestimientos impermeables que impidan la infiltración de contaminantes al suelo, compactación de despojos, cobertura diaria, control de gases y lixiviados y una cobertura final (Corena, 2013).

El término de relleno sanitario se ha usado indiscriminadamente, ya que este debe ser utilizado exclusivamente para los desechos que no tienen una valorización posterior, sin embargo, actualmente se envían a los rellenos todo tipo de RS, valorizables, no valorizables y en grandes cantidades residuos orgánicos, aproximadamente entre el 50 y 60 por ciento de los residuos que se producen en los hogares y comunidades costarricenses corresponden a materiales biodegradables (restos orgánicos de la cocina y del jardín) (Soto, 2011).

En Costa Rica, según Soto, 2011, el 55% de los rellenos sanitarios son privados y el uso de botaderos clandestinos sigue teniendo importantes impactos. Además, un 25% de los residuos del país va a dar a ríos, lotes, y calles.

Las municipalidades de cada cantón son el ente encargado de recolectar los RS y dirigirlos al respectivo relleno sanitario, se estima que la cobertura media de recolección de RS en Costa Rica es de alrededor de un 74% (DFOE, 2016).

3.2 LIXIVIADOS

3.2.1 Generación de lixiviados

La acumulación de desechos en un sitio de disposición final, la circulación del agua proveniente de las precipitaciones entre los residuos y la liberación del exceso de humedad de los RS, que al fluir disuelven sustancias arrastrando partículas contenidas en los desechos y la descomposición de la materia orgánica son los actores principales para la generación de líquidos altamente agresivos al ambiente, los cuales se conocen como lixiviados (Chavarro, Garces, Guerrero, y Salas, 2006).

Según Corena 2013, la degradación de los RS que genera la producción de lixiviados ocurre en dos etapas biológicas: aeróbica y anaeróbica. El lixiviado producido durante la fase aeróbica es formado por la humedad de los desechos durante la compactación y construcción de celdas del relleno sanitario. Está constituido principalmente por partículas, sales disueltas inicialmente presentes en el relleno y la presencia de cantidades relativamente pequeñas de especies orgánicas. Durante la degradación anaerobia inicial, prevalece la fermentación ácida, obteniéndose un lixiviado de bajo pH (debido a la producción de ácidos grasos volátiles y la alta presión parcial de CO₂), alta concentración de ácidos volátiles y considerables concentraciones de iones inorgánicos que son resultado de la solubilidad de materiales disponibles en los residuos.

3.2.2 Composición y características del lixiviado

Según los autores (Dharmarathne & Gunatilake, 2013) y (Corena L., 2013), la composición del lixiviado varía de un sitio a otro debido a las diferencias en estructura, características y tipo de RS depositados en el relleno sanitario, cantidad de precipitación en el área, contenido de humedad, cambios climáticos, hidrología del sitio, compactación de residuos, interacción de lixiviados con el medio ambiente, velocidades de descomposición química, edad del relleno, las características del material de cobertura, las características del cerramiento final del relleno y el mantenimiento a largo plazo del relleno sanitario. Por consiguiente, antes de seleccionar un sistema de tratamiento debe hacerse un análisis de escenarios para las

diferentes características mencionadas, incluyendo operaciones adecuadas e inadecuadas del sistema.

Los lixiviados se caracterizan generalmente por un olor agresivo y un color que varía desde café-pardo-grisáceo cuando están frescos hasta un color negro viscoso cuando envejecen. Poseen una compleja composición química debido al arrastre de material disuelto, en suspensión, fijo o volátil, lo que provoca que tengan elevadas cargas orgánicas. Contienen altas concentraciones de contenido de amoníaco-nitrógeno ($\text{NH}_3\text{-N}$), Además de otros compuestos como sulfuro, bario, borato, arseniato, litio, cobalto y mercurio. Si estos contaminantes se quedan sin el control y el tratamiento adecuado, pueden llegar al agua subterránea o superficial y causar daños graves a los acuíferos. En consecuencia, la presencia de sistemas adecuados para la recolección y el tratamiento de los lixiviados es esencial para reducir los impactos ambientales y cumplir con las normas legisladas para la descarga segura en las corrientes de agua naturales (Al-Wasify, Ali, y Hamed, 2018).

Los lixiviado en general contiene una gran cantidad de contaminantes que se pueden clasificar en cuatro categorías principales: materia orgánica disuelta, compuestos inorgánicos, metales pesados y sustancias orgánicas xenobióticas:

3.2.2.1 Materia Orgánica Disuelta (MOD)

La MOD es una compleja mezcla heterogénea de macro-moléculas, cuyos principales componentes en las aguas dulces son sustancias húmicas, carbohidratos y aminoácidos (Fuentes et al, 2015). La MOD es originada por la descomposición del material biológico procedente de animales, plantas y microorganismos (Spence et al. 2011). La materia orgánica consiste en millares de componentes, como partículas macroscópicas, coloides o macromoléculas disueltas que pueden causar color, olor, sabor, el desarrollo de microorganismos patógenos o implicar la presencia de materia no biodegradable (USEPA 2004). Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en los lixiviados son proteínas (40-60 %), carbohidratos (25- 50 %) y aceites y grasas (10 %).

La concentración de materia orgánica disuelta en el agua se determina directamente con la medida del carbono orgánico total (COT) e, indirectamente, midiendo la capacidad reductora del carbono existente con la determinación de la demanda química de oxígeno (DQO) y la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) (Fuentes et al., 2015). "La proporción de DBO /

DQO se reconoce comúnmente como la más representativa de la edad de lixiviados de vertederos porque está directamente relacionada con su biodegradabilidad" (Talalaj, 2015).

3.2.2.2 Compuestos Inorgánicos

A su vez los compuestos inorgánicos se pueden considerar como un compuesto que no contiene un enlace carbono-hidrógeno, estos tienden a ser compuestos minerales. No todos, pero la mayoría de los compuestos inorgánicos contienen un metal. Dicho esto, hay innumerables compuestos que caen bajo el dominio de inorgánico. De hecho, la mayoría de todos los compuestos en este universo son de naturaleza inorgánica. Los principales encontrados en los lixiviados son las sales inorgánicas como los carbonatos, sulfatos, nitratos, cloruros y fosfatos (Talalaj, 2015).

3.2.2.3 Metales pesados

Los metales pesados por su parte, pueden encontrarse disueltos o en mayor proporción formando coloides liofílicos o liofóbicos. Entre los metales que comúnmente se encuentran en los lixiviados están: Pb, Ni, Cr, Ag, Cd, Ba y Hg, Zn, Cu (Robles et al, 2014). Estos pueden constituir un problema ambiental, si el lixiviado migra a aguas superficiales o subterráneas, o un problema de tratamiento donde el lixiviado se recoge y se trata antes de la descarga. Por lo tanto, durante las últimas décadas, el monitoreo de los metales pesados en los lixiviados ha sido comúnmente establecido por las autoridades y realizado rutinariamente por los operadores de vertederos (Baun & Christensen, 2004). Los metales pesados no son biodegradables y tienden a acumularse en los organismos vivos, causando serios problemas debido a que muchos iones de metales pesados son tóxicos o cancerígenos (Fu y Wang, 2011).

3.2.2.4 Sustancias orgánicas xenobióticas

Por último las sustancias orgánicas xenobióticas, son cualquier sustancia que no ha sido producida por la biota, tales como los productos industriales, drogas terapéuticas, aditivos de alimentos y compuestos inorgánicos (Peña et al, 2001). O como lo menciona Pérez, 2012, son compuestos químicos sintéticos que no han existido nunca de manera natural, como por ejemplo solventes, PCBs, plásticos, detergentes, explosivos, plaguicidas, gases de los frigoríficos, de los aerosoles, que son completamente resistentes a la biodegradación.

3.2.2.5 Potencial de hidrógeno (pH)

Otro de los factores importantes a tomar en cuenta en la composición de un lixiviado es el pH, ya que depende no solo de la concentración de los ácidos que están presentes sino también de la presión parcial del CO₂ en el gas del vertedero que está en contacto con el lixiviado. Estos resultados indican que los lixiviados están en la etapa posterior de la fase metanogénica. Esto significa que la edad del relleno sanitario, la lluvia y el tipo de desperdicio son los factores más importantes que afectan la composición del lixiviado (Dharmarathne, 2013).

La presencia o ausencia de la geomembrana en el suelo del relleno sanitario, lleva a suponer que podría haber una diferencia significativa en los valores de pH, debido a que en ausencia de dicha película plástica, el lixiviado entraría en contacto con el suelo natural donde se encuentra el relleno sanitario (Robles et al., 2014).

Se ha establecido que entre más joven es un relleno sanitario, existe mayor probabilidad de tener lixiviados ácidos y de acuerdo a algunos autores, la evolución del pH se mueve desde valores ácidos (pH 3,7) en la fase de operación, hasta valores alcalinos (pH 8, 5) algunos años después de haber sido clausurado.

El cuadro 1, muestra valores de los parámetros fisicoquímicos de lixiviados de diferentes rellenos sanitarios en diferentes partes del mundo, reportados por diferentes autores lo que permite tener la noción de la variación de las características de los lixiviados según el lugar donde se encuentre el relleno sanitario y dependiendo del tipo de RS que se deposite.

No obstante, la edad del lixiviado es también una variable que influye en su carga contaminante o composición química. El cuadro 1, además, muestra valores promedio de las características de los lixiviados viejos y jóvenes. Pero la concentración tanto de sustancias de naturaleza orgánica como inorgánica es mucho mayor en un lixiviado joven (de menos de 3 años), ya que no han pasado la etapa de estabilización. Esto repercute directamente y es un factor decisivo al considerar el tipo de tratamiento.

Referencia	País	pH	DQO (mg/l)	DBO (mg/l)	Relación DBO/DQO	ST (mg/l)	Alcalinidad (mg/l)	NH ₃ -N (mg/l)	Calcio (mg/l)	Cloruros (mg/l)	Potasio (mg/l)	Nitrógeno total (mg/l)	Sodio (mg/l)	Fosforo total (mg/l)
(Zumbado, 2012)	Garabito, Costa Rica	4,8	100-500	100-200	n.e.	n.e.	n.e.	10-800	100-400	n.e.	50-400	10	100-200	4-8
(Lloréns et al., 2010)	La Haba, Cuba	7,93-8,10	1188,2	776,6	0,638	341,2	923-1190	50,54-104,68	n.e.	n.e.	n.e.	72,56-146,13	n.e.	8,82-68,50
(Corena, 2013)	El Oasis, Colombia	5,3-8,5	3000-45000	2000-30000	n.e.	n.e.	300-10000	n.e.	n.e.	100-400	100-1500	2	0-17	n.e.
(Mor et al, 2006)	Bélgica	6,9	27200	19000	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	1590	n.e.	545	n.e.
(Méndez et al., 2004)	Mérida	8,40	5764	1652	n.e.	12810	6857	1481	n.e.	2804	16139	176	20145	24,74
(Pellón et al, 2015)	Habana, Cuba	7,6-8,1	1008 +/- 2011	685 +/- 902	n.e.	246 +/- 629	923 +/- 1190	50,54 +/- 104,69	n.e.	n.e.	n.e.	72,56 +/- 146,13	n.e.	8,82 +/- 68,50
(Renou et al, 2008)	Francia	7,4	843,3	65	0,02	420	n.e.	241,73	n.e.	n.e.	n.e.	40	n.e.	n.e.
(Jerez, 2013)	Costa Rica	5,7-6,52	875,4-3641,2	195,8-2031,6	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	735,1-893,8	81,7-196,8	20-400	2-20	n.e.
(Talalaj, 2015)	Irán	7,3	1286,7	470	0,62	n.e.	n.e.	1,40	n.e.	1410,5	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.

** n.e: no especificado

3.3 Herramientas de simulación

Monitorear, conocer y controlar los fenómenos que ocurren en los vertederos es uno de los factores más importantes para mejorar su gestión medioambiental tanto durante su explotación como en el periodo post-clausura.

Ante esta situación, como en muchos otros campos de la ingeniería, se acude a la modelación para el estudio de los procesos del vertedero y sus efluentes para prevenir su impacto sobre el medio circundante y realizar su seguimiento. Para ello es necesario saber qué elementos afectan directamente al vertedero, lo cual se vuelve especialmente complejo por la diversidad de cada vertedero, la cantidad de factores que intervienen, la diferencia entre unas instalaciones y otras. Por eso hoy en día se dispone de distintas herramientas de modelación en el diseño, explotación y seguimiento de los vertederos de residuos urbanos (Lobo G., 2012).

Los primeros esfuerzos de modelación en este sentido se centraron en tratar de predecir, por un lado, las condiciones de generación de lixiviados para prevenir la contaminación de recursos hidrológicos cercanos como el caso del programa HELP (“Hydrologic Evaluation of Landfill Performance”) (Schroeder et al., 1994) y por otro la producción de biogás con el programa E-PLUS (Morgan & Yang, 2001), para evaluación del potencial de generación de biogás, ambos distribuidos gratuitamente por la agencia de medio ambiente de Estados Unidos (Lobo, 2012). Este tipo de expresiones puede ser de gran utilidad en estudios parciales del lugar de vertido: cuando se trata de analizar únicamente la viabilidad del aprovechamiento energético del biogás o dimensionar la red de drenaje de lixiviados. Si se pretende abarcar conjuntamente varios de estos aspectos (evaluar las potenciales emisiones, tanto líquidas como gaseosas, diagnosticar la estabilidad “ambiental” del residuo) o tratarlos con más detalle (de cara al diseño de instalaciones o estrategias para optimizar la gestión del vertedero) es imprescindible acoplar distintas expresiones matemáticas y considerar las interacciones entre fenómenos.

Actualmente se desarrollan modelos de simulación integrales que surgen del análisis de experiencias de laboratorio o campo. Entre estos modelos se distinguen dos tendencias: una que trata de facilitar el cálculo y limitar el uso de parámetros difíciles de establecer

experimentalmente mediante parámetros estocásticos (Zacharof & Butler, 2003) y otra basada en la integración de los modelos que trata de forma determinada cada fenómeno. Sin embargo, estos modelos no llegan a generalizarse para su aplicación en vertederos reales, únicamente establecen una representación “ideal” del terreno y su relleno.

3.3.1 Modelos Hidrológicos

Para cuantificar los lixiviados que se generan en el vertedero puede emplearse un balance hidrológico global, que no es más que el recuento de todos los aportes, consumos y salidas de agua del vertedero, teniendo en cuenta la capacidad de retención de los residuos para poder hallar la cantidad correspondiente al lixiviado. El planteamiento básico del método es que toda el agua que se infiltra a través de la capa superficial del vertedero y no se evapora acabará apareciendo como lixiviado, lo que sólo ocurrirá en realidad cuando el vertedero haya cubierto su capacidad de retención de humedad, que puede tardar varios años. Su aplicación más generalizada se ha realizado a través de programas como el HSSWDS (“Hydrologic simulation on solid waste disposal sites”), desarrollado por la agencia estadounidense de medio ambiente (EPA) (Lobo, 2012).

La evaluación del balance hídrico en vertederos surge para aplicaciones a períodos de tiempo del orden del ciclo hidrológico. A partir de este planteamiento inicial se crean modelos que pueden hacer la evaluación en períodos más cortos, gracias a la incorporación de expresiones deterministas que calculan el caudal de lixiviado a través del residuo. El más conocido es el modelo “HELP”. En el libro “Modelado de la generación y transporte de lixiviados en vertederos de residuos sólidos” se describen los modelos hidrológicos del vertedero de tipo balance global como el HSSWDS) (El-fadel, Findikakis, Corporation, & Leckie, 1997).

Posteriormente aparecen otros modelos que también realizan balances “a corto plazo”, generalmente diarios, para tratar de simular el caudal de lixiviado mediante expresiones empíricas (Kerry R. & Unlü M., 2004).

Por ultimo aparecen los trabajos de White, Ren, & Robinson, 2001, quienes presentan las bases del modelo, pero no llegan a desarrollarlo y MODUELO.

(White et al., 2001) presentan el planteamiento de un modelo numérico “espacialmente distribuido” que reúne distintos submodelos para simular la degradación del residuo sólido y la generación de gas en el vertedero. El modelo se estructura en elementos discretos de volumen constante vinculados entre sí y agrupados en “pilas” verticales, que incluiría la simulación del transporte del lixiviado y los gases, así como la consolidación del sólido.

También se describen las bases de un modelo para predecir las emisiones globales de lixiviado y gas, así como las variaciones temporales de temperatura y sustancias disueltas y gaseosas en distintos puntos de la matriz del vertedero. Emplean el método de elementos finitos para describir un modelo tridimensional de flujo multifásico y de transporte de sustancias y calor. En él considerarán los transportes difusivos, dispersivos y advectivos y la degradación aeróbica y anaeróbica de las sustancias orgánicas”.

3.3.2 MODUELO

MODUELO se desarrolla como una herramienta integral de simulación dinámica de vertederos de residuos sólidos urbanos desde 1998, cuyo propósito principal es la simulación de vertederos como herramienta para el diseño, gestión y biorrecuperación de vertederos de residuos sólidos urbanos (Lopez, 2009).

La última versión es MODUELO 4.0 y ha sido desarrollada sobre la plataforma .Net de Microsoft (Net Framework 3.5) con el entorno de desarrollo Visual Studio 2008 y el lenguaje de programación C++. En él se plantea el flujo de agua, transporte de sustancias orgánicas y los procesos de degradación biológica que dan lugar a la aparición de lixiviado y biogás. Como gestor de base de datos se utiliza SQL Server 2008.

El programa reproduce la historia de vertido e incorpora además un módulo independiente de simulación de escenarios de gestión de residuos. La simulación con el modelo convenientemente calibrado permite estimar, diariamente, los datos de humedad, caudal de lixiviado, flujos a través del contorno, asientos y cantidad de biogás generado, a partir de una representación tridimensional de un vertedero cuya forma se actualiza instantáneamente mediante un modelo de producción y sobre la que se aplica un modelo de flujo no saturado tridimensional. El algoritmo general del programa se presenta en el esquema de la Figura 1. Para este son necesarios los siguientes datos de entrada: producción de residuos, morfología,

funcionamiento y modo de explotación del vertedero, datos meteorológicos y gestión de lixiviados.

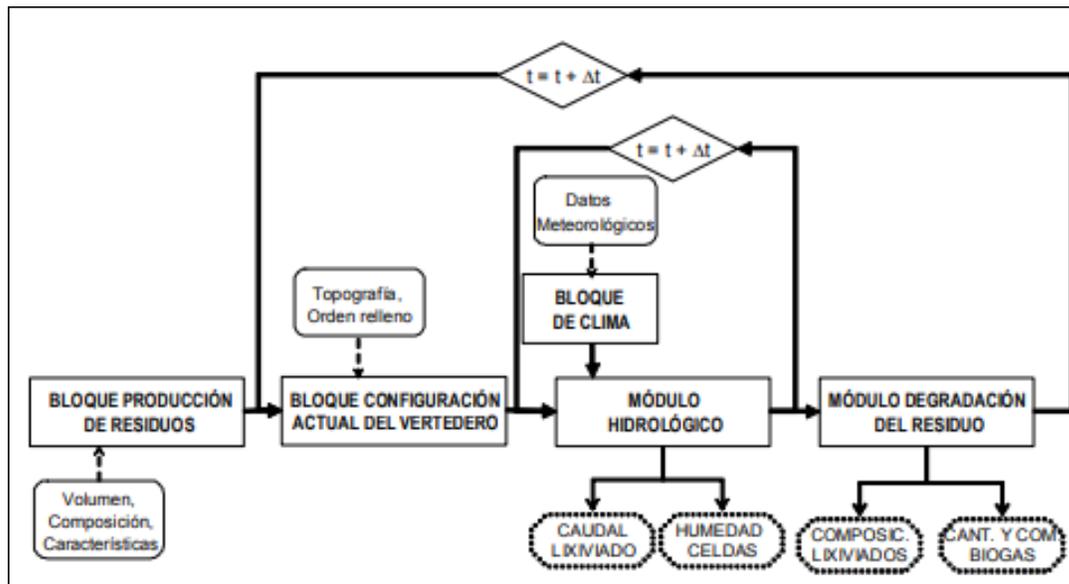


Figura 1. Algoritmo general del programa MODUELO 1. (Lobo G., 2012).

Como se describe en el manual de usuario (Lopez, 2009), el área de vertido y el propio depósito de residuos sólidos se discretiza tridimensionalmente a partir de una digitalización del terreno, consistente en un fichero de puntos con coordenadas x, y, z. Para controlar (y definir si se desea) visualmente la discretización el programa incluye una herramienta gráfica tridimensional (Diseñador Visual) que permite generar la geometría y definir elementos y sus características de manera sencilla: situación de cada una de las celdas del vertedero, orden de llenado, ubicación de los drenes, caballones, etc. Esta herramienta además se complementa con un visor de ficheros DXF que facilita al usuario la comparación de la representación del vertedero en MODUELO con las características reales de la instalación a simular.

Los datos del sistema (definición del modelo, resultados, etc.) se almacenan en una base de datos relacional SQL Server pudiendo ser exportados, desde la aplicación, a ficheros Microsoft Excel para su consulta y/o edición externa. Como resultado de cada simulación se generan varios cuadros:

- Seguimiento temporal de celdas

- Seguimiento temporal de sistemas de recolección de lixiviados
- Seguimiento temporal de distintas corrientes de lixiviados
- Estado final de las celdas del vertedero
- Seguimiento temporal de variables globales del vertedero

El programa permite consultar directamente los datos, crear gráficos combinando diversas series de datos o exportar los resultados a ficheros Microsoft Excel para su gestión y consulta externa. El estado de las celdas al final de cada simulación puede consultarse además a través del Visor Gráfico.

3.4 Selección de un sistema de tratamiento

Los lixiviados tienden a fluir y no quedarse confinados en el relleno sanitario, por las mismas condiciones de diseño del relleno, migrando fuera del mismo lo que puede causar la contaminación del suelo y las aguas tanto superficiales como subterráneas (Caicedo, 2006), por lo que representan una amenaza para el medio ambiente debido a que contienen numerosos contaminantes que afectan a la salud humana, dañan las diversas formas de vida y ecosistemas e interfieren con el adecuado uso de los recursos ambientales (Huda et al., 2017), por esto la importancia de recolectarlos y darles tratamiento.

El tratamiento de los lixiviados consiste en llevar a cabo operaciones o procesos con los que se busca remover gran parte de sus contaminantes antes de su disposición en un cuerpo receptor (Jerez, 2013). Para la selección, diseño, dimensionamiento y aprovechamiento adecuado de un sistema de tratamiento para los lixiviados, se hace necesario conocer el volumen y poder contaminante de los lixiviados, su composición y características, el área disponible, las características físicas del lugar y las posibilidades económicas del país o región para la adquisición de una tecnología, disponibilidad de suministro de energía y de personal calificado para su aprovechamiento (Espinosa et al, 2007). Por lo tanto, cada lixiviado proveniente de un relleno sanitario debe ser evaluado de manera individual y sometido a pruebas de tratabilidad para encontrar el sistema de tratamiento adecuado para su manejo (Méndez, 2009).

Dentro de los principales sistemas para el tratamiento se encuentran:

- La recirculación de lixiviados
- Evaporación de lixiviados
- Captación y tratamiento conjunto con las aguas residuales de la comunidad
- Tratamiento biológico aeróbico
- Tratamiento biológico anaeróbico
- Biorreactores con membrana
- Osmosis inversa
- Ultrafiltración
- Reactores biológicos
- Precipitación química
- Oxidación química
- Adsorción con carbón activado
- Osmosis inversa (ESTE YA LO DIJISTE) ELIMINAR
- Stripping de NH_3
- Sistemas naturales como lagunas y humedales artificiales.

3.4.1 Proceso de análisis jerárquico

Una vez que se conocen las características fisicoquímicas del lixiviado, el volumen y los factores externos que influyen en la selección del sistema de tratamiento adecuado para un vertedero específico, se pueden aplicar sistemas de ponderación que permitan jerarquizar la importancia relativa de cada una de las variables e indicadores que entran en juego en la selección del sistema. Por ejemplo, el Proceso de Análisis Jerárquico desarrollado por Thomas L. Saaty (The Analytic Hierarchy Process, 1980), es un método matemático diseñado para resolver problemas de criterios múltiples, proporcionando evaluaciones subjetivas respecto a la importancia relativa de cada uno de los criterios y especificando su preferencia con respecto a cada una de las alternativas de decisión para cada criterio. El resultado del AHP es una jerarquización con prioridades que muestran la preferencia global para cada una de las alternativas de decisión.

En un ambiente de certidumbre, el AHP proporciona la posibilidad de incluir datos cuantitativos relativos a las alternativas de decisión. La ventaja del AHP consiste en que adicionalmente permite incorporar aspectos cualitativos que suelen quedarse fuera del análisis debido a su complejidad para ser medidos, pero que pueden ser relevantes en algunos casos (Hurtado & Bruno, 2005).

El AHP, mediante la construcción de un modelo jerárquico, según lo menciona (Hurtado & Bruno, 2005), permite de una manera eficiente y gráfica organizar la información respecto de un problema, descomponerla y analizarla por partes, visualizar los efectos de cambios en los niveles y sintetizar.

El AHP utiliza comparaciones entre pares de elementos, construyendo matrices a partir de estas comparaciones, y usando elementos del álgebra matricial para establecer prioridades entre los elementos de un nivel, con respecto a un elemento del nivel inmediatamente superior. Cuando las prioridades de los elementos en cada nivel se tienen definidas, se agregan para obtener las prioridades globales frente al objetivo principal. Los resultados frente a las alternativas se convierten entonces en un importante elemento de soporte para quien debe tomar la decisión (Osorio G. & Orejuela C., 2008).

3.4.2 Método Delphi

El método Delphi es otra herramienta que se puede utilizar para seleccionar el sistema de tratamiento de lixiviados más adecuado para un relleno sanitario específico. Este método consiste en la consulta a expertos de un área específica, con el fin de obtener la opinión de consenso más fiable del grupo consultado. Los expertos son sometidos a una serie de cuestionarios en profundidad que se intercalan con retroalimentación de lo expresado por el grupo y que, partiendo de una exploración abierta, tras las devoluciones, producen una opinión que representa al grupo (Torrado F. & Reguant A., 2016).

Por lo tanto, como se describe en “El método Delphi” la capacidad de predicción de la Delphi se basa en la utilización sistemática de un juicio intuitivo emitido por un grupo de expertos. Es decir, el método Delphi procede por medio de la interrogación a expertos con la ayuda de cuestionarios sucesivos, a fin de poner de manifiesto convergencias de opiniones y deducir eventuales consensos. La encuesta se lleva a cabo de una manera anónima e individual

(actualmente es habitual realizarla haciendo uso del correo electrónico o mediante cuestionarios web establecidos al efecto) para evitar los efectos de "líderes"(Astigarraga, s. f.).

3.5 Tratamiento de lixiviados en Costa Rica

Actualmente, más de 12 000 toneladas de residuos son recolectadas diariamente en Costa Rica, cuya responsabilidad recae principalmente en los gobiernos locales, siendo estos, además, los encargados de la disposición final de al menos un 70% de los desechos generados. De estos desechos, un 52% son tratados en rellenos sanitarios, un 23% en vertederos semi-controlados, mientras que al menos un 25% son llevados a vertederos de cielo abierto (Elizondo & Astorga, 2007).

Costa Rica cuenta en la Gran Área Metropolitana (GAM) con 6 rellenos sanitarios, 1 parque de tecnología ambiental (incluye otros componentes además del relleno sanitario mecanizado como por ejemplo planteles de reciclaje o zonas de compostaje), 6 botaderos a cielo abierto y 4 vertederos controlados, para la disposición final de los RS, de los cuales solo 4 poseen un sistema de tratamiento para los lixiviados y muchos de ellos ya tienen cierre técnico, aunque algunos se siguen usando hasta la fecha. En el cuadro 2, se pueden observar los principales sitios de disposición final de RS de Costa Rica y su ubicación, información obtenida del Undécimo Informe sobre el Estado de la Nación en Desarrollo Humano Sostenible. Además, presenta el sistema de tratamiento para sus lixiviados y la fecha de cierre final, obteniendo una perspectiva del tratamiento que se le da a los lixiviados en Costa Rica.

Cuadro 2. Principales sitios de disposición final de RS en Costa Rica.

Nombre	Ubicación	Sistema de Tratamiento	Fecha de cierre
Parque de tecnología ambiental	Aserri	Lagunas de tratamiento	2020
Parque de tecnología ambiental	La Carpio	Laguna de oxidación	2013
Relleno sanitario	Tarrazú	----	2016
Relleno sanitario	San Ramón de Alajuela	Recirculación de lixiviados (piletas de sedimentación)	2017
Relleno Sanitario Los Mangos	Alajuela	Planta de tratamiento (laguna)	2013

Nombre	Ubicación	Sistema de Tratamiento	Fecha de cierre
Relleno Sanitario Los Pinos	Cartago	Planta de tratamiento (tanques anaerobios)	2013
Relleno sanitario semi-controlado	Turrialba	No existe	2011
Relleno sanitario semi-controlado	Alvarado	No existe	SD
Botadero a cielo abierto Dota	Dota	No existe	SD
Botadero a cielo abierto	León Cortes	No existe	SD
Botadero a cielo abierto	Turrubares	No existe	SD
Botadero a cielo abierto	Acosta	No existe	SD
Botadero a cielo abierto	Jiménez (Cartago)	No existe	SD
Botadero a cielo abierto	Naranjo	No existe	SD
Vertedero controlado	San Pablo de Heredia	No existe	2005
Vertedero controlado	Oreamuno	No existe	SD
Vertedero controlado	Santo Domingo	No existe	SD

**SD: sin definir

3.6 Reglamentación para lixiviados en los sitios de disposición final

En Costa Rica los rellenos sanitarios deben registrarse según el Reglamento sobre Rellenos Sanitarios No 27378-S, el cual estipula que para el otorgamiento del permiso de funcionamiento mencionado en el artículo 8°, se requerirá que todo proyecto de relleno sanitario, independientemente de su tipo y tamaño, cumpla con los siguientes requisitos técnicos en términos de lixiviados. Ellos son:

1. Preparación del terreno con una base impermeable (geomembrana), con pendientes hacia las líneas de drenaje.
2. Drenajes para los líquidos lixiviados.

3. Instalaciones para captar y tratar o recircular sobre el relleno, los líquidos lixiviados.

Además, en el Capítulo V, Artículo 18. La aprobación de funcionamiento de un relleno sanitario requiere en términos de lixiviados las siguientes condiciones:

1. Acondicionar el terreno con una base de suelo impermeable, con un coeficiente de penetración no superior a los 108 m/s, de un espesor mínimo de 50 cm, excepto que se demuestre técnicamente que un espesor menor obtiene el mismo coeficiente de penetración y compactación al 95% del protocolo estándar y con pendiente mínima del 3% hacia las líneas de los tubos de drenaje.
2. El sistema de drenaje para lixiviados debe contar con aditamentos para su inspección y mantenimiento y conducir a estos líquidos hasta un sistema de tratamiento y disposición final con o sin recirculación en el relleno.
3. Control de la calidad del agua subterránea mediante la perforación de al menos tres pozos para detectar la posible presencia de contaminación por la operación del relleno.

1. METODOLOGÍA

1.1 SITIO DE ESTUDIO

1.1.1 Cantón de San Ramón

El Cantón de San Ramón se encuentra en el sector más occidental del Valle Central, ubicado en la provincia de Alajuela (Figura 2), con coordenadas geográficas medias de 10°13'13" latitud norte y 84°35'20" longitud oeste. El cantón limita al Norte con San Carlos, Alfaro Ruiz, al Sur con San Mateo, Al Este con Atenas, Palmares y Naranjo, y al Oeste con Tilarán, Abangares, Puntarenas, Montes de Oro y Esparza.

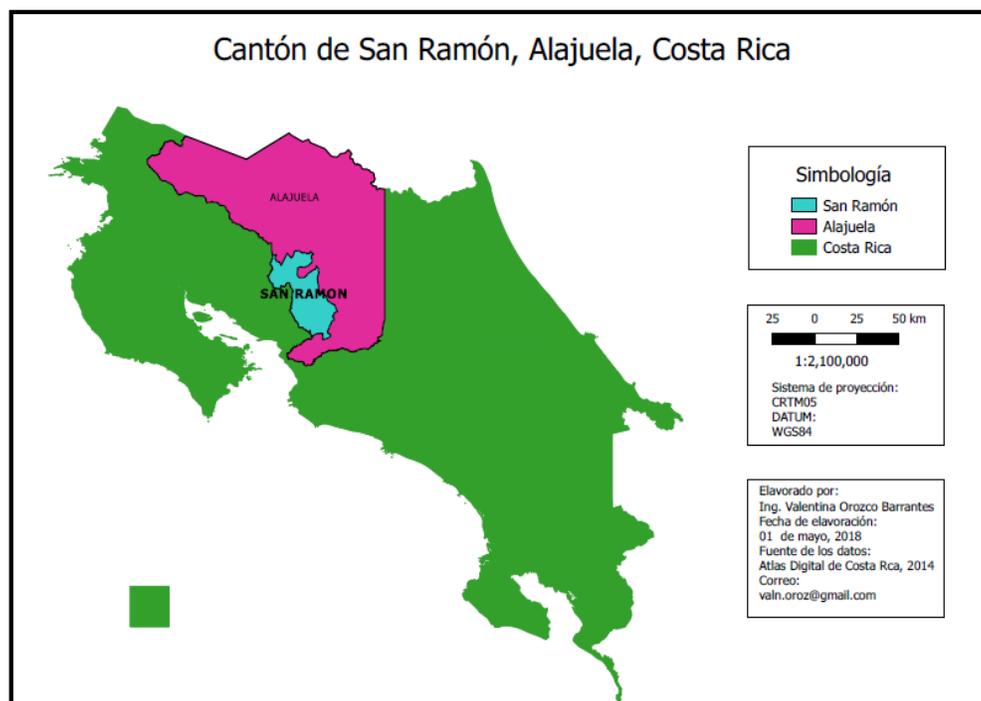


Figura 2. Mapa de Costa Rica señalando el cantón de San Ramón de Alajuela.

San Ramón posee una extensión territorial de 1018,64 km² y cuenta con aproximadamente 91 835 habitantes, está conformado por 13 distritos (Figura 3): San Ramón, Santiago, San Juan, Piedades Norte, Piedades Sur, San Rafael, San Isidro, Los Ángeles, Alfaro, Volio,

Concepción, Zapotal y Peñas Blancas, los cuales reciben el servicio de recolección y disposición final de sus residuos sólidos.

En términos climatológicos, San Ramón presenta una precipitación anual promedio de 3 575 mm y una temperatura promedio de 23° C.

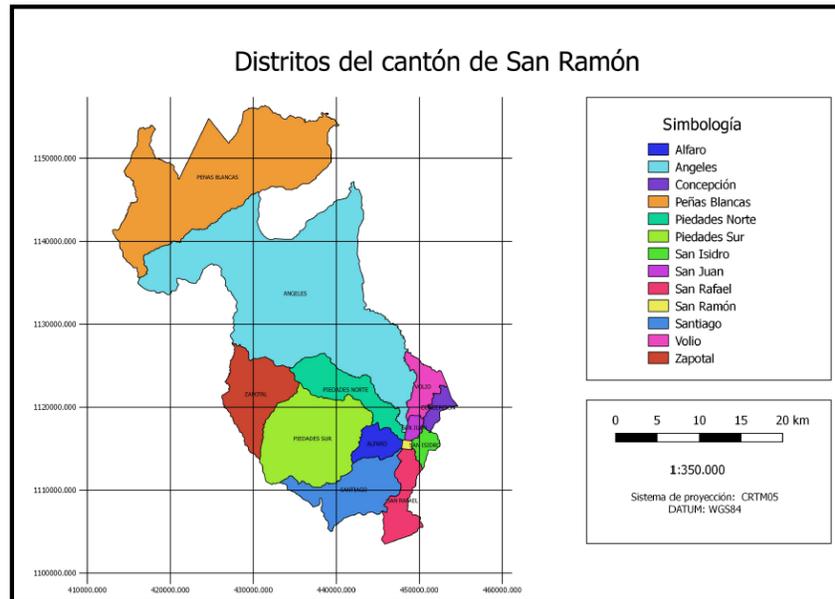


Figura 3. Mapa del cantón de San Ramón de Alajuela y sus respectivos distritos.

1.1.2 Municipalidad de San Ramón

La municipalidad de San Ramón, fundada en 1856, es un ente de Gobierno Local fuertemente arraigado en el poblador y es parte de la vida Cantonal, brinda a sus vecinos la oportunidad de manifestarse y decidir sobre los destinos del cantón, fortaleciendo así el sistema democrático que tiene como fin fomentar las bases de la representación popular.

La municipalidad de San Ramón tiene como misión “Promover, consolidar, mantener y fortalecer el desarrollo sostenible e integral del cantón, a través de un gobierno local que ofrezca eficacia y responsabilidad en sus programas, servicios y acciones. Con transparencia administrativa, innovación, vocación de servicio y dinamismo, garantizando que los proyectos de obras y servicios se realicen con calidad y oportunidad, que aseguren el desarrollo social, cultural, educativo y económico del cantón de San Ramón. Con la

participación directa y efectiva de los actores sociales en pro de la maximización de los recursos económicos, materiales y humanos”.

Uno de los principales servicios que brinda la municipalidad de San Ramón para cumplir con su misión es brindar una adecuada gestión de los residuos sólidos. Esto implica la recolección, el transporte y su disposición final controlada.

Actualmente, brinda el servicio a los 13 distritos lo que se traduce en un 100% de cobertura de recolección de residuos, los cuales son llevados hasta el vertedero controlado con el que cuenta desde el año 2000.

1.1.3 Vertedero Controlado

El vertedero controlado se ubica en el distrito número 4, Piedades Norte en las coordenadas 232100–232450 Latitud Norte y 483300–483600 Longitud Oeste (Figura 4). El lote cuenta con una extensión de 97 500 m², de los cuales 53 500 m² están destinados a la disposición de los residuos, el área restante es ocupada por caminos, estación de pesaje, oficinas y pilas de captación de lixiviado. En el vertedero se reciben aproximadamente 105 toneladas diarias de desechos, correspondiente a una producción per cápita de 0,97 kg/habitante-día, donde diariamente los residuos son colocados en una celda de trabajo definida. Ahí se esparcen de manera homogénea en capas de 120 cm de espesor y luego se compactan hasta llegar a los 60 cm de espesor, utilizando una retroexcavadora y un tractor de oruga, para luego ser cubiertos con 20-40 cm de tierra.

Las celdas de trabajo son de un área relativamente pequeña, en la cual el suelo es compactado con el fin de lograr que la conductividad hidráulica sea lo suficientemente baja para considerarlo impermeable. Sobre el suelo compacto se coloca una superficie de grava, la cual servirá para la evacuación y conducción de los lixiviados.

En el sitio, el 50% de las aguas pluviales se manejan con canales perimetrales para evitar que estas ingresen al área donde se depositan los residuos. No obstante, la mayoría se infiltra en los residuos aumentando el volumen de lixiviados, situación que hace que en época lluviosa el volumen más y con baja carga de contaminantes debido a la dilución proveniente de las lluvias. Dichos lixiviados y aguas mixtas son encausadas hasta las piletas de captación y

desde ahí son enviadas de nuevo al área donde se depositan los residuos, mediante recirculación.

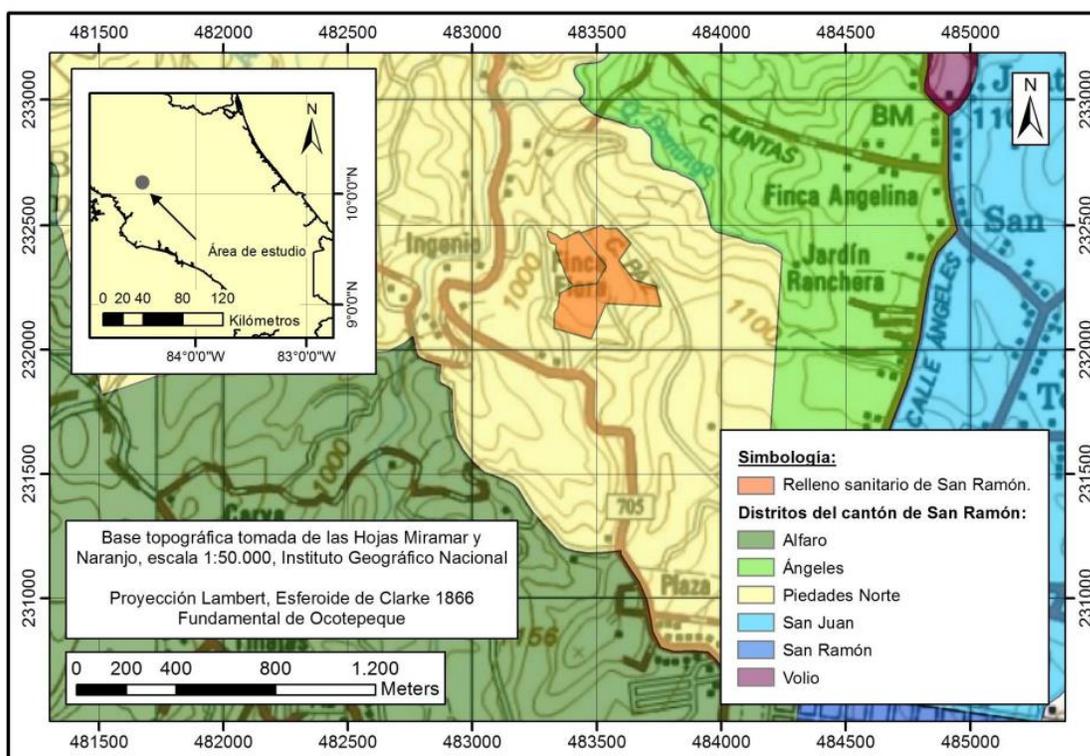


Figura 4. Mapa de la ubicación del relleno sanitario de San Ramón.

Fuente: Proyecto Cierre Técnico Relleno Sanitario de San Ramón Provincia de Alajuela, Costa Rica, 2014

A finales del 2013, la Sala Constitucional de la Corte Suprema de Justicia, ordena a la municipalidad a realizar un plan de cierre técnico del vertedero controlado, debido a un estudio realizado en 2011 por la empresa WPP. Este al estimó que la vida útil que le quedaba al mismo era de aproximadamente 5 años, por consiguiente, para el año 2016 se debía realizar su cierre técnico del mismo. Por lo anterior, a finales del 2015 se inician los procesos de estabilización de los taludes y la siembra de cobertura vegetal en el vertedero en su sector viejo. Sin embargo, se aprueba una prórroga de funcionamiento hasta el 2018 con la elaboración de una nueva trinchera (vertedero sector nuevo) (Figura 5).

Es por esto que la municipalidad elabora en 2014 el proyecto de cierre técnico y proyecta construir durante el 2019-2020 un nuevo relleno sanitario en el terreno aldaño al actual vertedero, el cual tiene una extensión de 58 300 m². Actualmente se están realizando los estudios de impacto ambiental en este terreno nuevo para poder realizar su construcción.

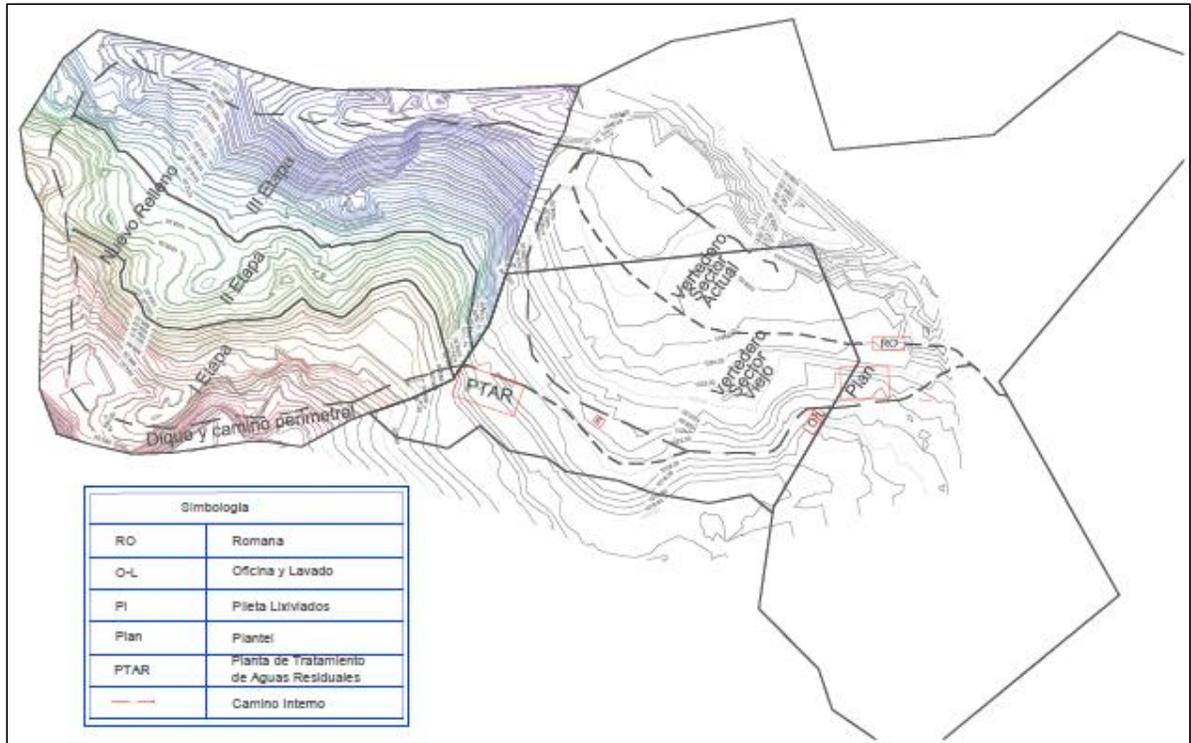


Figura 5. Diseño y fases de operación del vertedero en estudio y posible relleno sanitario.
Fuente: Proyecto Cierre Técnico Relleno Sanitario de San Ramón Provincia de Alajuela, Costa Rica, 2014.

Es importante destacar que el actual vertedero no cuenta con una planta de tratamiento para sus lixiviados, solo poseen tres piletas de captación en serie para recircularlos al área donde se depositan los residuos. Por lo que la municipalidad requiere realizar la selección y el diseño de una planta de tratamiento para los lixiviados tanto del nuevo relleno sanitario como para los producidos en el vertedero controlado, el área disponible para la construcción de la planta es de aproximadamente 1000 m².

1.1.4 Generación y composición de RS ordinarios

Se cuenta con registros de entrada de residuos desde el año 2000 hasta noviembre del 2018, estos registros son diarios, se toman a mano en un libro de actas y cuentan únicamente con el peso en toneladas del residuo por camión que entra al vertedero al día. El resumen de estos registros se puede observar en la Figura 6.

El análisis de la composición de los residuos sólidos se basa en un único estudio realizado en el año 2012, por una empresa subcontratada por la municipalidad, tomando como base los

métodos de muestreo para determinar la composición física en base húmeda. Se analizaron 14 muestras de 1 m³ cada una tomada de forma aleatoria y con resultados con una confiabilidad del 95%. Los resultados se pueden observar en la Figura 7, donde los residuos identificados como no tradicional son los referentes a residuos de la construcción.

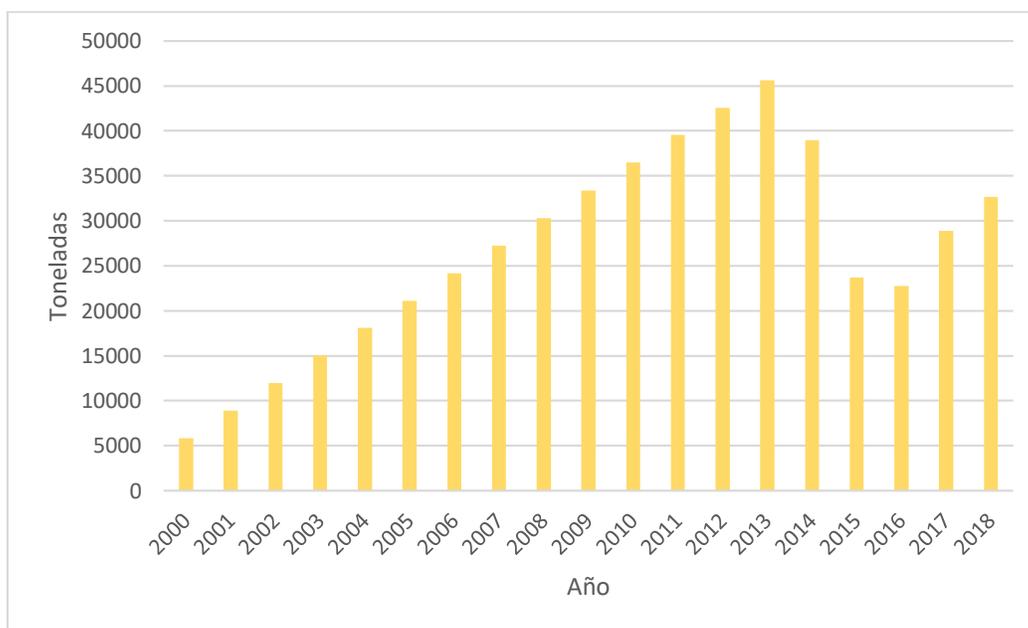


Figura 6. Entrada de residuos al vertedero de San Ramón del año 2000 al 2018.

La generación de residuos sólidos ha sido propia del cantón, durante la vida útil excluyendo los años del 201 al 2013, que la municipalidad permitió el ingreso de residuos de otros cantones. Por ejemplo: en el año 2013 se recibieron aproximadamente 20 255,40 toneladas, además se recibieron residuos sólidos de los cantones de Palmares (9 002,88 toneladas), Atenas (3 967,68 toneladas), Valverde Vega (3 581,64 toneladas) y Naranjo (8 7788,68 toneladas).

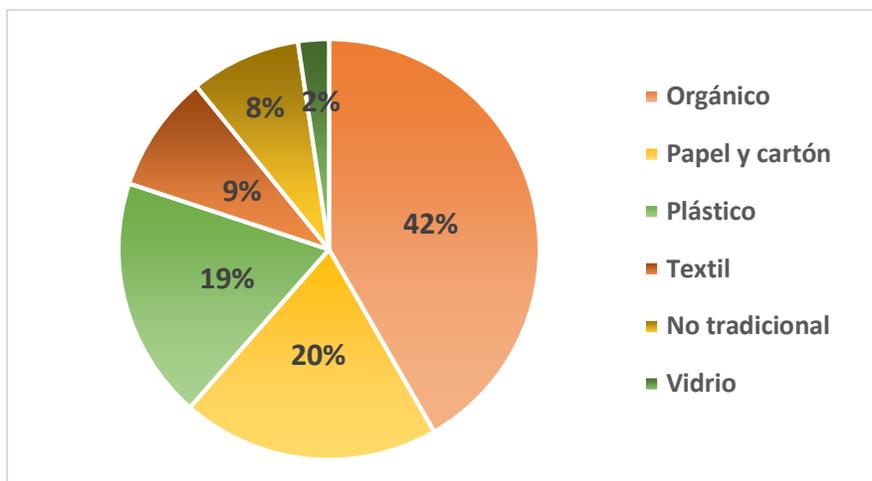


Figura 7. Determinación de composición de los residuos en el vertedero controlado municipal de San Ramón.
Fuente: Municipalidad de San Ramón, 2013.

1.2 HERRAMIENTA DE SIMULACIÓN

El software utilizado para realizar la simulación del vertedero controlado de San Ramón fue MODUELO 4.0, el cual se ha desarrollado en la plataforma NET (Net Framework 3.5) con el entorno de desarrollo integrado Visual Studio 2008 y el lenguaje de programación C+ (Cuartas 2012).

La aplicación de la herramienta consiste en ingresar los datos de la conformación del vertedero, la forma de operación, las condiciones meteorológicas del sitio y las características propias del residuo a disponer. Con esta información, el programa simula el crecimiento y funcionamiento del relleno sanitario a lo largo del tiempo, los fenómenos hidrológicos en la superficie y dentro de los residuos, su biodegradación y su asentamiento por compactación y degradación. Como resultado, la evolución del relleno sanitario se puede analizar a lo largo de su vida útil. Obteniendo series temporales de variables globales, como el volumen de los desechos vertidos, su contenido total de humedad en diferentes áreas del relleno, el volumen y la calidad del lixiviado, el flujo a través del área circundante, la composición y calidad del gas o el asentamiento promedio de los desechos (López et al. 2008; Lobo et al. 2011; Cuartas et al. 2018).

1.2.1 Modelo de vertedero

Para la construcción del modelo detallado del vertedero de San Ramón se requieren datos reales para formar el terreno, además se necesitan datos de la generación de residuos y los modelos meteorológicos, para lo cual se realizó una recopilación previa de información necesaria a incluir en el programa a ejecutar. Esta información incluye:

- a) Datos meteorológicos diarios de: precipitación horaria, humedad relativa, temperatura media, velocidad de viento media, e insolación, desde el año 2000 al 2018. Estos datos fueron obtenidos del Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica, específicamente de la base de datos de la estación meteorológica 69 695, ubicada a 4,65 km de distancia del vertedero.
- b) Cantidad de residuos sólidos ingresados al mes desde el 2000 al 2018, datos entregados por el municipio de San Ramón (Figura 8).
- c) Curvas de nivel del terreno: realizadas a partir de imágenes satelitales de google Earth. Se realizó de esta manera, debido a que la municipalidad no cuenta con planos topográficos.
- d) Datos de caracterización de residuos del 2013, brindados por la municipalidad de San Ramón.
- e) Plan municipal para la gestión integral de RS del 2014.

El vertedero de San Ramón no cuenta con datos periódicos de caudal de lixiviados ni de periodos de recirculación. Para obtener una aproximación a estos datos se hacen mediciones de caudal en las pilas de captación durante una semana del mes de octubre 2018 y se realiza una regresión lineal para obtener a groso modo el caudal de lixiviado desde el año 2000 a la fecha.

Una vez los datos recopilados, se recrea la colocación de las celdas en el orden indicado por el usuario, de acuerdo con la secuencia de descarga a lo largo del tiempo, de modo que el relleno sanitario se representó finalmente en MODUELO para un total de 3926 celdas (2 metros de espesor y un área de superficie de 10×10 metros).

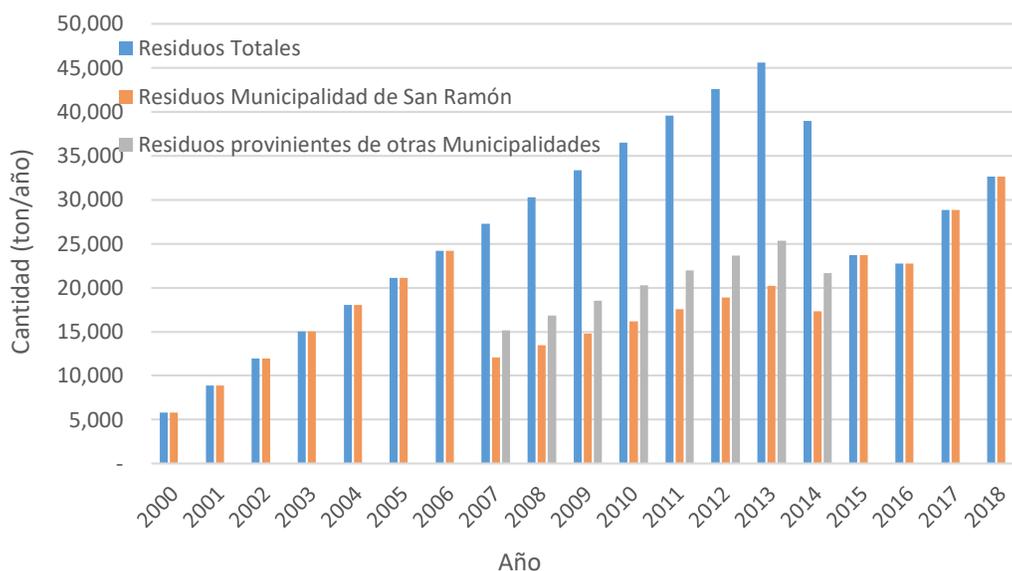


Figura 8. Residuos depositados en el vertedero desde el 2000 al 2018.

De esta manera, el modelo de residuos consta de 607 140 m³ de residuos (437 140,80 t), incluidos en las celdas LANDFILL, y 99 540 m³ de residuos (71 668,8 t) incluidos en las celdas CLOSED LANDFILL. El cuadro 3 muestra las características hidrológicas asignadas a las celdas del relleno, estos valores son globales encontrados en la literatura (López, Calero, & Lobo, 2018).

Se creó un único período de generación para simular las características de los residuos, debido a la falta de datos disponibles. La composición global de los residuos, se resumen en el Cuadro 4.

Cuadro 3. Características hidrológicas asignadas a las celdas modelo de relleno.

CARACTERÍSTICAS DE LOS RESIDUOS	PARÁMETROS DEFINIDOS
Humedad residual inicial (% peso húmedo)	15,00
Capacidad del campo inicial (% peso húmedo)	25,00
Humedad de saturación inicial (% peso húmedo)	50,00
Inicial conductividad hidráulica vertical (m/s)	1x10 ⁻⁷
Inicial conductividad hidráulica horizontal (m/s)	1x10 ⁻⁷

CARACTERÍSTICAS DE LOS RESIDUOS	PARÁMETROS DEFINIDOS
CARACTERÍSTICAS DE LA CUBIERTA	
Espesor de la cubierta (m)	0,20
Contenido de humedad inicial (% peso húmedo)	20,00
Densidad inicial (kg/m ³ peso húmedo)	2000
Humedad residual inicial (% peso húmedo)	15,00
Capacidad del campo inicial (% peso húmedo)	20,00
Humedad de saturación inicial (% peso húmedo)	25,00
Inicial conductividad hidráulica vertical (m/s)	1x10 ⁻⁵
MODELO DE FLUJO PREFERENCIAL	
Fracción del volumen afectado por canales preferenciales (%)	40,00
Relación preferencial / flujo homogéneo conductividad hidráulica	100,00

Fuente: (López, Calero, & Lobo, 2018).

Cuadro 4. Composición global de los residuos en el vertedero de San Ramón.

Componente	Composición (% de peso húmedo)
Alimentos	41,7
Papel Cartón	19,8
Textil	9,1
Plástico	18,6
Vidrio	2,4
Goma Cuero	0,2
Metales	4,9
Madera	0,5
Inerte	2,9

Fuente: (Municipalidad de San Ramón, 2013).

1.2.2 Modelo de calibración

Una vez que se construyó el modelo, se calibraron y validaron tanto el modelo hidrológico como el modelo de biodegradación, mediante la información proporcionada por la Municipalidad de San Ramón, las pruebas in-situ y de laboratorio sobre el flujo de lixiviado y la concentración de contaminantes.

Las pruebas fisicoquímicas se realizaron en laboratorio CEQUATEC para determinar las características del lixiviado midiendo las concentraciones de DQO y DBO en septiembre del 2018, también se analizaron otros parámetros no incluidos en el trabajo como: calcio, cloruros, nitratos, plomo, potasio, sodio, zinc, cadmio, cromo, mercurio, níquel, fosfatos, sulfato, fósforo, nitrógeno total, alcalinidad total, sólidos totales, sólidos suspendidos totales y pH.

La calibración del modelo hidrológico se realizó ajustando los resultados de la simulación a los datos obtenidos de la regresión lineal del caudal de lixiviados y la del modelo de biodegradación ajustando a los datos obtenidos en los análisis de laboratorio.

1.2.3 Diseño del nuevo relleno

Se utilizó el mismo software para diseñar el nuevo relleno sanitario y así poder predecir la cantidad de lixiviados que puede producir durante su vida útil, los cuales serán tratados en la planta de tratamiento. Para ellos se realizó una simulación de 15 años, desde el 2019 hasta el 2034, utilizando la misma configuración del vertedero con regresiones lineales para estimar las proyecciones de algunos datos, se estima que la producción per cápita aumente un 3% anual, por lo que en los 15 años proyectados se espera recibir en el relleno aproximadamente 607 000 toneladas de residuos.

En este modelo se proponen mejoras en la impermeabilización del suelo con geomembrana y mejoras en la redirección del agua lluvia a cunetas perimetrales para evitar el contacto de las mismas con el residuo y poder disponerlas directamente al cuerpo receptor, logrando una disminución del volumen del lixiviado y una concentración más alta del mismo.

La distribución de las celdas, el tamaño y el espesor de las capas se configuran igual al vertedero, pensando en que son los mismos trabajadores quienes se encargarán del nuevo relleno y ya tienen dominio de este método.

De modo que el relleno sanitario se representó finalmente en MODUELO por un total de 3651 celdas (2 metros de espesor y un área de superficie de 10×10 metros). Las características hidrológicas y de los residuos se mantienen igual al vertedero.

1.3 IDENTIFICACIÓN DE TECNOLOGÍAS

La identificación de sistemas de tratamiento para lixiviados provenientes de rellenos sanitarios se realizó a partir de revisión bibliográfica. Esta literatura fue tomada de libros, tesis, informes y publicaciones en revistas científicas, tanto a nivel nacional como internacional. Sin embargo, a nivel internacional se enfocó en revisión Latinoamericana primordialmente por similitud de características geográficas, meteorológicas, de composición de lixiviados y culturales.

Para cada método descrito se realizó una clasificación de características o generalidades del método, sus principios de funcionamiento, los requerimientos de operación y mantenimiento, así como sus ventajas y desventajas.

1.4 PRESELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Una vez descritos los métodos se realizó una preselección que consiste en distinguir mediante la revisión de literatura de las tecnologías de tratamiento, los parámetros de caudal y concentración de contaminantes determinadas, aunado al predimensionamiento de cada estructura, identificando aquellos métodos que mejor se adapten al relleno sanitario de San Ramón tomando en cuenta los requerimientos técnicos y las características locales como por ejemplo las precipitaciones anuales, la disposición de terreno y el presupuesto con el que cuenta la municipalidad tanto para diseño, construcción, operación y mantenimiento, para que eventualmente sea posible su construcción e implementación.

1.5 SELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Posterior a la obtención de los trenes de tratamiento más adecuados para implementarse en el relleno se utiliza el modelo multicriterio de análisis jerárquico AHP (por sus siglas en inglés) y análisis relacional gris (GRA por sus siglas en inglés) para la identificación de un orden de elegibilidad de las tecnologías de tratamiento analizadas.

El modelo AHP permite organizar la información de un problema en una manera gráfica y descomponerla en niveles, donde el primer nivel representa el objetivo principal o meta y los siguientes niveles pueden representar factores, criterios, criterios secundarios, hasta finalizar con el último nivel de alternativa, analizando y visualizando sus cambios. La figura muestra un sistema de jerarquización típico para la selección de alternativas.

AHP es útil para el manejo de diversos objetivos y criterios durante el proceso de decisión, haciendo posible considerar objetivos de carácter ambiental, técnico, económico, social, entre otros en la selección de alternativas idóneas de sistemas de tratamiento de lixiviados. No obstante, depende de la asignación de pesos subjetivos de cada índice de desempeño según la experiencia, dejando de lado la complicada interrelación entre las múltiples características de desempeño. Por otra parte, GRA resulta muy útil para lidiar con información pobre, incompleta e incierta y puede ser usado para solucionar la interrelación entre las múltiples características de desempeño. Al integrar AHP y GRA se pueden resolver una serie de problemas inexactos, que contienen múltiples criterios y objetivos involucrados en procesos de toma de decisiones (Zeng et al., 2007).

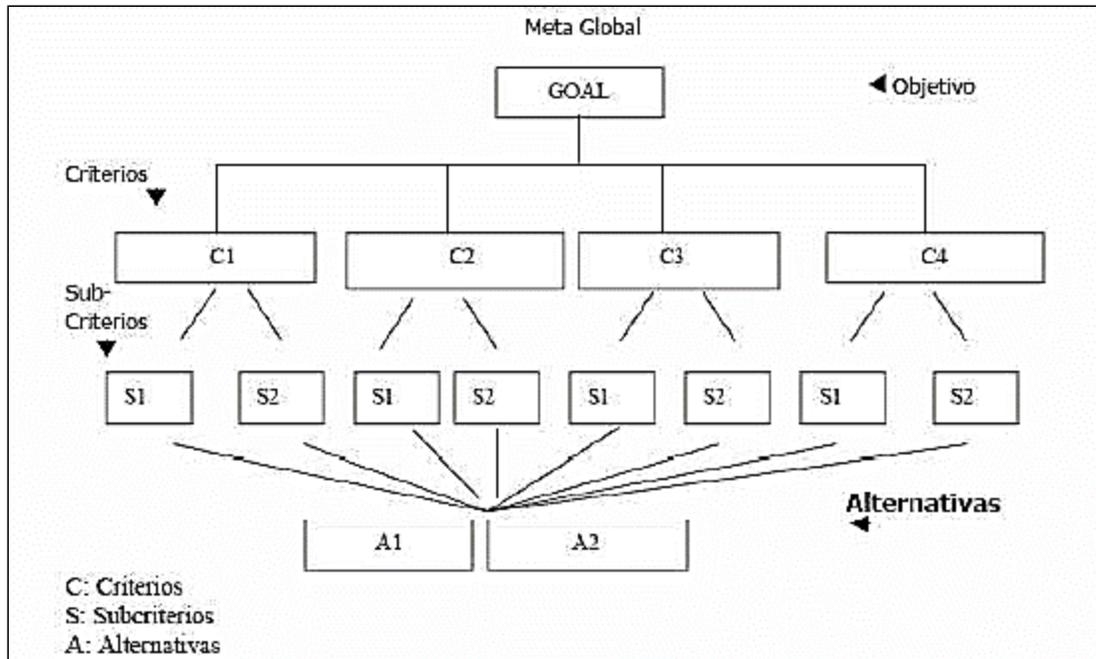


Figura 9. Sistema de jerarquización para la selección de alternativa AHP.
Fuente: (M. I. Rodríguez, Molero, & Grindlay, 2012).

Los criterios e indicadores para la selección de trenes de tratamiento de lixiviados producidos en rellenos sanitarios fueron identificados a partir de revisión de literatura. Consecutivamente, se hizo una clasificación de los indicadores más aptos para ser considerados en el relleno sanitario de San Ramón, tomando en cuenta que los mismos deben permitir conocer características propias del lugar y al mismo tiempo deben ser fáciles de cuantificar.

Según las referencias, los criterios más trascendentales a tomar en cuenta en la selección de un tren de tratamiento son los técnicos, económicos y ambientales (Vilar M., 2015; Águila M., 2010). Sin embargo, solo se utilizarán los criterios técnicos y económicos debido a que en la preselección de los trenes se basó en el criterio ambiental dejando solo aquellos que cumplan con la normativa de vertido. La relevancia o peso de los criterios fue obtenida a partir de consulta a 4 profesionales de la municipalidad de San Ramón que están relacionados con los aspectos económicos y técnicos tanto de la municipalidad como del relleno, teniendo el conocimiento de presupuestos, inversiones, operación y mantenimiento. Para ello se aplicó la metodología propuesta por Saaty (Pacheco & Contreras, 2008; Zeng, Jiang, Huang, Xu, & Li, 2007).

Una vez obtenidos los pesos de los criterios, se definieron los indicadores de cada uno de ellos, los cuales se presentan en el Cuadro 6. El peso de cada indicador dentro de cada criterio se calculó considerando la misma relevancia, distribuyendo la unidad entre el número de indicadores propuestos.

Cuadro 5. Indicadores y pesos usados en el proceso de selección.

Económico		Técnico	
Indicador	Peso	Indicador	Peso
Costos de inversión inicial	$1/2 = 0,50$	Complejidad de la tecnología	1
Costos de O&M	$1/2 = 0,50$		

Los costos de inversión inicial se calcularon a partir del pre diseño de las tecnologías, la cuantificación de los principales ítems de construcción, tomando en cuenta los precios de mercado, tanto de los materiales como de servicios (excavación, movimiento de tierra, mano de obra), los cuales se pueden observar en el Anexo 3. Los costos de operación y mantenimiento se determinaron a partir de las actividades necesarias para el correcto funcionamiento de los sistemas y la continua renovación de partes. Se estimó el flujo de caja en un horizonte de 25 años. El resultado de flujo de caja es traído a valor presente neto.

Los indicadores técnicos se obtuvieron a partir de revisión de literatura y del dimensionamiento de las tecnologías de tratamiento, donde se calculó el área requerida para cada tren.

Con los datos calculados para cada indicador en los trenes de tratamiento propuestos se genera una matriz multicriterio de selección. Cada dato es normalizado utilizando la ecuación 1 y ecuación 2 (Zeng et al., 2007):

<p>Para indicadores que se pretende minimizar:</p> $X_{ij} = \frac{\min_i s_i(j)}{s_i(j)}$ <p>Donde:</p> <p>X_{ij} = Valor normalizado de alternativa i en el criterio j.</p> <p>$s_i(j)$ = Dato de la alternativa i en el criterio j.</p>	<p>Para indicadores que se pretenden maximizar:</p> $X_{ij} = \frac{s_i(j)}{\max_i s_i(j)}$ <p>Donde:</p> <p>X_{ij} = Valor normalizado de alternativa i en el criterio j.</p> <p>$s_i(j)$ = Dato de la alternativa i en el criterio j.</p> <p>$\max_i s_i(j)$ = Máximo valor de beneficio en el criterio j entre las alternativas.</p>
--	--

$\min_i s_i(j)$ = Mínimo valor de beneficio en el criterio j entre las alternativas.	
--	--

Ecuación 1

Ecuación 2

A partir de los datos normalizados se genera otra matriz, a cuyos datos se les calcula el primer coeficiente correlacional gris a través de la ecuación 3 (Zeng et al., 2007):

$$\xi_{0i}(j) = \frac{0.5 \max_i \left\{ \max_j |x_{0j} - x_{ij}| \right\}}{|x_{0j} - x_{ij}| + 0.5 \max_i \left\{ \max_j |x_{0j} - x_{ij}| \right\}},$$

$i = 1, 2, \dots, m; \quad j = 1, 2, \dots, n.$

Ecuación 3

Cada coeficiente calculado fue ponderado por el peso del indicador correspondiente. A continuación, se sumaron los indicadores de cada criterio para generar un vector de los datos ponderados. Esta matriz resultante fue normalizada para posteriormente calcular un segundo coeficiente relacional gris con la Ecuación 3, la cual fue ponderada con los pesos pertenecientes a cada criterio. Para cada uno de los sistemas de saneamiento se realizó la sumatoria de los valores calculados en cada indicador. Los valores obtenidos en cada sistema permitieron identificar la jerarquía para la selección del tren acorde a los criterios identificados.

Al sistema seleccionado se le realizó una vista en planta para presentar un esquema del tren de tratamiento designado, para ello se afinaron los cálculos realizados anteriormente en la preselección, tomando en cuanto todo el sistema. El dibujo de la vista en planta se realizó en AutoCAD 2017.

2. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

2.1 SIMULACIÓN MATEMÁTICA

2.1.1 Volumen de lixiviado

2.1.1.1 Vertedero controlado

Se realizó una simulación de 18 años con el modelo calibrado del 2000 al 2018, visualmente la simulación se puede observar en la Figura 10, donde la parte en tonos de colores representa el terreno natural, mientras que la parte verde representa los residuos colocados en sus celdas con la cobertura final ya establecida. La Figura 11 muestra un corte transversal del relleno para observar el espesor de residuos colocados en el vertedero, que corresponde a 607 140 m³ de residuos más la cobertura de tierra tanto de celdas como la final.

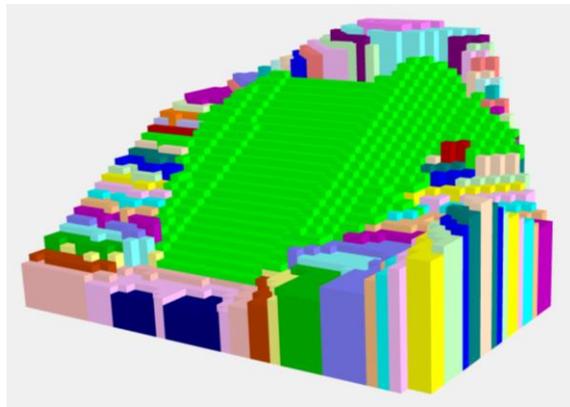


Figura 10. Visualización de la simulación terminada en MODUELO 4.0 del vertedero controlado de San Ramón.

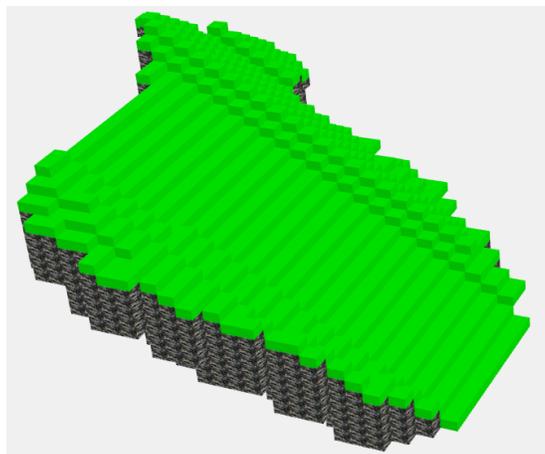


Figura 11. Vista transversal de los residuos apilados en la simulación del vertedero controlado de San Ramón.

La Figura 12 muestra la evolución de la producción de lixiviado a lo largo del periodo de estudio en comparación con el flujo de lixiviado simulado. Cabe destacar que el lixiviado no es puro debido a que el vertedero no cuenta con un adecuado sistema de redirección del agua pluvial por lo que se ve afectado por el volumen de lluvia según la época del año en que se encuentre, observando que para los meses de junio a noviembre (época lluviosa) hay un importante incremento en la producción de lixiviados.

En la Figura 13 se puede observar el flujo de lixiviado que se espera obtener en los próximos años, después del cierre del vertedero en 2018, el cual va en disminución, desde un volumen promedio diario de 18,79 m³/día del 2000-2018 a 4,09 m³/día del 2019-2040, debido a que como lo menciona (Lobo García, Szantó Narea, & Llamas, 2016): el revestimiento de la superficie del vertedero evita la infiltración de agua lluvia, por lo que reduce su volumen, pero en consecuencia favorece su concentración.

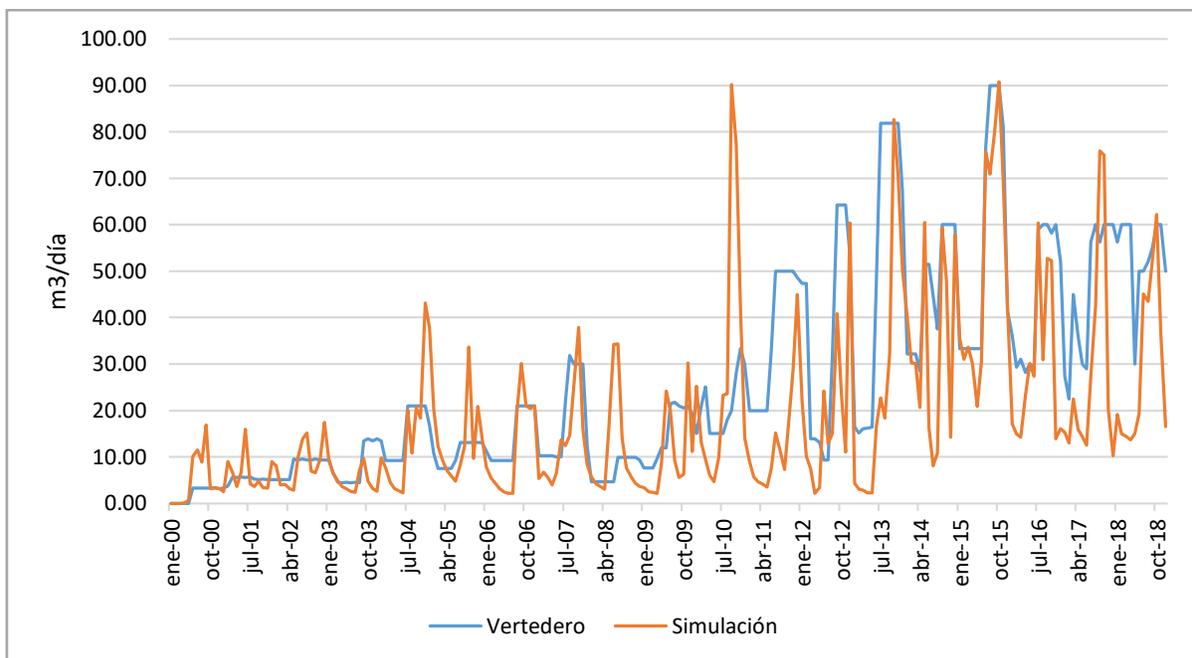


Figura 12. Producción de lixiviados desde el año 2000 al 2018, en el vertedero controlado de San Ramón.

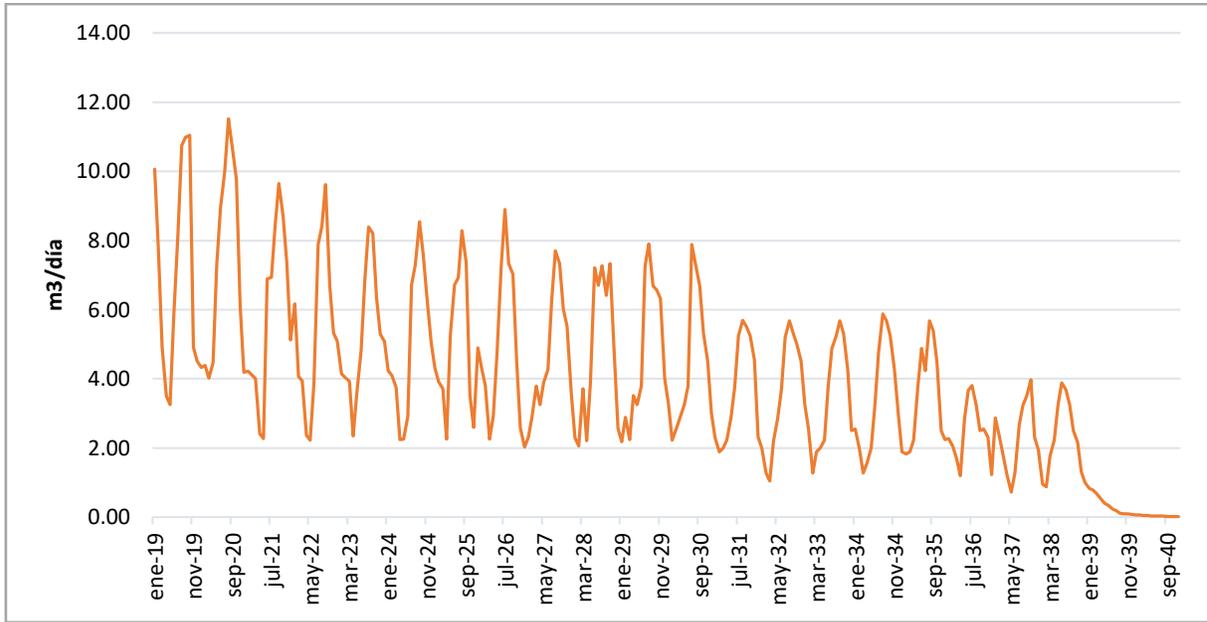


Figura 13. Flujo de lixiviados después del cierre técnico del vertedero.

5.1.1.2 Relleno Sanitario

El volumen esperado del relleno sanitario nuevo se puede observar en la Figura 14, este se proyectó para 15 años de vida. Se observa un aumento constante en la cantidad de lixiviados con respecto al vertedero, debido al aumento de residuos ingresados anualmente y a las mejoras proyectadas en el diseño.

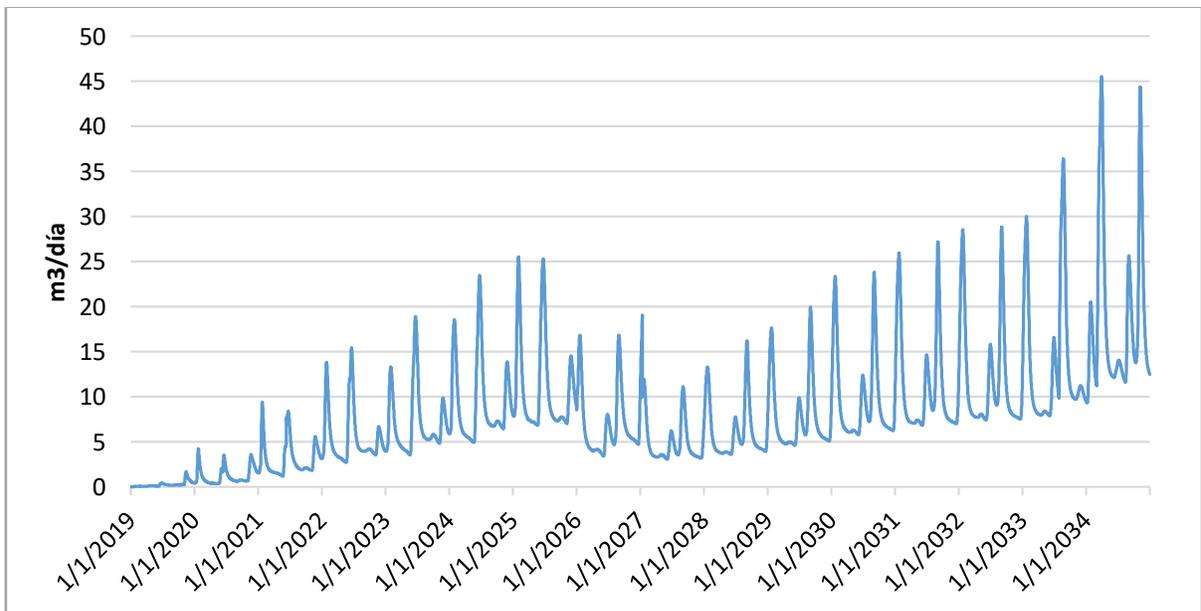


Figura 14. Volumen de lixiviados del relleno sanitario diseñado.

Para determinar el caudal de diseño se calcularon los cuartiles 1,2 y 3 como se observa en el Cuadro 7, donde indica que el 75% de los datos es menor o igual a 10,87 m³/día, al cual se le suma un 30% de factor de seguridad, dando un caudal de diseño de 19 m³/día.

Cuadro 6. Calculo de cuartiles de la serie de datos de caudales obtenidos de la simulación.

Dato	Valor (m³/día)
Mínimo	0,32
Q1	4,31
Q2	7,15
Q3	10,87
Máximo	45,55

5.1.2 Contaminación de lixiviados

5.1.2.1 Vertedero controlado

La Figura 14 muestra las concentraciones de DQO y DBO en el lixiviado del vertedero, las cuales alcanzan valores de hasta 17 000 mg/L de DQO y 16 000 mg/L de DBO en los primeros años de vida del vertedero, disminuyendo a lo largo del tiempo esto debido a que la fracción de materia orgánica disminuye a medida que aumenta la edad del vertedero (Espinosa Loréns et al., 2016), a concentraciones de 448,18 mg/L de DQO y 132,82 mg/L de DBO, en el último año de funcionamiento. Una vez se realiza el cierre técnico a finales del 2018, la concentración aumenta alcanzando valores promedio de 6466,75 mg/L en DQO y 6259,19 mg/L en DBO, en el primer año. Este aumento se debe principalmente a la disminución drástica en el volumen de lixiviado generado después de colocar la cobertura final de la superficie y los respectivos canales perimetrales para desviar el agua de las precipitaciones. Además, a pesar de la interrupción de la infiltración de agua en la superficie, los residuos aún tienen suficiente humedad para seguir degradando y disolviendo la materia y, por lo tanto, las concentraciones aumentan. A medida que el relleno sanitario se seque a

largo plazo, las reacciones se detendrán y, por lo tanto, la cantidad de contaminación emitida también disminuirá.

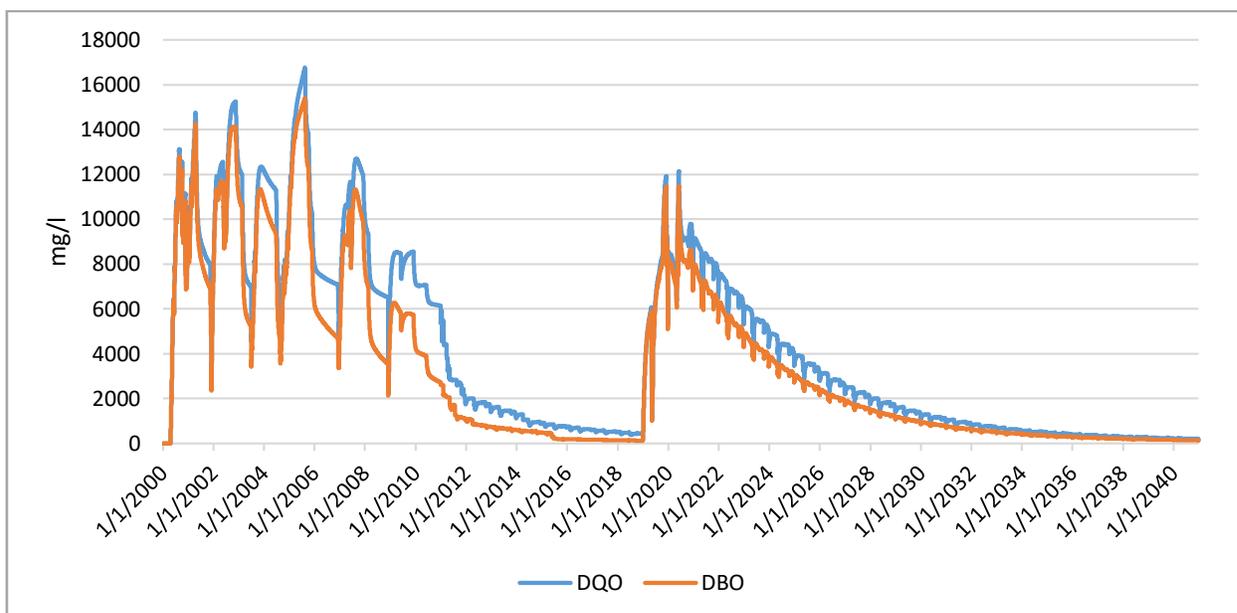


Figura 15. Concentración de DBO y DQO a lo largo de la vida del vertedero controlado.

5.1.2.2 Relleno Sanitario

Para el relleno sanitario se esperan las concentraciones de contaminantes reportadas en la Figura 16, se puede observar que son más constantes a las concentraciones del vertedero controlado alcanzando valores de hasta 16 000 mg/L de DQO y 15 000 mg/L de DBO, esto debido a las consideraciones tomadas de impermeabilización y canales perimetrales debidamente diseñados.

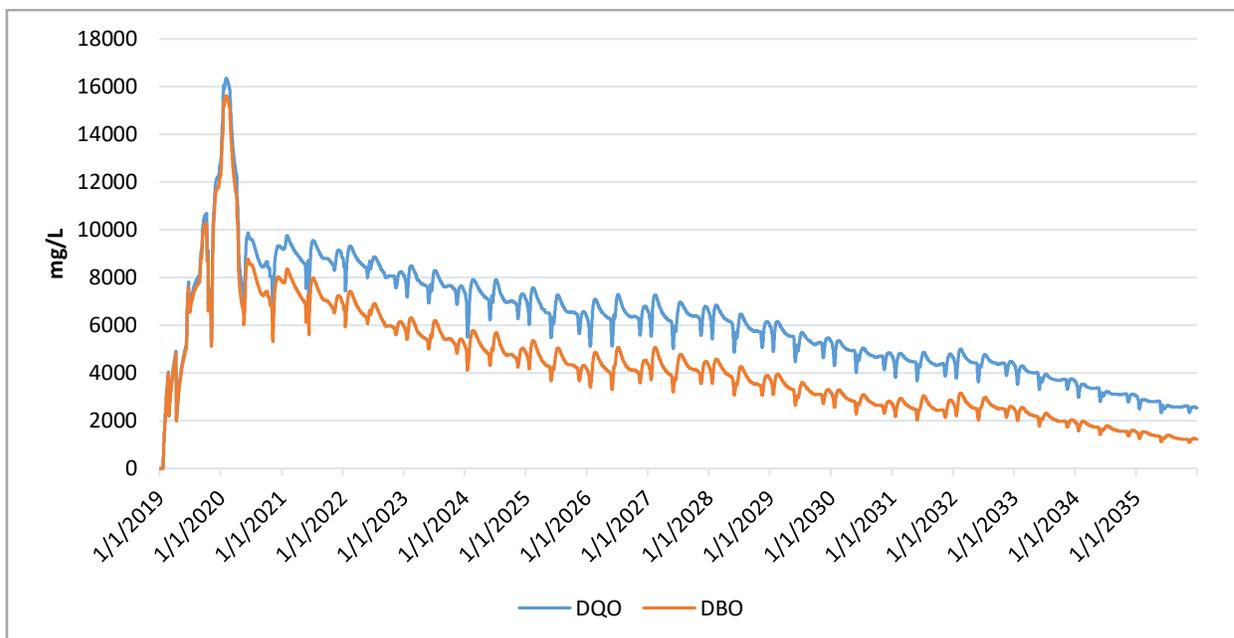


Figura 16. Concentración de DBO y DQO a lo largo de la vida del relleno sanitario.

Para seleccionar la carga de concentración de diseño se realizó un análisis de frecuencia tanto de la DBO como de la DQO (Cuadros 7 y 8 y Figuras 17 y 18), donde se puede observar que por debajo del 85% de la frecuencia relativa acumulada se encuentran la mayoría de los datos por lo que se decidió tomar estos valores: 7838,8 mg/L de DQO y 6789,4 mg/L de DBO.

Cuadro 7. Análisis de frecuencia de los datos de DQO (mg/L) obtenidos de la simulación.

Número	Intervalo		Marcas de clase	Frecuencia Absoluta	Frecuencia relativa	Frecuencia Absoluta Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada
	Límite Inferior	Límite Superior					
1	2329,0	3330,8	2829,9	605	10%	605	10%
2	3330,8	4332,6	3831,7	642	11%	1247	21%
3	4332,6	5334,4	4833,5	1111	19%	2358	40%
4	5334,4	6336,1	5835,3	780	13%	3138	54%
5	6336,1	7337,9	6837,0	1156	20%	4294	73%
6	7337,9	8339,7	7838,8	672	11%	4966	85%
7	8339,7	9341,5	8840,6	654	11%	5620	96%
8	9341,5	10343,3	9842,4	119	2%	5739	98%

Número	Intervalo		Marcas de clase	Frecuencia Absoluta	Frecuencia relativa	Frecuencia Absoluta Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada
9	10343,3	11345,1	10844,2	7	0%	5746	98%
10	11345,1	12346,9	11846,0	4	0%	5750	98%
11	12346,9	13348,6	12847,8	24	0%	5774	99%
12	13348,6	14350,4	13849,5	15	0%	5789	99%
13	14350,4	15352,2	14851,3	12	0%	5801	99%
14	15352,2	16354	15853,1	42	1%	5843	100%

Cuadro 8. Análisis de frecuencia de los datos de DBO obtenidos de la simulación.

Número	Intervalo		Marcas de clase	Frecuencia Absoluta	Frecuencia relativa	Frecuencia Absoluta Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada
	Límite Inferior	Límite Superior					
1	1078	2116,4	1597,2	922	16%	922	16%
2	2116,4	3154,9	2635,6	1361	23%	2283	39%
3	3154,9	4193,3	3674,1	961	16%	3244	56%
4	4193,3	5231,7	4712,5	1060	18%	4304	74%
5	5231,7	6270,1	5750,9	600	10%	4904	84%
6	6270,1	7308,6	6789,4	480	8%	5384	92%
7	7308,6	8347,0	7827,8	306	5%	5690	97%
8	8347,0	9385,4	8866,2	48	1%	5738	98%
9	9385,4	10423,9	9904,6	5	0%	5743	98%
10	10423,9	11462,3	10943,1	7	0%	5750	98%
11	11462,3	12500,7	11981,5	23	0%	5773	99%
12	12500,7	13539,1	13019,9	14	0%	5787	99%
13	13539,1	14577,6	14058,4	13	0%	5800	99%
14	14577,6	15616	15096,8	42	1%	5842	100%

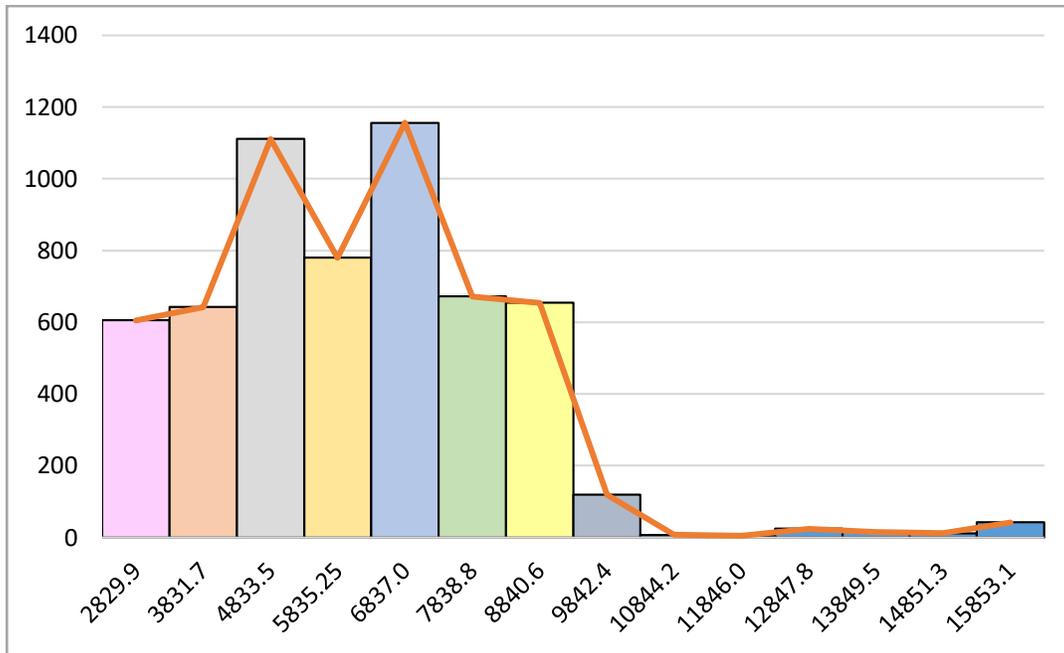


Figura 17. Curva de análisis de frecuencia de los datos de DQO simulados.

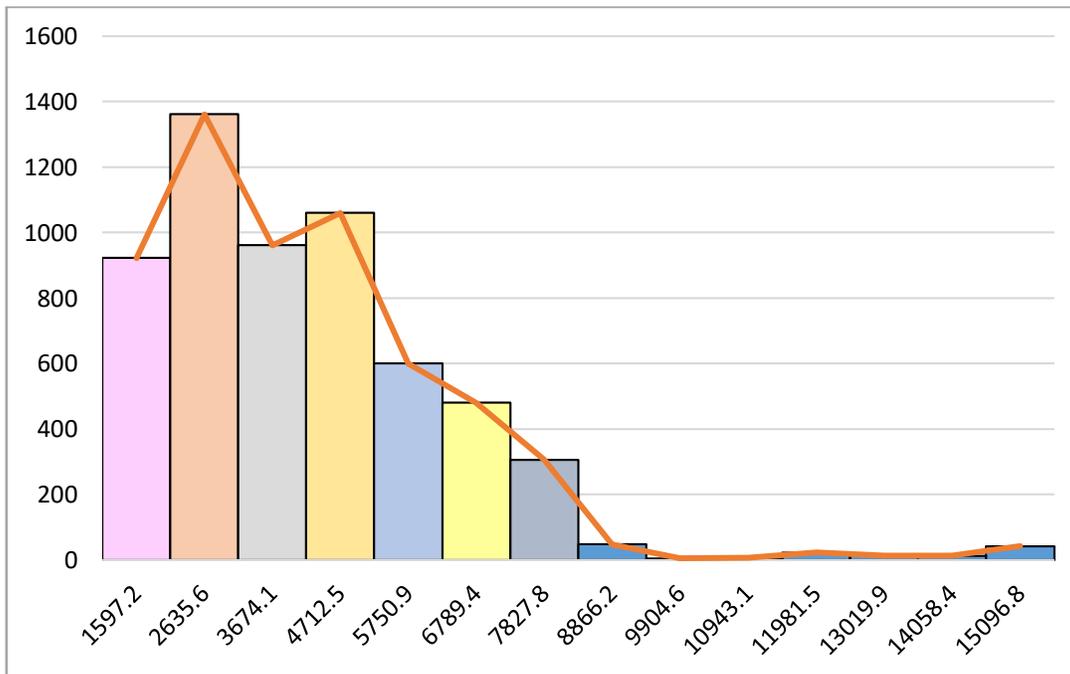


Figura 18. Curva de análisis de frecuencia de los datos de DBO simulados.

2.2 IDENTIFICACIÓN DE TECNOLOGÍAS

Entre los principales sistemas de tratamiento de lixiviados, se encuentran 18 tecnologías de tratamiento: recirculación de lixiviados, evaporación de lixiviados, captación y tratamiento conjunto aguas residuales de la comunidad, tratamientos biológicos anaerobios (lagunas anaerobias, filtro anaerobio, reactor de lecho expandido o fluidizado, reactor anaerobio de flujo ascendente), tratamiento biológico aerobio (lagunas aireadas, lodos activados, biodiscos), biorreactores con membranas, oxidación química, coagulación y precipitación, electrocoagulación, fitorremediación (humedales artificiales, lagunas algales de alta tasa.), adsorción con carbón activado y osmosis inversa.

2.2.1 Recirculación de lixiviados

Generalidades:

La finalidad principal de esta técnica es controlar la libre dispersión de líquidos altamente tóxicos, impidiendo la contaminación de suelo y fuentes de agua cercanos (Martinez et al, 2014). El relleno actúa como un gran reactor anaerobio de tal manera que dentro del mismo se logre la transformación a metano de los ácidos grasos que están presentes en el lixiviado. Una vez los ácidos grasos han sido metanizados, el pH del lixiviado acrecienta, y al aumentar el pH la solubilidad de los metales disminuye.

La recirculación radica en devolver los lixiviados al relleno por reinfiltración dentro de los residuos dispuestos, donde serán tratados por medio de procesos biológicos, precipitación y adsorción (Martinez et al, 2014).

Según lo descrito por (Martinez et al, 2014), la recirculación se puede realizar por los siguientes métodos:

- Aplicación directa de los lixiviados a los residuos durante su disposición: el lixiviado se adiciona en la entrada de los residuos en el descargue, depósito y compactación.
- Rociado por irrigación en la superficie del relleno: el lixiviado es aplicado en la superficie del relleno de igual forma como los métodos utilizados en la irrigación de agua para los cultivos.

- Aplicación subsuperficial: se relaciona con la instalación de un pozo de recarga vertical, o bien un desagüe horizontal dentro de los residuos sólidos. Para tal efecto, se debe realizar una gran excavación y construir una obra con este método, pero el riesgo de exposición atmosférica se reduce dramáticamente.

Ventajas:

- a) Debido al aumento del pH la solubilidad de los metales se reduce de tal forma que se logra su disminución en solución, logrando a su vez una mengua significativa del DBO.
- b) Se logra una disminución en la concentración de los lixiviados, generando reducciones en la cantidad de lixiviados que ocupa posterior tratamiento y por ende los costos.
- c) La recirculación de los lixiviados genera estabilidad biológica al sistema y esto reduce las amenazas ambientales en el relleno, y así mismo reduce la cantidad de monitoreos requeridos una vez se realiza el cierre técnico.
- d) Es relativamente simple y de bajo costo.
- e) Proporciona un aumento en las tasas de producción de biogás en el relleno sanitario, maximizando la producción de gas por tonelada de residuo dispuesta.

Desventajas:

- a) Es una alternativa que queda en un nivel de pretratamiento, por lo que se vuelve necesario contar con algún tipo de tratamiento posterior que dependerá de los requisitos de los permisos de vertimiento en cada zona.
- b) Pequeñas variaciones de la humedad pueden generar grandes cambios en la conductividad. Estas se reflejan en aumentos de las presiones internas en el relleno, generando severos problemas de deslizamientos y fallas, comprometan la estabilidad estructural de los taludes.
- c) Existe el riesgo de exposición ambiental cuando los lixiviados son aplicados a la superficie del relleno, lo que lleva a producción de olores, riesgo a la salud debido a la exposición, riesgo por el equipo y la maquinaria, el arrastre de los residuos por migración de los lixiviados.

- d) Hay carencia de información y educación respecto al creciente riesgo que traería consigo una mala aplicación, como la proliferación de vectores y la contaminación de pozos utilizados como fuente de agua potable.
- e) Genera dificultades para lograr una distribución homogénea dentro de la superficie del relleno sanitario. Esto dificulta que los lixiviados reaccionen con todos los residuos y sean totalmente tratados.
- f) Aunque la fracción orgánica de lixiviados puede ser reducida en gran medida al efectuar la recirculación, otros constituyentes del lixiviado no son removidos o por lo menos no en forma significativa, tales como: nitrógeno amoniacal, cloro y metales.

2.2.2 Evaporación de lixiviados

Generalidades:

La utilización de la evaporación como sistema de tratamiento de lixiviados puede darse mediante dos fuentes de energía:

1. Utilizando la energía del biogás obtenido en el relleno sanitario para evaporar el líquido mediante calentamiento, que al secarse obtiene como residuo un lodo que se deposita nuevamente en el relleno sanitario (Corena, 2013). Dentro de las tecnologías existentes están las que utilizan de manera directa la energía que se genera al quemar el gas con el objetivo central de evaporar el lixiviado y las que utilizan el calor residual que generan motores de combustión o turbinas que utilizan el biogás, logrando un aprovechamiento más amplio del biogás (Giraldo, 2001).

Ventajas:

- a) Simplicidad tecnológica de los equipos
- b) Bajos costos comparativos con otras tecnologías similares
- c) La destrucción térmica del metano genera reducciones en las emisiones globales.
- d) Soluciona los principales problemas de los rellenos sanitarios: emisiones de gases y de lixiviados.

Desventajas:

- a) En lixiviados jóvenes con altas concentraciones de ácidos grasos volátiles y amoníaco, dependiendo del pH al cual se realice la evaporación, los compuestos orgánicos volátiles se pueden arrastrar junto con el vapor de agua.
- b) El post quemado de la mezcla gas-vapor para la eliminación de emisiones de compuestos orgánicos volátiles requiere un consumo extra elevado de energía, por lo que el gas generado en el relleno puede no dar abasto para ambas tareas.

2. Mediante la radiación solar directa y por la temperatura ambiente del aire. La fuerza impulsora para retirar el vapor de agua sobre la superficie viene dada por la diferencia entre la presión de vapor de agua en la superficie evaporante y la diferencia entre la presión de vapor de agua en la atmósfera circundante (Vicente, 2012). Las variables que intervienen en el proceso de evaporación son: radiación solar, temperatura ambiente del aire, humedad atmosférica, y velocidad del viento.

Por su parte, como lo menciona (Vicente, 2012) la evaporación por radiación se divide en:

- I. Manejo de lixiviados mediante evaporación estática: consiste principalmente en espejos de lixiviado sin la inducción mecánica de movimiento, los cuales al interactuar con las variables meteorológicas logran evaporar lixiviado. Se realiza en unidades pequeñas de aproximadamente 100m^2 , planas con la superficie expuesta, de forma trapezoidal, con profundidades bajas de alrededor de los 10 cm.
- II. Manejo de lixiviados mediante sistema de invernadero: la radiación es transmitida al interior de un invernadero, impidiendo que vuelva a salir debido al cambio en su longitud de onda. De esta forma, la atmósfera interior se calienta, aumentando su temperatura, y facilitando el proceso de evaporación en un menor tiempo. Su estructura y diseño depende en gran medida de la temperatura, precipitación, radiación solar y viento. (Narea, Davidson, Esther, & Evans, 2011).

Ventajas:

- a) Concentran la radiación solar en un espacio cerrado, aumentando la temperatura del ambiente y la velocidad de evaporación del líquido.
- b) Es posible habilitar un sistema de recuperación del agua evaporada para usos posteriores.
- c) Posee un mejor control de los parámetros que afectan el proceso de evaporación (humedad relativa, temperatura, altura del líquido).
- d) Mayor facilidad en la remoción del lodo resultante.
- e) Eliminación de la exposición directa del lixiviado al medio ambiente.

Desventajas:

- a) El diseño geométrico de la estructura, tales como altura, ancho, pendiente del techo, forma del techo, afectan la dinámica de la atmosfera al interior y exterior del equipo alterando sensiblemente la forma en que los invernaderos reaccionan ante diferentes factores.
- b) La velocidad de evaporación está directamente relacionada con la altura del líquido, ya que el vapor de agua formado al interior del líquido escapa más rápido con alturas menores.

2.2.3 Captación y tratamiento conjunto de aguas residuales de la comunidad**Generalidades:**

El tratamiento de lixiviados es muy similar a la depuración de aguas residuales, aunque con algunas diferencias debido a su alta carga orgánica. El tratamiento consiste en evacuar el lixiviado por la red de alcantarillado o transportarlo en camiones hasta la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), donde será mezclado con el resto de agua residual de la comunidad para tratados en conjunto (Corena, 2013).

Ventajas:

- a. Una de las ventajas de este tratamiento conjunto consiste en que al contener los lixiviados normalmente un exceso de nitrógeno, y las aguas residuales un exceso de

fósforo, del que generalmente son deficitarios los primeros, ninguno de estos dos elementos necesita ser suministrado en la planta de tratamiento.

- b. Opción eficiente y de bajo costo.

Desventajas:

- a. No todo municipio donde existe un relleno sanitario cuenta con una PTAR donde llevar el lixiviado.
- b. Una de las dificultades que puede esperarse son las altas concentraciones de componentes orgánicos e inorgánicos aportados por el lixiviado.
- c. Solamente cuando los lixiviados constituyen menos de 5 % del total de agua residual a tratar en la planta y el contenido de DQO es menor que 1000 mg/l el tratamiento conjunto es aceptable.
- d. Puede presentarse corrosión, reducción de la sedimentabilidad del lodo y los problemas operacionales en la planta debido a la precipitación de óxidos de hierros.
- e. La alta concentración de metales puede inhibir la actividad biológica del lodo y reducir o eliminar la posibilidad de su posterior aplicación como fertilizante.
- f. La consecuencia general de la adición de las altas cantidades de lixiviados al agua residual, es la descarga final de un efluente poco clarificado y con altas concentraciones de NH_3 .

2.2.4 Tratamiento biológico anaerobio

Generalidades:

La digestión anaerobia es el proceso en el que se degrada biológicamente la materia orgánica en ausencia de oxígeno. Los productos finales de dicha degradación son CH_4 , CO_2 , materia orgánica parcialmente degradada y, en menor proporción, SH_2 , H_2 y CO (Montesinos, 2015). Existen diversos sistemas de tratamiento biológico anaerobio dentro de los cuales se encuentran: las lagunas anaerobias, los sistemas de lecho fluidizado, filtros anaerobios y reactores anaerobios de flujo ascendente (UASB) (Martinez et al, 2014), tratamientos que se detallarán más adelante.

Ventajas:

- a. Toleran altas velocidades de carga con tiempos de retención bajos, además soportan sobrecargas y arranques rápidos después períodos sin operación, todo ello sin detener las operaciones depuradoras de la flora bacteriana.
- b. Son sistemas sencillos con costos de operación y mantenimiento bajos, debido a que no es necesario emplear aireación.
- c. El metano generado en el proceso puede ser utilizado como fuente energética para los requerimientos de la propia planta de tratamiento cuando se tratan aguas con altas cargas orgánicas.
- d. Se da una baja producción de lodos, lo que supone un ahorro en la gestión de los residuos generados.

Desventajas:

- a. Los altos contenidos de amoníaco y de minerales disueltos en los lixiviados pueden generar problemas de toxicidad para los microorganismos por lo que se debe hacer una remoción previa del amoníaco, o la aplicación de cargas de trabajo reducidas dado las limitaciones en la actividad microbiana por toxicidad.
- b. El proceso es lento debido a que el crecimiento celular de las bacterias puede tardar.
- c. Los cambios de pH y la temperatura afectan a la eficacia del sistema.
- d. La presencia de compuestos tóxicos puede traer consigo la reducción de la eficacia, o incluso la inhibición del proceso bacteriano.
- e. Cuando se tratan aguas con cargas orgánicas muy altas, suele ser necesario aplicar un tratamiento posterior para alcanzar los requerimientos legales de vertido.

2.2.4.1 Lagunas anaerobias

Es un tratamiento primario que opera bajo condiciones de ausencia de oxígeno, se diseña principalmente para el tratamiento y remoción del alto contenido de materia orgánica suspendida (SST) y parte de la fracción soluble de materia orgánica (DBO_5) de los lixiviados, sin embargo, por sí sola no genera la obtención de un efluente de alta calidad (50% de remoción). Por esta razón, las lagunas anaerobias operan en serie con lagunas facultativas y de maduración (Gutiérrez & Marrero, 2015).

En las lagunas anaerobias, la materia orgánica es estabilizada por la formación de ácidos orgánicos, metano (CH₄) y dióxido de carbono (CO₂). En condiciones de climas tropicales la carga volumétrica de estas lagunas puede variar entre 60-300g DBO m³/día. (Gutiérrez & Marrero, 2015).

Las lagunas anaerobias se pueden construir con dos morfologías distintas según lo establecido en el documento “lagunas anaerobias” por (Barrón, Castellanos, Díaz, & Sandoval, s. f.):

- Lagunas de gran tamaño, poca profundidad y tiempos de residencia del agua residual medios. Este tipo de diseño se utiliza en Australia.
- Lagunas pequeñas, profundidad media a alta y tiempos cortos de residencia. Este diseño es el normal en la mayoría de los países, incluyendo a España, especialmente como primera fase de la depuración.

Los factores que hay que tener en cuenta al proyectar una laguna anaerobia son fundamentalmente los aspectos de conservación del calor, sedimentación de materia en suspensión y almacenamiento de fangos. Considerando los mecanismos responsables de la degradación anaerobia y las variables ambientales que influyen sobre ellos, la morfología más apropiada es la descrita en el punto b (Barrón et al., s. f.).

Al realizar el diseño de las lagunas anaerobias los parámetros más adecuados para su dimensionamiento son la carga volumétrica y el tiempo de retención hidráulico (Gandarillas, 2016). Este autor menciona los parámetros de diseño más utilizados en España, los cuales se ven en el Cuadro 10.

Cuadro 9. Parámetros de diseño utilizados en España para la elaboración de lagunas anaerobias.

Parámetro de diseño	Rango
Tiempo de retención	2-5 días
Carga volumétrica	90-180g DBO ₅ /m ³ *d
Profundidad	2,5-5 metros
Funcionamiento	En paralelo
Producción de fangos	40 l/hab*año

Otras características importantes a tomar en cuenta a la hora de construcción de lagunas anaerobias son la recirculación, la formación de espumas y la frecuencia con que se debe retirar el fango. (Barrón et al., s. f.).

Ventajas:

- a. Bajo costo de operación y mantenimiento.
- b. Buen rendimiento para el tratamiento de lixiviados con altas concentraciones de materia orgánica.
- c. Eficiencia probada en el tratamiento de una variedad de aguas residuales industriales biodegradables.

Desventajas:

- a. El proceso es sensible a factores ambientales como temperatura y pH.
- b. El proceso es sensible a factores operativos como variaciones bruscas de carga.
- c. Tienen un aspecto poco agradable y condiciones estéticas desfavorables (formación de natas, inciden en el mantenimiento).
- d. El efluente del proceso tiene alto contenido de materia orgánica y color.
- e. Emanaciones de malos olores ocasionales, en especial en los primeros años de operación.
- f. Rápida acumulación de sólidos, en comparación con otro tipo de lagunas, lo que deteriora en la calidad del efluente.
- g. Requiere de limpieza de lodos más frecuentemente.

Lagunas facultativas: en las lagunas facultativas se presentan tres zonas. Dos zonas de trabajo bien definidas, la zona superficial, donde las bacterias y algas coexisten simbióticamente como en las lagunas aerobias, la zona del fondo, de carácter anaerobio, donde los sólidos se acumulan y son descompuestos, fermentativamente. Y por último una zona intermedia no tan bien definida, parcialmente aerobia y parcialmente anaerobia, donde la descomposición de la materia orgánica se realiza mediante bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (Gutiérrez & Marrero, 2015).

La carga orgánica de estas lagunas para países tropicales puede oscilar entre 20 y 35 g m²/d con profundidades entre 1,5 y 2,5 m. Por lo general, una fracción de la materia orgánica

contaminante que llega a la laguna es sedimentable, lo que origina la capa anaeróbica en el fondo. Las lagunas facultativas operan correctamente aun cuando todo su volumen no se encuentre oxigenado (Gutiérrez & Marrero, 2015).

Dicho sistema requiere de una mayor área. Estos sistemas alcanzan eficiencias de eliminación de materia orgánica (DBO₅) entre 70 y 80 %, y del 70 y 60 % para el nitrógeno y el fósforo respectivamente. Además, la formación de lodos es mínima con respecto a los sistemas aireados y el costo de operación y mantenimiento es menor. Debido a la reducción importante que logran sobre el nitrógeno y el fósforo, disminuyen considerablemente la aparición del fenómeno de eutrofización de los cuerpos hídricos donde descargan sus aguas. Estos sistemas también resisten las fluctuaciones de la carga contaminante del afluente (Pellón et al., 2015).

Lagunas de maduración: es diseñada para tratar el efluente secundario o agua residual previamente tratado por un sistema de lagunas (anaerobia y facultativa). Con esta laguna se logra un aumento de la purificación de la carga orgánica realizada. Asimismo, dicha laguna tiene la tarea de efectuar la remoción de los Coliformes, grupo de bacterias de las cuales muchas pueden causar enfermedades humanas (Reutelshöfer, 2015).

Las lagunas de maduración suelen tener una profundidad de 1 a 1,5 metros, para que tanto el sol, como la radiación ultravioleta puedan entrar hasta el fondo. Así, la radiación ultravioleta incide en toda la profundidad de la laguna y mata microorganismos y bacterias. Esta remoción de los gérmenes es mejor cuando la retención del agua es más grande, puesto que la radiación ultravioleta tiene más tiempo para afectar a los gérmenes. Normalmente se calcula una retención del agua de 8 días en esta última laguna (Reutelshöfer, 2015).

Los principales factores que influyen en la eliminación de patógenos en las lagunas de maduración según (Reutelshöfer, 2015) son: físicos (temperatura y sedimentación), físico-químicos (sanidad, pH, oxígeno disuelto, radiación solar), bioquímicos (concentración de nutrientes) y biológicos (predadores).

2.2.4.2 Filtro anaerobio

Se caracteriza por la presencia de un material de embalaje estacionario, en el que la masa de microorganismos unidos al material de soporte o mantenidos en sus intersticios degrada el

sustrato contenido en el flujo de lixiviados, el tiempo de residencia promedio de los sólidos en el reactor suele ser superior a 20 días (von Sperling & de Lemos, 2005).

Estos filtros generalmente se operan con un flujo vertical, hacia arriba o hacia abajo (Figura 20). Los reactores de flujo descendente se pueden usar con medio de soporte sumergido o no sumergido. La recirculación de efluentes se practica más comúnmente en esta segunda configuración (Figura 19) (von Sperling & de Lemos, 2005).

En el filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) los lixiviados se alimentan al reactor por la parte inferior del mismo a través de un falso fondo por donde el flujo se distribuye uniformemente, pasando a través de una masa de sólidos biológicos suspendidos (o cerca al estado coloidal), contenidos dentro del sistema por un medio fijo de soporte. La materia orgánica soluble que pasa a través del filtro, se propaga dentro de las superficies de los sólidos adheridos o floculados, donde se realiza el proceso de degradación anaerobia (Parra, 2006). Como material de relleno pueden emplearse materias primas muy diversas como: piedra caliza, granito, ladrillo, conchas de mejillón, espumas, grava, piedras quebradas, carboncillo y una gran variedad de anillos y piezas de plástico que presenten elevadas áreas superficiales. El nivel de agua debe cubrir el material del filtro por lo menos 0,3 m para garantizar un régimen de flujo regular, lo normal y recomendable es un TRH de entre 0,5 y 1,5 días. La eliminación de sólidos suspendidos y de DBO normalmente, está dentro de 50% y 80% y la eliminación de Nitrógeno es limitada, normalmente no excede del 50% en lo que se refiere a nitrógeno total (Parra, 2006).

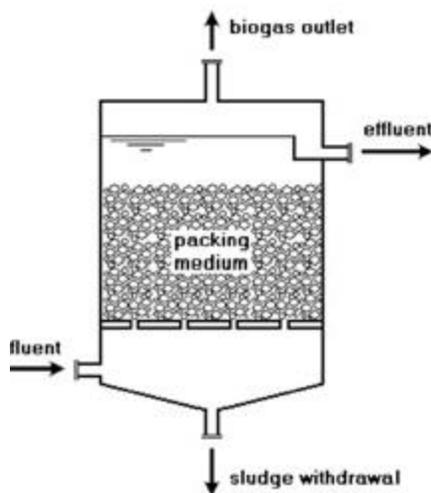


Figura 20. Esquema de un filtro anaeróbico de flujo ascendente.

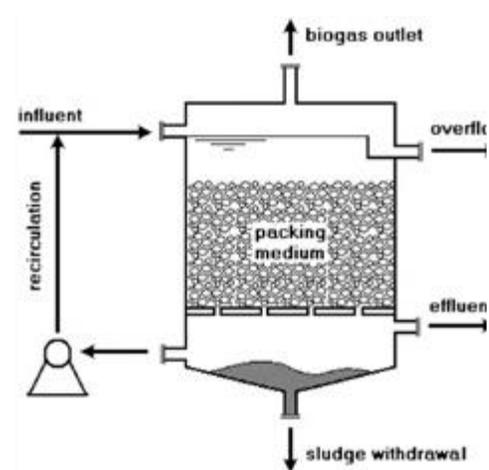


Figura 19. Esquema de un filtro anaeróbico de flujo descendente.

Existen diversos parámetros que pueden afectar el correcto funcionamiento de los FAFA, estos se presentan en el Cuadro 11.

Cuadro 10. Parámetros que influyen en el control del proceso de los filtros anaerobios.

	Parámetros	Rango óptimo
Físicos	Temperatura	20-40 °C
	pH	6,5-7,6
	Sólidos totales	375-12 000 mg/L
Químicos	Alcalinidad total	2000-5000 mg/L
	Zinc	1mg/L **
	Níquel	3 mg/L **
	DBO	150-500 mg/L

**concentraciones fuertemente inhibitoras (se deben encontrar por debajo de esos parámetros)

Los filtros anaerobios son capaces de producir efluentes de buena calidad cuando funcionan bajo las tasas de carga hidráulica de superficie que van de 6 a 15 m³/m²d. También han sido diseñados para soportar cargas orgánicas de hasta 16 kg DQO/m³d (considerando el volumen total), las cargas operacionales no suelen exceder los 12 kg DQO/m³d. Los estudios realizados por PROSAB indican que los filtros anaeróbicos son capaces de producir efluentes de buena calidad cuando se operan bajo tasas de carga orgánica de 0,15 a 0,50 kg DBO /m³·d (von Sperling & de Lemos, 2005).

Ventajas:

- a. Resistente a cambios de carga orgánica.
- b. Larga vida útil.
- c. Costos de instalación, operación y mantenimiento moderados.

Desventajas:

- a. Largo tiempo de arranque.
- b. Existen altos riesgos de obstrucción del lecho lo que baja la eficiencia considerablemente.
- c. Requiere tratamiento primario, porque las grasas, aceites y residuos sólidos pueden acumularse en el lecho de piedra y obstruir el filtro.
- d. Cuando trabajan con volúmenes relativamente altos de lixiviados, se necesitan grandes espacios de terreno por el material de empaquetado inerte.

2.2.4.3 Reactores de lecho expandido o fluidizado

Son reactores de biopelícula anaerobios que emplean materiales particulados de pequeño tamaño (0,2-2,0mm de diámetro) como medio soporte para el crecimiento adherido de la biomasa, generalmente se utiliza arena, a través de la cual el líquido pasa en forma ascendente (Figura 21). El líquido fluye con una velocidad suficiente para mantener las partículas en constante movimiento, desplazándose arriba y abajo en un movimiento típico del llamado lecho fluidizado, pero ajustada para evitar que salga en el efluente. La expansión del lecho está controlada por la velocidad del flujo y la cantidad de efluente recirculado. Las partículas del lecho son el soporte de los microorganismos, suministrando una gran área superficial ($3000\text{m}^2/\text{m}^3$ para lecho de arena) al desarrollo de una película con alta concentración de biomasa. Su grosor está controlado por la capacidad de regeneración del lecho, el tamaño y densidad del medio, y la velocidad de flujo vertical (Burgos, López, & Rodríguez, 2014).

Como lo menciona (Almudena, 2015), con este sistema se consigue que la totalidad de la película bacteriana esté en contacto con el agua a tratar, aumentando la eficacia del sistema. Dichos sistemas permiten trabajar con las cargas orgánicas más altas de entre todos los tipos de digestores empleados en el tratamiento anaerobio de aguas residuales (Sandoval, 2015).

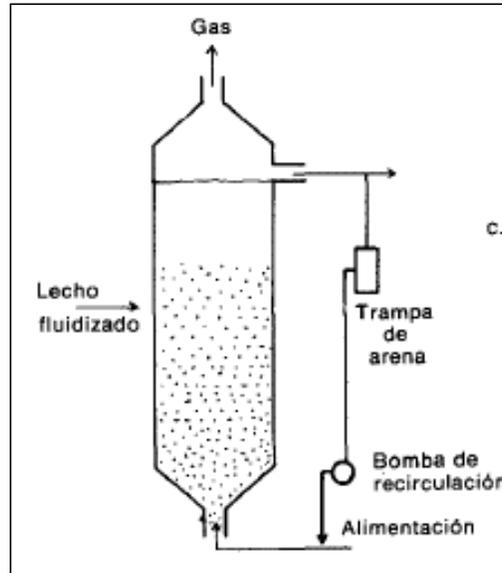


Figura 21. Esquema de un reactor anaerobio de lecho fluidizado.

Los reactores de lecho fluidizado son capaces de tratar lixiviados con un tiempo de retención hidráulica extremadamente corto o con elevada carga orgánica, poco más de 10 minutos, o con una carga volumétrica en torno a 10 kg DBO₅/m³/día (Burgos et al., 2014).

Generalmente, la velocidad necesaria para la fluidización es muy superior a la requerida para lograr el tiempo de retención para la reacción biológica, por lo que el efluente del lecho debe ser reciclado aumentando así la velocidad ascendente del flujo (Sandoval, 2015).

En cuanto a costos, los lechos fluidizados en inversión pueden suponer un ahorro de un 50% respecto a los fangos activos, pero los costes operacionales son mucho más elevados, sin embargo, la eficiencia de remoción varía de un 50 a un 80% de remoción de la DBO (Almudena, 2015).

Ventajas:

- a. Pueden alcanzarse altas concentraciones de biomasa sobre densos soportes, fácilmente retenidas dentro del reactor.
- b. Se generan grandes áreas de transferencia de masa a través de partículas de tamaño pequeño que son empleadas como soporte fluidizable.
- c. Es posible que existan altas velocidades de flujo de fluido, el cual permite el tratamiento de lixiviados muy diluidos.

- d. Existe resistencia a esporádicas sobrecargas orgánicas.
- e. Reactores compactos con bajos requerimientos de área

Desventajas:

- a. Las bacterias anaerobias son de lento crecimiento, y por lo tanto ante cualquier evento, por ejemplo: una sobrecarga hidráulica y/o contaminante, al reactor le cuesta mucho incrementar su capacidad de tratamiento.
- b. La explotación del proceso anaerobio se debe realizar por personal muy formado y experimentado.
- c. El tiempo de arranque y estabilización son prolongados.
- d. Difícil control de los materiales inertes que contienen microorganismos.
- e. Posible elutriación de las partículas.
- f. En reactores a gran escala la distribución del líquido es altamente costosa.

2.2.4.4 Reactores anaerobios de flujo ascendente (UASB)

En el reactor UASB, diferentes tipos de bacterias degradan la materia orgánica presente hasta convertirla en metano y dióxido de carbono, así como en material celular (Morales, 2007). Según lo establecido por (Lorenzo & Obaya, 2006), el proceso anaeróbico de flujo ascendente consiste básicamente de un tanque Imhoff, "al revés", presentando las cámaras de decantación y digestión anaeróbica superpuestas. Existiendo 3 zonas bien definidas:

- Zona de lecho de lodos, en la cual se concentran los microorganismos que van a biodegradar el material orgánico presente en el agua residual a tratar.
- Zona donde se encuentran dispersos los microorganismos a lo largo del UASB.
- Zona de separación gas - líquido - sólido.

En este proceso, el lixiviado se introduce por la parte inferior del reactor, el cual fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodos constituido por gránulos o partículas formadas biológicamente (Lorenzo & Obaya, 2006). En los reactores UASB, la biomasa crece dispersa en el líquido, y no unida a un medio de soporte (Figura 21). Cuando la biomasa crece puede formar pequeños gránulos, que son el resultado de la aglutinación de varios

microorganismos. Estos pequeños gránulos tienden a servir como un medio de soporte para otros organismos (von Sperling & de Lemos, 2005).

El tratamiento se produce al entrar en contacto el lixiviado y el lodo microbiológico. Los gases producidos en condiciones anaeróbicas provocan una circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los gránulos (Lorenzo & Obaya, 2006).

Como lo menciona (Lorenzo & Obaya, 2006) el gas liberado de las partículas se captura en una bóveda de recogida de gases, instalada en la parte superior del reactor. Para mantener el manto de lodo en suspensión, es necesario que la velocidad de flujo ascendente sea baja, tenga un valor entre 0,6 y 0,9 m/h. Los UASB trabajan tanto con altas como con bajas cargas de concentración de biomasa.

Ya que, según la concentración del sustrato del afluente, el criterio de diseño limitante será dado por:

- CHV: si la concentración del afluente es menor a 2500mgDQO/L
- COV: si la concentración del afluente es mayor a 2500mgDQO/L

Un aspecto característico de este proceso es la limitación en la eficiencia de eliminación de DBO, que es alrededor del 70%, por lo tanto, más baja que en la mayoría de los otros sistemas. Esto no debe considerarse una desventaja en sí mismo, sino una característica del proceso. Para alcanzar la eficiencia deseada, alguna forma de postratamiento debe seguir a los reactores UASB (von Sperling & de Lemos, 2005).

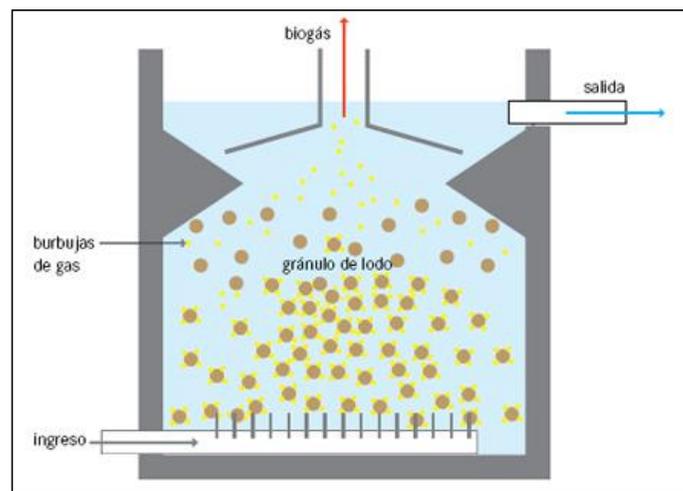


Figura 22. Sistema de un reactor anaerobio de flujo ascendente.

Ventajas:

- a. Menor producción de lodos.
- b. Menores costos de operación.
- c. Acepta altas cargas orgánicas intermitentes.
- d. Degrada compuestos policlorados.
- e. Requerimiento bajo de nutrientes.
- f. Requiere pequeña área superficial. La fermentación ácida y metánica, así como la sedimentación tienen lugar en el mismo tanque, por lo cual las plantas son muy compactas.
- g. Los lodos se conservan (sin alimentación) por largos períodos de tiempo.
- h. Producción de metano aprovechable.
- i. La retención de biomasa es muy buena y por eso no es necesario reciclar el lodo.

Desventajas:

- a. Requiere largos periodos de arranque, si no se cuenta con lodo adaptado.
- b. Posee baja eficiencia en la remoción de coliformes.
- c. La digestión anaerobia normalmente requiere de un adecuado post-tratamiento para la remoción de DBO₅ remanente, debido a que su eficiencia no supera el 70%.
- d. Los reactores UASB son sistemas que tienen gran sensibilidad en el momento en que se varía la calidad del lixiviado, pues con ligeros cambios de pH decae la eficiencia de remoción de DQO. (Martinez, 2014).

2.2.5 Tratamiento biológico aerobio

Generalidades:

Este tipo de tratamiento consiste en la purificación de los compuestos orgánicos presentes en el lixiviado por microorganismos con la capacidad de asimilar la materia orgánica y los nutrientes disueltos para su propio crecimiento, llevando a cabo la eliminación de componentes solubles en el líquido en presencia de oxígeno y agitación, para evitar condiciones de anaerobiosis. La materia orgánica soluble es digerida por los microorganismos como fuente de carbono (Giraldo, 2001). Tras esta degradación se forman sólidos sedimentables que se separan con facilidad de la fracción líquida por acción de la

gravedad. Para el crecimiento de los microorganismos es necesario, aparte de la materia orgánica, la presencia de nitrógeno y fósforo en el efluente. Si su concentración no es suficiente, se deberán aportar al tratamiento. Estos sistemas requieren de ciertas condiciones estables de funcionamiento como: carga orgánica, concentración de nutrientes y pH (Martinez et al, 2014), y es preferible usarlos como postratamiento a los sistemas anaerobios, o para lixiviados viejos con bajos niveles de DBO (Giraldo, 2001).

Existen distintos sistemas de tratamiento biológico aerobio de lixiviados dentro de los que se pueden mencionar: lagunas aireadoras, lodos activados y biodiscos, los cuales se detallan más adelante.

Ventajas:

- a. Reducción de patógenos.
- b. Manejo sencillo.
- c. Mejora la separación posterior de fases.
- d. Costos de inversión suelen ser accesibles.

Desventajas:

- a. Costo elevado de aireación, por consumo de energía eléctrica.
- b. Problemas por la formación de espumas.
- c. Las temperaturas elevadas disminuyen la mejora en la separación.
- d. Alta generación de lodos.
- e. Por lo general requieren espacios muy extensos.

2.2.5.1 Lagunas aireadoras

Consiste en un reactor aeróbico en el cual se suple el abastecimiento de oxígeno por aireación mecánica o difusión de aire comprimido (Röben, 2002). Requiere que el suministro eléctrico sea ininterrumpido. Al mejorar la oxigenación natural, las lagunas aireadas pueden ser más profundas, reduciendo la demanda de superficie, mejora la eficiencia del tratamiento y reduce el tiempo de retención hidráulico (TRH) necesario para la degradación de la materia orgánica. La turbulencia producida por los aireadores incrementa los niveles de turbiedad y elimina la producción de alga, esto también incrementa la reducción de patógenos debido al efecto positivo del nivel de oxígeno sobre la desinfección del agua mediante la luz solar (Tilley et al. 2014). El efluente puede servir para recarga de acuíferos, pero el lodo generado demanda

un tratamiento adicional o un correcto vertido o destino final (Jácome, Suárez, & Ures, 2015). Estas plantas son más complejas desde un punto de vista técnico y de explotación (Jácome et al., 2015). En la literatura se distinguen los siguientes tipos de lagunas aireadas (Tinoco, 2006):

- Lagunas aireadas de mezcla completa: para estas unidades es recomendable el uso de aireadores de baja velocidad de rotación. Los sistemas de mezcla completa aproximadamente emplean unas 10 veces más de energía que los de mezcla parcial
- Lagunas aireadas facultativas: (lagunas con mezcla parcial). Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo.
- Laguna facultativa con agitación mecánica: se aplica exclusivamente a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. El uso de los aireadores puede ser intermitente. Debe ser seguida por una laguna facultativa.
- Lagunas de oxidación aireadas: la fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis y en el invierno se complementa con aireación con difusión de aire comprimido en el fondo.

Para el diseño de las lagunas aireadas se deben tener en cuenta los siguientes criterios: el afluente debe ser desbastado y pre-tratado para eliminar residuos grandes y partículas gruesas que podrían interferir con el funcionamiento de los aireadores. En el caso de lagunas de mezcla completa, se requiere una decantación secundaria para eliminar los sólidos en suspensión. En general, las lagunas aireadas pueden requerir del siguiente equipamiento: sistema de impermeabilización, elementos de entrada y salida del agua residual, control hidráulico, deflectores y divisores flotantes y equipos de aireación. Los principales criterios del diseño son el TRH y la profundidad, la carga orgánica y la demanda de energía (Cuadro 12). Las lagunas de mezcla completa son más pequeñas que las de mezcla parcial ya que esto mejora el contacto entre las bacterias contenidas en la biomasa (responsables de la degradación) y el lixiviado, por lo tanto, la eficiencia se incrementa y permite una reducción del volumen (Jácome et al., 2015). La cantidad de energía requerida dependerá de la intensidad de la mezcla y del espesor y configuración del sistema.

Cuadro 11. Criterios de diseño de lagunas aireadas.

Parámetro	Laguna de mezcla parcial	Laguna de mezcla completa
TRH (días)	10-30 (típico 20)	2 – 4 (típico 3)
Profundidad (m)	1,8 – 6 (típico 3)	2 – 5
Carga orgánica (g DBO/m ³ /d)	20 - 30	----
Demanda de energía (W/m ³)	1-2	Mínimo 20

Fuente: (Jácome et al., 2015).

Ventajas:

- a. No producen olores, proveen mejor eficiencia (80-95%) y capacidad de amortiguamiento contra variaciones en la carga orgánica.
- b. El agua tratada se puede utilizar sin restricciones en riego agrícola, llenado de lagos o en procesos industriales que no requieran agua de primer uso.
- c. La obra civil es de fácil ejecución se puede efectuar a nivel local.
- d. Fácil control de la operación, no hay necesidad de limpieza de algas.

Desventajas:

- a. Se requiere gran inversión para comprar el equipo aireador y en el gasto mensual de operación y mantenimiento.
- b. Requiere de equipos electromecánicos de altos consumos de energía.
- c. El terreno donde se ubique la planta debe ser sensible, plano y con características impermeables del material subyacente.
- d. Si el equipo de aireación es inadecuado, el depósito de sólidos y la oxigenación reducida dan como resultado descomposición anaerobia, junto con malos olores.

2.2.5.2 Lodos activados

El proceso de depuración de lixiviados por lodos activos consta de dos etapas bien diferenciadas según lo definido por (Aragón, 2009) (Figura 22):

- i. Etapa de aireación: aquí se produce la asimilación y degradación de la materia orgánica por parte de los microorganismos, en esta etapa se realiza un fuerte mezclado y se suministra oxígeno a partir de compresores de alta capacidad, a través de difusores o bien mediante aireadores mecánicos, en el que se pone en contacto y de forma continua el lixiviado, cargado de materia orgánica disuelta con los microorganismos responsables del proceso, que se encuentran en suspensión en el seno del reactor. Los microorganismos consumen la materia orgánica y la transforman en condiciones aerobias en biomasa nueva, CO₂, agua y minerales (Amador, 2011). Admitiendo que los microorganismos necesitan un tiempo mínimo para su reproducción (tiempo de duplicación), se deduce que este parámetro (Cuadro 13), es el que controla la velocidad o capacidad global del tratamiento depurativo, o sea, la velocidad de salida de los microorganismos del sistema.

- ii. Clarificador o decantador secundario. En este tanque se da la separación de lodos, debida a la sedimentación de los flóculos. Gracias a esto último, se obtiene un efluente clarificado, libre de sólidos (Metcalf & Eddy, 1996).

Se debe recircular una fracción de los lodos separados en la etapa de sedimentación hacia el tanque de aireación para mantener una cantidad suficiente de sólidos para la depuración de aguas residuales. Asimismo, sirve como inóculo microbiano, al introducir y variar frecuentemente la calidad del lodo en la fase de aireación (Arrieta, 2011). La otra parte del lodo es desechada mediante una purga. (Metcalf & Eddy, 1996).

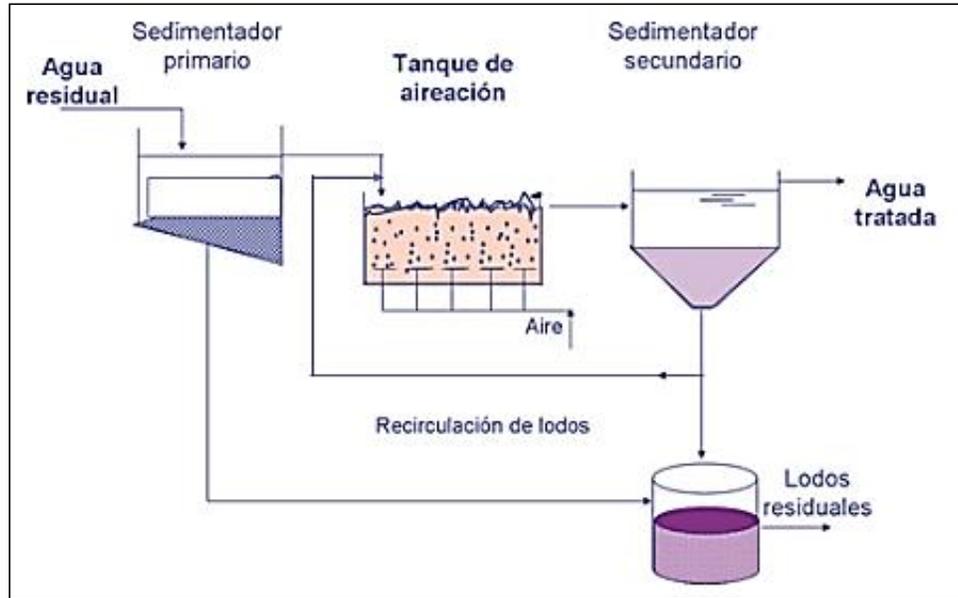


Figura 23. Sistema de lodos activados.

Cuadro 12. Parámetros de diseño para el sistema de lodos activados.

Modificación del proceso	Edad del fango (d)	A:M (kg DBO ₅ *kg ⁻¹ SVSLM*d ⁻¹)	Carga volumétrica (kg DBO ₅ *m ⁻³ *d ⁻¹)	Sólidos en suspensión (mg/l)	Tiempo hidráulico de residencia (h)	Qr/Q
Convencional	5-15	0,2-0,4	0,32-0,64	1500-3000	4-8	0,25-0,75
Mezcla completa	5-15	0,2-0,6	0,80-0,92	2500-4000	3-5	0,25-1,0
Aireación prolongada	20-30	0,05-0,15	0,16-0,40	3000-6000	18-36	0,5-1,50
Alta carga	5-10	0,4-0,15	1,60-1,60	4000-10000	2-4	1,0-5,0

El tratamiento de lixiviados mediante la utilización de lodos activados es un sistema muy eficiente como se muestra en el Cuadro 14, por lo que se justifica su alto uso en distintos países.

Cuadro 13. Porcentajes de remoción de un sistema de lodos activados.

Parámetro	Porcentaje de remoción (%)
DQO (mg O ₂ /l)	98-90
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	90-98
Sólidos Suspendidos (mg SS/l)	85-98
Nitrógeno (mg N/l)	15-30 Tratamiento secundario
	70-90 con desnitrificación
Fósforo (mg P/l)	15-25 Tratamiento secundario
	70-90 con remoción adicional de N y P
Coliformes fecales	60-90

Ventajas:

- a. Se adaptan considerando cualquier tamaño de comunidad (excepto para muy pequeñas).
- b. Buena eliminación de los parámetros como sólidos suspendidos, DQO, DBO₅, N por nitrificación y desnitrificación. También se usan para una simultánea defosfatación.
- c. Se puede modificar para lograr límites de descarga específicos.
- d. Área requerida pequeña.
- e. Producción de olores mínima.
- f. Los lodos residuales pueden ser reusados.

Desventajas:

- a. Altos costos de capital.
- b. Alto consumo de energía.
- c. Requiere personal capacitado y monitoreo regular.
- d. Sensible a cargas hidráulicas.
- e. Alta producción de lodos residuales.
- f. Baja remoción de coliformes fecales.

2.2.5.3 Biodiscos

Los biodiscos, son reactores de biopelícula fija para el tratamiento de lixiviados, que constan de una serie de discos, estrechamente separados unos de otros, que giran mediante el accionamiento de un eje rotatorio dispuesto horizontalmente de 2 rpm (revoluciones por minuto). El eje horizontal está ubicado por encima del líquido a tratar, por lo tanto, aproximadamente el 40% de la superficie de los discos siempre se encuentra sumergida en el líquido. Debido a la rotación de los discos, de forma alterna una parte se encuentra en contacto con el líquido que proporciona nutrientes y carbono orgánico para el crecimiento y reproducción celular y otra parte con el aire que le proporciona oxígeno a la biopelícula formada en los discos. La rotación de los discos induce la transferencia de oxígeno manteniendo la biopelícula en condiciones aerobias. De esta manera se logra la oxidación biológica aerobia de la materia orgánica; mediante la cual el metabolismo microbiano logra reducir el contenido de materia orgánica y nitrogenada del agua residual (Ordóñez, 2003). Así mismo (Ordóñez, 2003), la rotación es también un buen mecanismo para la eliminación del exceso de biomasa en la superficie de los discos por medio de los esfuerzos cortantes que se producen y para mantener en suspensión los sólidos desprendidos de modo que puedan ser arrastrados desde el reactor hasta el clarificador.

Los biodiscos pueden presentar ciertas dificultades en el funcionamiento provenientes de distintas causas como: pérdida de biomasa, desarrollo de biomasa blanca, disminución de la eficiencia depuradora por reducción de la temperatura del lixiviado, variación del caudal, variación de la carga orgánica, alteraciones bruscas de pH y acumulación de sólidos en los discos (Ordóñez, 2003).

Según (Ordóñez, 2003) la longitud de los ejes se limita debido a problemas estructurales y de estabilidad a 8,23 m, de los cuales 7,62 están ocupados por los discos. La profundidad máxima a escala real es de 1,8 m. Una relación típica área/volumen es de $100 \text{ m}^2: 1 \text{ m}^3$.

Los criterios que recomienda The Water Pollution Control Federation, según lo descrito por (Deloya, 2001), son:

- Área sumergida: 40 %
- Número mínimo de etapas: 4
- Relación óptima volumen-superficie: $4,89 \text{ l/m}^2$ para un influente con concentraciones mayores de 300 mg/l de DBO.

- Carga hidráulica:
 - 81 a 163 l*d/m² para tener en el efluente de 15 a 30 mg/l de DBO y SS.
 - 30,6 a 81 l*d/m² para tener en el efluente de 7 a 12 mg/l de DBO y SS y 1 mg/l de nitrógeno amoniacal.
- Temperatura: 13° a 32°C.
- Profundidad del tanque de sedimentación: 2:1.

Ventajas:

- a. Bajos consumos de energía y mantenimiento más sencillo.
- b. La producción de lodos es reducida comparado con un sistema convencional.
- c. Grado adicional de flexibilidad en el proceso. Puede conseguirse bastante nitrificación desarrollando cultivos de bacterias nitrificantes selectivas en las últimas etapas.
- d. Los tiempos de residencia son bajos, por lo tanto, la concentración de biomasa en suspensión es pequeña.
- e. La biomasa presenta en general buenas características de sedimentación con lo que se disminuye el costo de la clarificación.
- f. No se necesita recirculación de biomasa.
- g. Se eliminan moscas y malos olores, además no existen problemas de ruido.
- h. Las ampliaciones del sistema pueden hacerse fácilmente.
- i. No presenta el problema de formación de espumas durante el tratamiento de desechos que contienen surfactantes.
- j. El requerimiento de área de tratamiento es menor.

Desventajas:

- a. No consiguen degradar muchos de los productos químicos que se han inventado en los últimos años por ejemplo empaques o envolturas.
- b. No son efectivos cuando los lixiviados contienen altas concentraciones de metales y ciertos pesticidas, herbicidas y compuestos orgánicos fuertemente clorados, debido a la inhibición de la actividad microbiana.
- c. Requiere un tiempo muy largo para alcanzar la estabilidad.

- d. El costo del sistema es bastante elevado por tener que importarse de otros países como E.U.A. y México.

2.2.6 Biorreactores con membranas

Los Biorreactores de Membranas (MBR) se puede definir como la combinación de dos procesos elementales que son: por un lado un proceso de degradación biológica aerobia y un proceso de separación de sólidos y líquidos mediante una unidad de filtración por membrana en el cual los sólidos en suspensión y microorganismos responsables de la biodegradación son separados del agua tratada (Corrado R., 2010).

Según lo descrito por (Estrada, 2010), en general se distinguen dos tipos principales de biorreactores de membrana en base a su configuración (Cuadro 15):

- Biorreactores con membrana integrada o sumergida: la unidad de membrana que realiza la separación física está inmersa en el tanque biológico.
- Biorreactores con membranas externas o con recirculación al biorreactor: el licor de mezcla es recirculado desde el biorreactor hasta la unidad de membrana, la cual se encuentra situada fuera de la unidad biológica.

Cuadro 14. Comparación entre las configuraciones de MBR.

Con membrana sumergida	Con membrana externa
Costos de aireación altos (90%)	Costos de aireación bajos (20%)
Costos de bombeo bajos (10%)	Costos de bombeo altos (80%)
Frecuencia de limpieza baja	Mayor frecuencia de limpieza
Flujo bajo (compactación menor)	Flujo alto (mayor compactación)
Costos de operación menores	Costos de operación elevados
Inversión inicial fuerte	Inversión inicial menor

Fuente: (Estrada, 2010).

Para la reducción de la demanda de energía, la aireación es aplicada de manera intermitente en las zonas aeróbicas (Velázquez, 2013).

En el proceso de MBR según (Velázquez, 2013) se logra reducir un 82-92% de la materia orgánica utilizando la Demanda Química de Oxígeno (DBO) y un 95% de los sólidos es una suspensión total (TSS). Estos reactores pueden proporcionar un agua de calidad suficiente para cumplir los límites de vertido o bien ser apta para un tratamiento posterior que permita su reutilización (Fernández et al., 2006)

Los MBR actúan con concentraciones altas de microorganismos: 10-30 g/l y tiempos de retención de sólidos mayores (edad de los fangos), de 40 días o superiores. Estas edades de fango elevadas pueden reducir hasta en un 40% la producción de fango, con la consiguiente reducción de costos de operación. Como consecuencia la producción de fangos es menor y permiten el crecimiento de una mayor diversidad de microorganismos, ampliándose las posibilidades de degradación de la materia orgánica compleja y refractaria. Además de necesitar: menos terreno para la instalación de la planta de tratamiento, hecho importante en el caso de instalaciones en terreno urbano; menor tiempo de puesta en marcha del proceso; y ser más eficientes en el caso de tratamiento de aguas residuales industriales (Fernández et al, 2006).

Largos tiempos de retención celular causan una menor producción de fango mientras que el bajo valor de la carga másica permite reducir el tiempo de retención hidráulica, en los BRM suele estar entre 0,5 y 8 h (Trapote, 2013).

Ventajas:

- a. Eficaz retención de los sólidos suspendidos y de los compuestos más solubles dentro del biorreactor.
- b. Logra la retención de las bacterias y virus obteniéndose un efluente estéril, lo que elimina la necesidad de llevar a cabo costosos procesos de desinfección adicionales.
- c. Reducción del espacio físico ocupado al disponer de un equipo que aúna los decantadores y los lodos activos en un solo tanque. También se ve disminuido el impacto visual.
- d. Tasas de depuración 3-5 veces mayor que sistemas convencionales (volúmenes requeridos 3-5 veces menores).
- e. Menor producción de fangos y rapidez en la puesta en marcha.

Desventajas:

- a. Formación de espumas.
- b. Ensuciamiento de las membranas.
- c. Necesidad de altas velocidades de transferencia de oxígeno.
- d. Los costos asociados a la instalación, la sustitución de membranas y al proceso de tratamiento en sí, pueden resultar elevados. Concretamente el bombeo a través de la membrana y la aireación son los costos operacionales más relevantes.

2.2.7 Oxidación química

Los lixiviados contienen con frecuencia sustancias orgánicas no biodegradables. Entre éstas se incluyen, por ejemplo, los hidrocarburos clorados. Estas sustancias se pueden oxidar químicamente, logrando así su eliminación.

El tratamiento de lixiviados por oxidación química se realiza con sustancias como: Cl_2 , CaClO_2 , KMnO_4 u O_3 (Corena, 2013).

2.2.7.1 Oxidación avanzada

Los Procesos de Oxidación Avanzada (POAs “Advanced Oxidation Processes”) son procesos fisicoquímicos capaces de producir cambios profundos en la estructura química de los contaminantes, los POAs son los procesos que involucran la generación y uso de especies transitorias poderosas, fundamentalmente el radical hidroxilo (HO^\cdot) con una elevadísima capacidad oxidante, y con tiempos de reacción muy cortos. Este radical puede ser generado por medios fotoquímicos (incluida la luz solar) o por otras formas de energía, y posee alta efectividad para la oxidación de materia orgánica. (Solís, 2016).

Debido a la altísima reactividad de estas especies es posible eliminar tanto compuestos orgánicos como inorgánicos logrando así una reducción de DQO, COT y toxicidad en las aguas residuales tratadas (Corena, 2013).

Sin embargo, estas técnicas aplicadas a gran escala, generalmente, no son aceptables económicamente. La combinación de los procesos de oxidación avanzada con tratamientos biológicos puede reducir los costes considerablemente (Martínez, 2008).

Durante el tratamiento, los compuestos orgánicos son convertidos por la acción de los radicales hidroxilo en CO_2 y H_2O o transformados en compuestos menos peligrosos susceptibles de ser eliminados usando tratamientos biológicos (Martínez, 2008).

Los POAs se clasifican en procesos fotoquímicos y no fotoquímicos, en función de la utilización o no de radiaciones luminosas en el proceso. En el Cuadro 16 se indican algunos de los más utilizados actualmente (Solís, 2016).

Cuadro 15. Clasificación de procesos de oxidación avanzada.

Procesos no fotoquímicos	Procesos fotoquímicos
Ozonización en medio alcalino (O ₃ /OH ⁻)	Oxidación en agua sub y supercrítica.
Ozonización con peróxido de hidrógeno (O ₃ /H ₂ O ₂).	Fotólisis de agua en ultravioleta de vacío (UVV).
Procesos Fenton (Fe ²⁺ /H ₂ O ₂)	UV/H ₂ O ₂ .
Oxidación electroquímica.	UV/O ₃
Radiólisis y tratamiento con haces de electrones	Foto-Fenton y relacionados
Plasma no térmico	Fotocatálisis heterogénea
Descarga electrohidráulica y ultrasonidos	Fotocatálisis homogénea

Una de las razones que han hecho que los POAs sean objeto de un interés cada vez mayor, es la posibilidad de utilizar energía solar como fuente de fotones, con el consiguiente ahorro energético y las ventajas medioambientales que ello supone. Por lo tanto tienen una mayor interés los POAs fotoquímicos (Solís, 2016). Este proceso tiene eficiencias de remoción de la DBO de 50-90% (Martínez, 2008).

Ventajas

- a. Puede alcanzarse la mineralización total de los contaminantes orgánicos.
- b. Usualmente no generan lodos que requieren tratamiento y/o eliminación.
- c. Son muy útiles para eliminar contaminantes refractarios que resisten otros métodos de tratamiento, principalmente el biológico.
- d. Tratan contaminantes a muy baja concentración.
- e. Mejoran las calidades organolépticas del agua tratada.
- f. Eliminan patógenos.

Desventajas:

- a. Elevado costo por el uso de reactivos caros (por ejemplo, agua oxigenada o el ozono) y/o el elevado consumo energético (lámparas para generar radiación UV).

2.2.8 Coagulación-floculación

En muchos casos parte de la materia en suspensión puede estar formada por partículas muy pequeñas, por tanto, su velocidad de sedimentación es muy lenta. En términos generales, las partículas coloidales de pequeño diámetro ($< 10 \mu\text{m}$) son las que le infieren color al agua, mientras que partículas de mayor diámetro, le producen turbiedad (Quintal et al., 2004). La coagulación-floculación es un proceso que usa reactivos químicos para desestabilizar la suspensión coloidal (coagulación) para que posteriormente los flóculos formados sedimenten fácilmente y de forma rápida (Rodríguez et al., 2006).

Los floculantes, llamados también ayudantes de coagulación o ayudantes de floculación, son productos destinados a favorecer estas operaciones. La acción puede ejercerse al nivel de la velocidad de reacción (floculación más rápida) o al nivel de la calidad del flóculo (flóculo más pesado, más voluminoso y más coherente) (Quintal et al., 2004).

La coagulación floculación en lixiviados puede ser empleado como tratamiento aislado o formando parte de un tratamiento combinado. Los reactivos empleados pueden variar desde los coagulantes clásicos como FeCl_3 y $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ o una combinación de ambos. También es frecuente el uso de otros agentes como la cal viva (CaO) o apagada ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o el Policloruro de Aluminio. Incluso se ha llegado a usar coagulantes naturales como, por ejemplo, extracto de semillas de *Moringa oleifera*, el cual actúa como un polielectrolito catiónico (Gálvez P, 2008).

Como lo menciona (Gálvez P, 2008), Estos reactivos se aplican tanto aislados como en combinación con distintos polielectrolitos catiónicos, aniónicos, no iónicos y neutros que actúan como floculantes.

En relación a la dosis, cada coagulante tiene una dosis óptima en la que se obtienen los mejores resultados. En general, los porcentajes de eliminación aumentan con el incremento de la dosis hasta alcanzar un valor óptimo tras el cual los rendimientos comienzan a descender. Las dosis varían entre 700 y 3000 mg/l para cloruro férrico, entre 400 y 3500 mg/l

para sulfato de aluminio y entre 1000 y 3100 mg/l para CaO y 7000 mg/l para Ca(OH)₂, aunque depende del tipo de lixiviado y de sus características.

Cada coagulante tiene un rango de pH adecuado. Los valores de pH para la dosis óptima en los estudios mostrados en la tabla 4,10 están en el rango de 4-6 para cloruro férrico y sulfato de aluminio y en torno a 12 para la cal. El control de pH en muchas ocasiones produce mejores eficiencias de eliminación de materia orgánica que en el caso de no ajustar el pH (Robles et al., 2014).

Ventajas:

- a. Eficiencias de remoción alta.
- b. Costos de mantenimiento bajos.
- c. Fácil implementación. Se puede poner en marcha en el propio vertedero sin necesidad de grandes instalaciones. Sólo requiere un tanque para la adición y mezcla de reactivos y un sistema para la separación del fango formado.

Desventajas:

- a. Aumento de las concentraciones de Al o Fe en el lixiviado tratado, en el caso de usar los coagulantes tradicionales, lo que puede afectar a la calidad del agua tratada.
- b. Producción de fango que debe ser tratado o gestionado.
- c. Sensibilidad del proceso al pH.
- d. Considerables costes de operación debido al alto consumo de reactivos. Los costos dependerán del tipo de reactivo y las dosis empleadas, por lo que debe seleccionarse la dosis óptima para que el consumo de reactivo sea lo menor posible.

2.2.9 Electrocoagulación

La electrocoagulación es un proceso que utiliza la electricidad para eliminar contaminantes en el agua que se encuentran suspendidos, disueltos o emulsificados. La técnica consiste en inducir corriente eléctrica en el agua residual a través de placas metálicas paralelas de diversos materiales, dentro de los más comúnmente utilizados están el hierro y el aluminio. La corriente eléctrica proporciona la fuerza electromotriz que provoca las reacciones químicas que desestabilizan las formas en las que los contaminantes se encuentran presentes,

bien sea suspendidas o emulsificadas formando agregados. Cuando esto ocurre, los contaminantes forman componentes hidrofóbicos que se precipitan y/o flotan y se pueden remover fácilmente por algún método de separación de tipo secundario (Ruiz, 2005).

Un reactor para la electrocoagulación está formado por una celda electrolítica, esta a su vez consta de ánodo y cátodo conectados a una fuente voltaica, los cuales con el paso de corriente eléctrica aportan los iones desestabilizadores de partículas coloidales, permitiendo la formación in situ de coagulante, que generará compuestos metálicos que suplen las funciones de los compuestos químicos que se utilizan en el tratamiento convencional (Morales, 2007). Resulta ser una tecnología alternativa con un porcentaje de remoción entre 50-99% para contaminantes disueltos, en forma emulsionada o no y partículas suspendidas (Ruíz, et al., 2007).

Las condiciones generales de operación para el proceso de electrocoagulación se presentan en el Cuadro 17, obtenida de (Guanoluisa, 2012):

Cuadro 16. Condiciones generales de operación Consumos de energía Desgaste de electrodos.

Variable	Condición
Consumos de energía	Varían entre 0,1 a 1,0 kWh/m ³ dependiendo del tipo de lixiviado.
Desgaste de electrodos	Está directamente relacionado con la corriente aplicada al sistema y el tiempo de residencia del agua residual. Se estima un mínimo de replazo de los electrodos de una a dos veces por año.
Condiciones de operación	Puede funcionar de forma automática, mediante controles electrónicos que regulan la corriente y el voltaje de acuerdo a la calidad del agua residual
Producción de lodos	Está directamente relacionada con el nivel de contaminación del lixiviado y de las especies catiónicas que se disuelven el agua de acuerdo con la corriente aplicada a los electrodos. Se obtiene un lodo compacto con un nivel de humedad entre un 97 a 99%

El sistema de tratamiento posee distintas variables que influyen en el correcto funcionamiento del mismo, según lo descrito por (Guanoluisa, 2012) las más importantes son:

- pH: en términos generales las eficiencias más altas en remoción se han obtenido a pH cercanos a 7
- Densidad de corriente: el aumento en la densidad de corriente representa un incremento en los costos de operación y un mayor porcentaje de remoción.
- Conductividad: la adición de cloruro de sodio o calcio aumenta la conductividad del agua residual a la vez que disminuye los efectos adversos de los iones carbonatos o sulfatos.
- Material del electrodo: debe tener resistencia química y buenas propiedades electroquímicas. Usualmente se usan electrodos de aluminio y hierro.

Ventajas:

- a. Requiere de equipos simples y fáciles de operar, con la suficiente libertad operacional para manejar los problemas encontrados en su funcionamiento.
- b. Elimina requerimientos de almacenamiento y uso de productos químicos.
- c. Genera lodos más compactos y en menor cantidad, que involucra menor problemática de disposición de estos lodos.
- d. Alta efectividad en la remoción de un amplio rango de contaminantes.
- e. Produce efluentes con menor cantidad de SDT comparado con los tratamientos químicos
- f. Remueve las partículas coloidales más pequeñas.

Desventajas:

- a. Reposición de los electrodos de sacrificio continuamente eleva los costos.
- b. Los lodos contienen altas concentraciones de hierro y aluminio, dependiendo del material del electrodo utilizado.
- c. No es efectivo en la remoción de DBO soluble, proveniente de solventes y anticongelantes.
- d. El uso de electricidad puede ser costoso en muchos lugares.
- e. Inversión inicial elevada.
- f. Una película de óxido impermeable puede formarse en el cátodo que lleva a la pérdida de eficiencia del proceso.

2.2.10 Fitorremediación

La fitorremediación, es una técnica de digestión química que consiste en el uso de especies vegetales con la intención de minimizar agentes contaminantes, por sus procesos de degradación, descomposición y transformación, tanto de hidrocarburos como de metales pesados, sulfuro y ácidos orgánicos (Chávez et al, 2016).

Para la fitorremediación existen varias técnicas metodológicas definidas (Chávez et al, 2016):

- Fitodegradación: las plantas transforman contaminantes orgánicos en sustancias menos tóxicas, en asociación con microorganismos cercanos al sistema de la raíz;
- Fitoestimulación: donde las secreciones de las raíces favorecen el crecimiento de microorganismos, hongos y bacterias que mineralizan los contaminantes;
- Fitovolatilización: desde la raíz, la planta metaboliza y transporta algunos componentes y elementos que luego libera en la transpiración;
- Fitoestabilización: sistema de raíz denso que reduce la biodisponibilidad de los metales pesados.
- Fitoextracción: algunas especies de plantas que se cosechan con facilidad acumulan los agentes contaminantes en raíces, tallos o follaje, principalmente extrayendo metales pesados, basados en procesos de oxidación-reducción.

Una planta acumuladora puede realizar cualquiera de los mecanismos de fitorremediación siguiendo tres fases (Fernandez, 2014):

- i. Absorción: se realiza a través de las raíces y las hojas mediante las estomas y la cutícula de la epidermis (Watt y Evans, 1999), absorben los compuestos por ósmosis dependiendo de factores externos como la temperatura, el pH del suelo, el peso molecular. Después de cruzar la membrana, los contaminantes son distribuidos a través de toda la planta.
- ii. Excreción: los contaminantes que se absorben por las raíces, se excretan vía hojas (fitovolatilización). Cuando las concentraciones de los contaminantes son elevadas, solo pequeñas fracciones (menos del 5 %) se excretan sin cambios en su estructura química”.

- iii. Desintoxicación de contaminantes: se lleva a cabo por la vía de la mineralización hasta dióxido de carbono en el caso de contaminantes químicos orgánicos que se degradan; para altas concentraciones se utiliza la incineración controlada y se desechan las cenizas en los lugares disponibles para este fin.

Podemos distinguir distintos sistemas de fitorremediación entre los sistemas blandos de bio-depuración, como: humedales artificiales y las lagunas algales de alta tasa. Describas más adelante.

Ventajas:

- a. Aplicado a una gran cantidad de compuestos, orgánicos como inorgánicos.
- b. Su aplicación in-situ ejerce un mínimo impacto sobre los terrenos donde es aplicada.
- c. No requiere de equipo caro o personal altamente especializado.
- d. Aplicaciones in-situ disminuyen la propagación de los contaminantes.
- e. Es una tecnología sustentable.
- f. Es aplicable a ambientes con concentraciones de contaminantes de bajas a moderadas.
- g. Es de bajo costo, no requiere consumo de energía.
- h. Es estéticamente agradable.
- i. Tiene una versatilidad potencial para tratar una gama diversa de materiales peligrosos.

Desventajas:

- a. Restringida a sitios con una concentración baja en contaminantes.
- b. Restringida por condiciones climáticas de las plantas utilizadas.
- c. Requiere de una disposición adecuada de las plantas una vez que son cosechadas.
- d. Puede afectar la biodiversidad si se introducen especies no nativas para remediar.
- e. Es un proceso relativamente lento (con especies de vida larga, como árboles o arbustos)
- f. Es dependiente de las estaciones
- g. Los contaminantes acumulados en las hojas pueden ser liberados nuevamente al ambiente.

- h. Los contaminantes pueden acumularse en maderas para combustión
- i. Se requieren áreas relativamente grandes
- j. Pudiera favorecer el desarrollo de mosquitos (en sistemas acuáticos).

2.2.10.1 Humedales artificiales

Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas con una frecuencia y duración que permitan mantener saturado el terreno. Suelen tener aguas con profundidades inferiores a 60 cm, con plantas emergentes tales como espadañas, carrizos y juncos. La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del lixiviado, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar (Espinosa, 2014).

Los humedales artificiales se pueden definir como sistemas biológicos confinados mediante algún tipo de impermeabilización, que surgen a partir de la simulación de los mecanismos propios de los humedales naturales para la depuración de las aguas, donde se combinan procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren al interactuar las aguas con el suelo, las plantas, los microorganismos y la atmósfera, dando lugar a la aparición de procesos de sedimentación, filtración, adsorción, degradación biológica, fotosíntesis, fotooxidación y toma de nutrientes por parte de la vegetación (Roig, s. f.).

Los humedales artificiales, pueden reducir una amplia gama de contaminantes del agua tales como: sólidos en suspensión, DBO, nutrientes, metales, patógenos y otros productos químicos (Espinosa, 2014).

Como señala (Beltrán & Borrero, 2012), los humedales artificiales se clasifican, de acuerdo al sistema de circulación de las aguas, en humedales de flujo libre, flujo subsuperficial horizontal y flujo subsuperficial vertical, configuraciones que han sido aplicadas para el tratamiento de lixiviados, mostrando diferencias respecto de las eficiencias de remoción de contaminantes según los procesos de eliminación y degradación presentados en cada uno de estos (Rash y Liehr, 1999; Yalcuk y Ugurlu, 2009).

Los HA presentan alto tiempo de retención hidráulica y grandes volúmenes de proceso, una de las características que los hace una tecnología viable para el tratamiento de lixiviados,

pues están en la capacidad de amortiguar las fluctuaciones de caudal y evitan la acumulación de precipitados (Giraldo, 2001).

De acuerdo con (Beltrán & Borrero, 2012), varía normalmente en un rango de 40 a 400m³/día, con lo que la capacidad no sería un factor que limitase su aplicación, siempre y cuando se disponga de las superficies o áreas suficientes .

Se han reportado en sistemas de humedales artificiales operados en flujo subsuperficial remociones aproximadamente del 27-98%, 11,1-96% y 17,3-88% para DBO, DQO y SST, respectivamente (Beltrán & Borrero, 2012).

Ventajas:

- a. Proporcionan un tratamiento eficaz, eliminando un amplio espectro de contaminantes: materia orgánica, nutrientes, microorganismos patógenos, metales pesados, etc.
- b. Sus costes de inversión, operación y mantenimiento son significativamente menores que los de los sistemas convencionales de tratamiento.
- c. El aporte de oxígeno es espontáneo.
- d. No generan fangos.
- e. Aguantan bien las fluctuaciones de caudal o de carga contaminante.
- f. Están bien integrados dentro del paisaje, contribuyen al desarrollo de vida salvaje y tienen la posibilidad de ser utilizados para la concienciación y educación medioambiental.

Desventajas:

- a. En países con clima templado durante el invierno disminuye la efectividad de depuración.
- b. La eliminación de fósforo es baja y disminuye con el tiempo.
- c. Requieren grandes extensiones de terreno para alcanzar resultados satisfactorios.
- d. No pueden ser alimentados directamente con aguas residuales de altas cargas orgánicas o de sólidos suspendidos. Requieren pretratamientos, al menos, para eliminar un exceso de sólidos suspendidos que podría provocar la obturación del lecho en poco tiempo.

2.2.10.2 Laguna algal de alta tasa

Son lagunas con una configuración simple, llamadas HRAP por sus siglas en inglés, pueden tratar efluentes variables en calidad, de bajo contenido de materia orgánica y nutrientes, eliminar patógenos y producir biomasa, que, al ser cosechada, podría ser empleada como fertilizante, alimento o para generar biocombustibles (Hernández et al., 2015).

Las principales características de estos sistemas se resumen en el Cuadro 18 (Hernández et al., 2015).

Cuadro 17. Principales características de las lagunas algales de alta tasa.

Característica	Unidad
Profundidad	0,2-1 m
Largo	2-3 m
Forma	Abierta y circular
Tipo de mezcla	Completa, continua
Tiempo de residencia hidráulico	2-8 días
Tiempo de residencia celular	4-13 días
Energía	Luz solar

Este sistema se ve afectado por el ritmo diurno, ya que su funcionamiento está sujeto a la actividad fotosintética de las algas en la mezcla y en la columna de agua, lo cual genera variaciones en la concentración de oxígeno disuelto (OD) y el pH durante el día. Sin embargo, el rendimiento del sistema depende del proceso de mezcla, el cual está determinado por las propiedades hidrodinámicas, como la velocidad de circulación, la presencia de zonas muertas y el rozamiento del agua con las paredes del sistema, que a su vez son influenciadas por la geometría de la laguna (Hernández et al., 2015).

Ventajas:

- a. Asimilan cantidades significativas de nutrientes orgánicos e inorgánicos disueltos, por lo general con una preferencia por NH_4^+

- b. Altas eficiencias en eliminación de contaminantes.
- c. Alta productividad de biomasa.
- d. Obtención de biocombustibles.
- e. Son de bajo costo

Desventajas

- a. Elevada cantidad de energía consumida en el proceso de agitación.
- b. Baja productividad por sedimentación de biomasa.
- c. El pH se reduce durante la noche, lo que reduce la eliminación del nitrógeno y el fósforo, ya que se afectan los procesos de volatilización y la precipitación relacionados con el pH.
- d. Temperaturas altas puede aumentar la densidad de especies planctónicas y hongos indeseables.
- e. Como se trata de sistemas de alta tasa fotosintética, la saturación de oxígeno disuelto en el día puede llegar a niveles superiores al 200% y alcanzar concentraciones hasta de 20 g/m^3 . Estos niveles de oxígeno disuelto pueden afectar la productividad de las algas, así como promover la oxidación bacteriana, y afectar en ocasiones el tratamiento de las aguas residuales.

2.2.11 Adsorción con carbón activado

El carbón activado posee la virtud de adsorber en su superficie uno o más componentes (átomos, moléculas, iones) del líquido que está en contacto con él. Este fenómeno se denomina poder adsorbente. La adsorción es la responsable de purificar, desodorizar y decolorar el agua u otros sólidos, líquidos o gases que entren en contacto con el elemento adsorbente (Mendez et al, 2002).

El carbón activo puede tener un área superficial entre 500 y $2500 \text{ m}^2/\text{g}$. Este es el adsorbente más versátil de todos, pues reúne una serie de factores que lo muestran atractivo para muchos procesos. La superficie del carbón activo es esencialmente no polar, por ello no adsorbe fuertemente agua, así que puede ser utilizado para tratamiento de aguas o en procesos con gases húmedos (SAAH, 2015).

El carbón activo se encuentra en el mercado en forma de gránulos o en polvo. El diámetro de las partículas del carbón en polvo es generalmente inferior a 0,1 mm, siendo normales carbones en polvo con partículas comprendidas entre 10 y 50 micras, mientras que en los carbones granulares comerciales el tamaño medio de partícula varía usualmente entre 0,2 y 1,7 mm. El carbón que se usa con más regularidad es el Granular (CAG) ya que es más fácil su manipulación y su proceso de reciclaje y reactivación es más sencillo y económico (SAAH, 2015).

Combinar diferentes granulometrías garantiza una la calidad del efluente, llegando a eliminar hasta el 80% de la DQO no biodegradable (DQO refractaria). Este sistema requiere regenerar el carbón activo una vez agotado, y eliminar mediante purga los fangos biológicos para que no colmaten el filtro. No es capaz de retener sales disueltas.

Generalmente se trabaja con CAG, en columnas verticales de acrílico como medio de contacto entre el lixiviado y el carbón, haciendo pasar el lixiviado con un flujo ascendente, impulsado por una bomba de diafragma, para este proceso las variables que determinan la eficiencia son el TRH y el caudal o gasto (Cañuelo, 2016).

Ventajas:

- a. Especial para remoción de mal olor, sabor o color desagradable.
- b. Remueve plaguicidas y compuestos orgánicos volátiles.
- c. Económicos.
- d. Fáciles de operar y mantener.
- e. Uso ampliamente manipulado.

Desventajas:

- a. Mantenimiento frecuente.
- b. Esta tecnología no destruye los contaminantes y eventualmente se requiere de otra tecnología que si lo haga.
- c. Generan residuos que deben ser dispuestos en vertederos controlados.

Costos Asociados: los costos del carbón se encuentran asociados a su tipo. Sus valores oscilan entre 0,99 y 5,51 dólares por kilogramo.

2.2.12 Osmosis inversa

Esta tecnología es un proceso de separación por membranas, la cual es utilizada en la remoción de altas concentraciones de sólidos disueltos. La osmosis inversa esencialmente “filtra” los sólidos disueltos en el agua forzando a pasar el agua a través de una membrana mediante la aplicación de una fuerza que excede la presión osmótica de los componentes disueltos en la solución (Chávez, 2011).

Esta tecnología sirve principalmente para eliminar sólidos totales, así como sales disueltas, ayuda a disminuir la concentración de diferentes metales y metaloides (Chávez, 2011).

En algunos trabajos ya realizados para comprobar la eficacia de las membranas dependiendo del material que estén hechas, para la eliminación del COT presente en los lixiviados de vertederos se llegaron a obtener resultados del 88 % de eliminación de este compuesto, utilizando membranas de poliamida, mientras que con membranas de celulosa obtuvieron resultados inferiores. Otros estudios realizados tanto en laboratorios como a nivel industrial han demostrado que el tratamiento de OI es uno de los métodos más eficientes para tratar los lixiviados de vertederos, ya que los resultados obtenidos en estos estudios fueron de rendimientos de eliminación del 98 % y 99 % para DQO como para la concentración de metales pesados (Chávez, 2011).

La OI no resulta útil para la retención de lixiviados con contenidos en ácido y otras especies volátiles, para ello es necesario combinarlo con un pretratamiento biológico. Esta tecnología no requiere de un alto consumo energético. Por otro lado, este tratamiento presenta algunos inconvenientes referentes al ensuciamiento y colmatación de sus membranas, lo que obliga a realizar continuos lavados, retrolavados, limpiezas y reemplazos de las membranas, lo que aumenta el coste de la operación como en el mantenimiento.

Ventajas:

- a. Bajo consumo energético.
- b. Los químicos no son necesarios para la regeneración de las membranas.
- c. El sistema funciona continuamente con muy poco mantenimiento.

Desventajas:

- a. Lixiviados muy viejos presentan problemas.
- b. Se puede generar colmatación asociada a la precipitación de calcio y el hierro.
- c. Disminución de eficiencia debido al aumento de la concentración de DBO.
- d. Alto costo de las membranas
- e. Requiere de personal capacitado para su operación y mantenimiento.

A manera de resumen se presenta el Cuadro 19, donde se observan las principales características a tomar en cuenta a la hora de seleccionar el mejor sistema de tratamiento.

Cuadro 18. Resumen de características de los sistemas de saneamiento.

No	Tecnología	Ocupación de Terreno	Costos	Capacidad técnica	Eficiencia de remoción
1	Recirculación de lixiviados	Bajo	Bajo	Baja	Baja
2	Evaporación de lixiviados	Alto	Bajo	Baja	Baja
3	Tratamiento conjunto aguas residuales de la comunidad	Bajo	Bajo	Baja	N.A.
4	Lagunas anaerobias	Alto	Bajo-Medio	Baja-Media	Baja-Media
5	Filtro anaerobio	Medio-Alto	Medio-alta	Media-alta	Media
6	Reactor de lecho expandido o fluidizado	Bajo	Alto	Media-Alta	Media
7	Reactor anaerobio de flujo ascendente	Bajo-Medio	Bajo-Medio	Baja-Media	Media
8	Lagunas aireadas	Medio	Alto	Baja	Alta
9	Lodos activados	Bajo-Medio	Medio-Alto	Media	Alta
10	Biodiscos	Bajo	Medio-Alto	Media-Alto	Media
11	Biorreactores con membranas	Bajo-medio	Alto	Media-alta	Alta

No	Tecnología	Ocupación de Terreno	Costos	Capacidad Técnica	Eficiencia de remoción
12	Oxidación química	Medio	Alto	Media	Media-Alta
13	Coagulación y precipitación	Medio	Medio	Media	Media-Alta
14	Electrocoagulación	Medio	Alto	Media	Media
15	Humedales artificiales	Alto	Bajo	Baja	Baja-Media
16	Lagunas algales de alta tasa	Bajo-Medio	Bajo-Medio	Baja	Bajo-Medio
17	Adsorción con carbón activado	Bajo-medio	Bajo-medio	Baja	Media
18	Osmosis inversa	Medio-Alto	Medio-alto	Media-alta	Media-alta

*N.A. No aplica

2.3 PRESELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Partiendo de la identificación y caracterización de tecnologías descritas en el punto 5.2, se procedió a realizar la preselección de los sistemas de tratamiento que posteriormente serán sometidos a métodos de selección, hacia la obtención del tren de tratamiento más idóneo para el relleno sanitario de San Ramón.

En la preselección se analizó cada tecnología por separado basándose en el resumen presentado en el Cuadro 19, la cual muestra la síntesis de las tecnologías en cuanto a ocupación de terreno, costos, capacidad técnica y eficiencia de remoción.

Para la preselección de las tecnologías es necesario tener en cuenta las siguientes limitantes:

- 4) Se cuenta con un área de 1000m² para la construcción de la planta de tratamiento.
- 5) Ingresará un caudal que varía de los 260 a 400 m³/mes.
- 6) Los lixiviados entran con una concentración de 7838,8 y 6789,4 mg/L de DQO y DBO respectivamente, datos tomados de la simulación de relleno nuevo realizada en Modulo 4.0, (observar punto 5.1.2.2), esto debido a que a la planta de tratamiento entrarán los lixiviados de ambos vertederos, recordando que la concentración de

contaminantes varía según la edad del mismo por lo que no se utilizan las concentraciones de las pruebas de lixiviados realizados en el CEQUIA (Anexo 1), ya que estos únicamente corresponden al lixiviado del vertedero maduro que próximamente cesará su funcionamiento.

- 7) Sólidos totales de 4870mg/L aproximadamente
- 8) La planta de tratamiento será administrada por la Municipalidad de San Ramón, que al ser una institución gubernamental cuenta con presupuesto limitado para su construcción, operación y mantenimiento.

2.3.1 Recirculación de lixiviados

Esta tecnología se descarta para la aplicación en el relleno sanitario de San Ramón pues, aunque es económica y la ocupación de terreno es baja, como lo menciona (Martinez et al, 2014) es un sistema de pretratamiento que no da las características finales del lixiviado para poder ser vertido en el cuerpo receptor (cuenca del río Barranca). Además, como la planta será colocada en una zona de clima tropical donde la humedad del suelo es alta debido a sus abundantes precipitaciones, la reinyección del lixiviado al relleno podría provocar aumentos significativos de las presiones internas de los fluidos, gases y líquidos, que comprometen la estabilidad estructural de los taludes (Giraldo, 2001).

Por otra parte, existe el riesgo de exposición ambiental y de enfermedades a los trabajadores cuando los lixiviados son aplicados a la superficie del relleno y no se hace de la manera correcta, aumentando la proliferación de vectores (Jaramillo, 2002).

2.3.2 Evaporación de lixiviados

La evaporación de lixiviados no puede ser aplicada en el relleno sanitario de San Ramón, debido a que requiere grandes extensiones de terreno, mayor a los 1000 m² (mediante radiación) solar ya que necesita espejos muy finos (10 cm) de lixiviados para que se evaporen (Garcés C., 2016), además que al encontrarse en una zona donde la precipitación supera los 2000 mm anuales paraliza el proceso de evaporación en épocas de invierno (Vicente, 2012). Al no poder evaporar en periodo lluvioso se debe almacenar el lixiviado en pilas de almacenamiento, para el caso de San Ramón en esa época se espera obtener

aproximadamente 2400 m³ y lo recomendable es que las pilas no superen el metro de profundidad por lo que solo para la construcción de las pilas de almacenamiento se ocuparía el doble de terreno del disponible.

Otro factor de gran importancia que menciona (Garcés C., 2016), es que dependiendo del pH al cual se realice la evaporación, sea por radiación solar o por calentamiento utilizando la energía de gas, los compuestos orgánicos volátiles, ácidos grasos volátiles y amoníaco, se pueden arrastrar junto con el vapor de agua y ser contaminantes atmosféricos.

2.3.3 Captación y tratamiento conjunto aguas residuales de la comunidad

La limitación que posee esta tecnología para su aplicación en el relleno sanitario de San Ramón es la falta de un sistema de tratamiento de aguas residuales de las comunidades cercanas por lo que la captación y conducción de los lixiviados tendría que realizarse por cientos de varios kilómetros hasta donde se encuentra la planta más cercana y sería muy costoso e innecesario.

2.3.4 Lagunas anaerobias

Los parámetros óptimos de diseño más relevantes para seleccionar las lagunas anaerobias como sistema de tratamiento son: un pH entre 6,8-7,4, una temperatura 20-30 °C y una carga volumétrica entre 80-300 g DBO₅/m³día (Cortés M., Treviño C., & Tomasini O., 2017), con respecto a estos parámetros los lixiviados de San Ramón cumplen haciéndolo un sistema viable.

Otra característica que las hace candidatas a ser implementada en el relleno sanitario de San Ramón es que sus costos de operación y mantenimiento y su capacidad técnica se mantienen en un rango de bajo a medio como se muestra en el Cuadro 19. Sin embargo, las lagunas por separado presentan eficiencias de remoción bajas por lo que requiere de un tratamiento posterior, ya sea otra laguna (facultativa, maduración), u otra tecnología para maximizar su eficiencia. No obstante, se tomará en cuenta para ser implementado como primera etapa del tratamiento.

Las lagunas anaerobias requieren grandes áreas de terreno por lo que para determinar si el diseño cabe dentro del área disponible por la municipalidad de San Ramón se realizaron los cálculos pertinentes (Anexo 2), donde se obtuvieron los resultados del Cuadro 20:

Cuadro 19. Área requerida y porcentaje de remoción de las lagunas de estabilización diseñadas para el relleno sanitario de San Ramón.

Sistema	Área (m²)	% de remoción DBO
Laguna anaerobia	171	66%
Laguna facultativa	251	70%
Laguna de maduración	320	78%

Como se observa las tres lagunas pueden implementarse debido a que no superan el área disponible, ya sea que se quieran usar las 3 como un sistema de tratamiento completo o alguna de ellas aunado a otro sistema.

2.3.5 Filtro anaerobio

Los filtros anaerobios tienen una media de remoción de sólidos suspendidos y DBO entre el 50-85% y sus costos de construcción, operación y mantenimiento son moderados dependiendo del material de embalaje (von Sperling & de Lemos, 2005). Al igual que las lagunas anaerobias los filtros son una buena opción para ser utilizados en la primera fase del tren de tratamiento, necesitando de otra tecnología conjunta para generar un efluente de calidad que cumpla con la normativa de vertido establecida.

Las características del lixiviado de San Ramón cumplen con los parámetros físicos y químicos óptimos para la ejecución de un filtro anaerobio como se puede observar en el Cuadro 21.

Además, se comprueba que la ocupación de terreno es adecuada para el área predeterminada en San Ramón, los cálculos de las dimensiones del filtro se pueden encontrar en el Anexo 2.

Cuadro 20. Parámetros de diseño recomendados para filtros anaerobios vs parámetros de San Ramón.

Parámetro	Valor óptimo	Valor de San Ramón
Temperatura	20-40 °C	23°C
pH	6,6-7,6	6,6
Sólidos totales (mg/L)	375-12000	3158
Alcalinidad total (mg/L)	2 000 - 5 000	3926
Zinc (mg/L)	1	0,47
Níquel (mg/L)	3	0,039
DBO (mg/L)	12000	6700

Por lo tanto, este sistema se va a considerar para el relleno sanitario de San Ramón como tratamiento primario.

2.3.6 Reactores de lecho expandido o fluidizado

A pesar de que este sistema necesita poco espacio para su construcción, se decide descartar para el relleno sanitario de San Ramón debido a que la complejidad de operación y mantenimiento es alta, necesitando de personal calificado para mantener controlada la velocidad ascensional del flujo, la cantidad de efluente recirculado y el tiempo de retención, parámetros que pueden afectar considerablemente el rendimiento de sistema (Sandoval, 2015), produciendo un efluente de baja calidad que no cumpla con las cuantificaciones de vertido. Asimismo, los costos de operación son elevados debido al gasto energético que se requiere para la distribución del líquido.

2.3.7 Reactor UASB

Como se observa en el Cuadro 19, los reactores UASB, presentan buenas características para su implementación en el relleno sanitario de San Ramón, como la ocupación de terreno, los

costos y la capacidad técnica no son elevados, la municipalidad puede asumir su implementación tanto en construcción, operación y mantenimiento.

Para que los reactores UASB alcancen su eficiencia máxima deben tener condiciones específicas como se muestra en el Cuadro 22, comparándolas con las condiciones del relleno sanitario de San Ramón.

Cuadro 21. Comparación de parámetros óptimos para el funcionamiento correcto de un UASB vs parámetros del relleno Sanitario de San Ramón.

Parámetro	Óptimo	San Ramón
Solidos (mg/L)	>8000	4872
pH	Cercano a 7	6,57
Relación DQO:N:P	300:5:1	300:155:2

En el Anexo 2, se encuentra la memoria de cálculo donde se determinó que las dimensiones del reactor caben dentro del área dispuesta por la municipalidad, arrojando un área de 8,86m², y una eficiencia de remoción del 73%.

2.3.8 Lagunas aireadas

Las lagunas aireadas son una buena opción para ser utilizadas en el relleno sanitario de San Ramón debido a que su eficiencia de remoción según los cálculos realizados, es bastante alta (94%) y la ocupación de terreno es adecuada para el área disponible (65 m²), también es una buena alternativa ya que la capacidad técnica de operación es relativamente baja, por lo que los funcionarios del relleno pueden controlarla de manera adecuada, sin embargo sus costos de operación pueden ser bastante elevados por el consumo energético requerido para la aireación continua de la misma, por lo que se decide no tomar en cuenta y buscar otra alternativa que se ajuste más a las necesidades de la municipalidad.

2.3.9 Lodos activados

Este sistema es una adaptación de las lagunas aireadas, sin embargo, se decide seleccionar como sistema de tratamiento para el vertedero debido a que la planta recibirá un caudal bajo por lo tanto los costos de aireación, que se consideran el principal inconveniente, no serían tan elevados en comparación a los beneficios que presenta esta tecnología: buena eficiencia de remoción del 90% según los cálculos observados en el Anexo 2 y la facilidad de operación y mantenimiento (Carlos Aragón cruz, 2009).

2.3.10 Biodiscos

Esta tecnología presenta muy buena eficiencia de remoción y requiere poco espacio para su construcción, además posee la ventaja de requerir bajo consumo de energía y mantenimiento (Ordóñez L. & Betacur P., 2003), no obstante, es una tecnología que requiere una inversión inicial elevada al ser una tecnología que debe ser importada, y su uso no ha sido muy explorado en Costa Rica ya que es una tecnología relativamente nueva por lo que es difícil de encontrar parámetros estándar para su diseño, funcionamiento, operación y mantenimiento (Deloya, 2001), debido a esto se considera dejar este sistema fuera de los recomendados para el relleno sanitario de San Ramón.

2.3.11 Biorreactores con membranas

Los costos asociados a la instalación, la sustitución de membranas y al proceso de tratamiento en sí resultan bastante eminentes para esta tecnología (Corrado R., 2010), además requiere de capacidades técnicas y operativas elevadas que suman más inversión para la municipalidad de San Ramón al tener que contratar más funcionarios o capacitar a los mismos para que operen y den sostén a la planta, por lo cual no son las condiciones idóneas, a pesar de tener porcentajes de remoción bastante altos (80-95%) y se decide descartar esta opción ya que se desea implementar un sistema de tratamiento que resulte viable tanto en su eficiencia como en su construcción y mantenimiento por el tiempo que el relleno esté activo así como para su posterior cierre técnico.

2.3.12 Oxidación química avanzada

El principal inconveniente de los POAs es su eminente precio por el uso de reactivos costosos (por ejemplo, agua oxigenada o el ozono) y el elevado consumo energético por la utilización de lámparas para generar radiación UV (Martínez, 2008). Por lo que es una tecnología que a pesar de poder remover en un alto porcentaje los contaminantes presentes en los lixiviados del relleno sanitario de San Ramón, no es asequible tanto en el aspecto económico como en el aspecto técnico para la institución, por lo que queda descartado la implementación del mismo.

2.3.13 Coagulación floculación

El principal inconveniente de la coagulación- floculación es el uso de reactivos que pueden ser bastante costosos para la municipalidad de San Ramón, además de la producción de fangos que deben ser tratados (costo adicional) o reincorporados al relleno sanitario, lo cual reinyecta algunos contaminantes al mismo siendo lavados por las lluvias y llegando nuevamente a la planta de tratamiento, aumentando la concentración de compuestos como Al o Fe en el lixiviado (Gálvez P, 2008), lo que puede perjudicar la calidad del agua de vertido, por esto se decide descartar esta tecnología.

2.3.14 Electrocoagulación

La electrocoagulación presenta desventajas para ser implementado en el área de estudio seleccionado, dentro de las que cabe destacar que la eficiencia de remoción disminuye considerablemente cuando se requiere tratar DBO soluble (Ruiz, 2005). Asimismo, el uso de electricidad constante resulta en un alto costo para ser cubierto por la institución y el cambio de los electrodos también generan un gasto significativo el cual se estima debe realizarse mínimo dos veces por año (Acero, 2012), por lo que se decide descartar el método y seleccionar uno que se acople mejor a las necesidades de la municipalidad de San Ramón.

2.3.15 Humedales artificiales

Los humedales artificiales son tecnología bastante económica y no necesita personal altamente capacitado para su operación y mantenimiento por lo que son una buena opción para ser implementados en el relleno sanitario de San Ramón. Sin embargo a elevadas concentraciones de contaminantes disminuye su eficiencia por lo que no pueden ser alimentados directamente con aguas residuales de altas cargas orgánicas o de sólidos suspendidos y requieren un tratamiento previo (Beltrán & Borrero, 2012), por lo que se seleccionaría como tratamiento terciario para pulir el agua que ya ha pasado por algún otro u otros sistemas de tratamiento previo (Espinosa, 2014).

2.3.16 Lagunas algales de alta tasa

Las lagunas algales son más efectivas al tratar efluentes con bajo contenido de materia orgánica por lo que se decide descartar este método debido a que los lixiviados de San Ramón presentan concentraciones muy elevadas de materia orgánica lo que podría inhibir el funcionamiento de la laguna (Hernández et al., 2015), además como se menciona en el punto 5.2.10.2, es un sistema que depende mucho de las horas sol debido a la actividad fotosintética de las algas, por lo que su eficiencia disminuye en las noches y también es afectada por las variaciones de pH y las lluvias, asimismo si el lixiviado presenta material sedimentable también promueve una disminución en la eficiencia.

Por otra parte, aunque su costo de construcción y mantenimiento son bajos, se requiere de un suministro eléctrico continuo para mantener un adecuado proceso de mezcla (Cabrera C. & Pulla T., 2014), lo que refleja un aumento en la facturación eléctrica de la municipalidad.

2.3.17 Adsorción con carbón activado

El carbón activado tiene la capacidad de adsorber los contaminantes del lixiviado, no obstante, no los degrada y se debe realizar una correcta limpieza y eliminación de las partículas contenidas en el filtro constantemente (Méndez N., Godoy S., & Quintal, 2002), dichos residuos igualmente contaminantes deben someterse a otro sistema de tratamiento (sumando gastos a la municipalidad) o depositarlos nuevamente en el relleno, si al filtro no

se le da el adecuado mantenimiento se satura el carbón y disminuye su eficiencia drásticamente, por otra parte, en cada lavado se pierde material por lo que hay que reponerlo constantemente generando gastos continuos si no se da una adecuada operación y mantenimiento, por estas razones se decide descartar la implementación del método en el relleno sanitario de San Ramón.

2.3.18 Osmosis inversa

La osmosis inversa despliega la ventaja de presentar altos porcentajes de remoción de contaminantes en lixiviados 98-99%, sin embargo, es una tecnología que requiere de un personal calificado para su operación y mantenimiento, por la necesidad de realizar limpiezas y remplazos continuos a las membranas (Astorga, 2018), esto y los altos costos asociados a la inversión inicial, así como al remplazo de las membranas donde su precio puede variar dependiendo del tipo y la marca como lo menciona (Astorga, 2018), desde los 200 000 a los 2 000 000 de colones.

A manera de resumen se presenta el Cuadro 23, donde se muestran los sistemas de tratamiento seleccionados previamente, que cumplen con las mejores características para ser implementados en el relleno sanitario de San Ramón.

Cuadro 22. Sistemas de tratamiento preseleccionados para su implementación relleno sanitario de San Ramón.

No	Sistema de tratamiento
1	Lagunas Anaerobias
2	Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente
3	Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente
4	Lodos Activados
5	Humedales Artificiales

De acuerdo a estos sistemas de tratamiento y según literatura consultada se proponen los siguientes trenes de tratamiento, con el fin de obtener un efluente de la mejor calidad para asegurarse cumplir con la norma de vertido de manera permanente.

- a. Laguna anaerobia + laguna facultativa + laguna de maduración
- b. UABS + lodos activados
- c. FAFA + lodos activados
- d. UASB + FAFA + Humedales Artificiales

2.4 SELECCIÓN DE SISTEMAS DE SANEAMIENTO

2.4.1 Definición y cálculo de los criterios e indicadores de selección

Para que la implementación de un tren de tratamiento sea sostenible a lo largo de toda la vida útil de un relleno sanitario no solo es imprescindible la parte económica que asegure que podrá suplir sus necesidades tanto de inversión inicial como de operación y mantenimiento, sino que se deben analizar otros factores como la parte técnica que determina si la municipalidad o ente encargado del relleno podrá hacer frente al manejo de la tecnología, o en todo caso si requieren de capacitación para lograrlo.

Los criterios e indicadores de selección usados en este trabajo han sido escogidos con base a estudios previos realizados por diferentes autores, que han trabajado en el campo de selección de tecnologías para el manejo de lixiviados. Según esos estudios, los criterios más importantes a tomar en cuenta son aspectos técnicos y económicos, dejando de lado el aspecto ambiental debido a que los trenes de tratamiento se seleccionaron cuidadosamente en la etapa de preselección previendo un efluente de muy buena calidad que cumpla con la normativa de vertidos (Bernal & Cardona, 2003; Caicedo, 2014; Noyola, Morgan, & Guereca, 2013; J. Rodríguez, García, & Pardo, 2015; Zambrano, 2012), como se puede observar en el Cuadro 23. En el Cuadro 24, se presenta un resumen de los diferentes criterios, variables e indicadores que han sido recomendados para la selección de sistemas de manejo de lixiviados en rellenos sanitarios, (Rueda M., 2017), y el Cuadro 25 se muestran los indicadores a utilizar en el proceso de selección del tren de tratamiento de lixiviados del relleno sanitario de San Ramón.

Cuadro 23. Concentración de la DOB en el efluente de los trenes de tratamiento preseleccionados.

Tren de tratamiento	Concentración de efluente (DOB)	Unidad
Laguna aireada + facultativa + maduración	30,33	mg/L
UASB + Lodos Activados	32,13	mg/L
FAFA + Lodos Activados	29,98	mg/L
UASB + FAFA + Humedal artificial	31,38	mg/L

Cuadro 24. Criterios e indicadores para la selección de sistemas de manejo de aguas residuales en asentamientos informales.

Criterios	Variables	Indicadores
Económico	Costos	Inversión inicial
		Operación y mantenimiento
		Manejo de residuos
	Disponibilidad de recursos	Disponibilidad de materiales de construcción local
		Disponibilidad de mano de obra local
		Capacidad y disponibilidad de pago
Ambiental	Características ambientales	Conservación de recursos
		Impacto ambiental del sistema de tratamiento
	Impacto ambiental	Remoción de patógenos y contaminantes
		Producción de lodos
		Olores/insectos/afectación paisajística
		Conservación de recursos
		Impacto ambiental del sistema de tratamiento
Técnico	Características tecnológicas	Eficiencia
		Facilidad de construcción
		Requerimiento energético
		Nivel de tratamiento
		Nivel de complejidad
	Características de la zona	Facilidad de O&M
		Disponibilidad de espacio
		Adaptabilidad/Flexibilidad
		Nivel freático
		Topografía (pendiente del terreno)
	Cobertura y cantidad de agua potable	

Criterios	Variables	Indicadores
		Origen del AR
	Características del agua residual	Composición del AR
		Caudal de AR
		Planeación urbana
	Situación local (ciudad)	Localización
		Nivel educativo
		Aceptación de tecnología
		Aceptación de reúso
		Participación comunitaria
Social	Comunidad	Apropiación de la tecnología
		Conciencia ambiental
		Impacto en seguridad y salud pública
		Usos y demanda del agua
		Generación de empleo (comercialización de subproductos/reciclaje de nutrientes)
	Población	Tamaño de población
		Densidad de población

Fuente: (Rueda M., 2017).

Cuadro 25. Criterios e indicadores usados en el proceso de selección.

Criterios	Variables	Indicadores	Característica
		Inversión inicial	Cubrimiento de los costos desde la etapa de planeación hasta la ejecución del proyecto.
Económico	Costos	Operación y mantenimiento	Cantidad de dinero requerida para realizar actividades que permitan el buen funcionamiento del sistema y óptima operación.
Técnico	Características tecnológicas	Nivel de complejidad	Grado de conocimiento requerido para el manejo del sistema de saneamiento.

Una vez definidos los indicadores que serán usados en el proceso de selección, se procede a cuantificarlos. Para ello se siguieron una serie de procedimientos que se detallan a continuación.

2.4.1.1 Criterio económico

Costos de inversión inicial

Estos costos corresponden a la cantidad de material necesario para la construcción de los sistemas de saneamiento, los servicios requeridos como excavación, mano de obra y movimiento de suelo. Los diseños preliminares y cálculo de inversión inicial se presentan en el Anexo 3. El Cuadro 26 presenta un resumen de los costos de inversión inicial para cada tren de tratamiento.

Cuadro 26. Costos de inversión inicial de los trenes de tratamiento.

Tren	Costos de inversión inicial (€)
a) Laguna aireada + facultativa + maduración	83 026 612,80
b) UASB + Lodos Activados	19 972 038,60
c) FAFA + Lodos Activados	33 357 366,00
d) UASB + FAFA + Humedal artificial	15 455 325,60

Costos de operación y mantenimiento

Para calcular los costos de operación y mantenimiento se consideraron las actividades requeridas para asegurar el buen funcionamiento de los trenes de tratamiento, por ejemplo, limpieza periódica de los sistemas, controles periódicos de pH, temperatura y profundidad de los sistemas, reemplazo de equipos, entre otros. Estos costos son detallados en el Anexo 3.

A partir del valor fijado y de la frecuencia estimada con que se deben realizar las actividades, se procedió a calcular el valor presente neto (VPN) a partir de una proyección de 25 años. En el Cuadro 27 se muestran los costos de operación y mantenimiento calculados para cada tren de tratamiento, durante los 25 años.

Cuadro 27. Costos de operación y mantenimiento de los sistemas de saneamiento.

Tren	Costos de O&M (€)
a) Laguna aireada + facultativa + maduración	27 907 591,68
b) UASB + Lodos Activados	123 791 108,17
c) FAFA + Lodos Activados	130 727 231,52
d) UASB + FAFA + Humedal artificial	109 943 839,37

2.4.1.2 Criterio técnico

Nivel de complejidad

Se asignó un nivel de complejidad cualitativamente para cada tren de tratamiento, a través de una escala en el rango de 1 a 3 (Cuadro 28). Para asignar el valor correspondiente a cada sistema, se utilizó la información encontrada en la revisión de literatura. La escala permite seleccionar el grado de conocimiento que debe tener el trabajador encargado de la planta y la posible capacitación que sería necesaria impartir de llegarse a realizar un proyecto de saneamiento. En el Cuadro 29 se identifica el nivel de complejidad asignado a cada sistema de tratamiento.

Cuadro 28. Nivel de complejidad según la capacitación y concientización requeridas.

Nivel de complejidad	Valor	Característica
Bajo	1	Los trabajadores encargados del tren de tratamiento requieren poco conocimiento y capacitación para asegurar el correcto funcionamiento del sistema.
Medio	2	Los trabajadores encargados del tren de tratamiento requieren un conocimiento y capacitación moderada para asegurar el correcto funcionamiento del sistema.
Alto	3	Los trabajadores encargados del tren de tratamiento requieren mucho conocimiento y capacitación para asegurar el correcto funcionamiento del sistema.

Cuadro 29. Indicador de nivel de complejidad para cada sistema de saneamiento propuesto.

Tren	Nivel de complejidad	Valor
a) Laguna aireada + facultativa + maduración	Bajo	1
b) UASB + Lodos Activados	Medio	2
c) FAFA + Lodos Activados	Medio	2
d) UASB + FAFA + Humedal artificial	Bajo	1

Como se observa en el Cuadro 29, se le asignó el mismo valor al tren a y d a pasar que el d es un poco más complejo en mantenimiento sin embargo al tener las lagunas un área tan grande se equipara el nivel de complejidad.

2.4.2 Aplicación del método GRA-AHP

2.4.2.1 Pesos de criterios e indicadores de selección

Los pesos locales para los criterios considerando el caso particular de implementación, son: Técnico 86% y Económico 14%. Se observa que la tendencia de los trabajadores de la municipalidad encuestados es la de darle prioridad al criterio técnico (Anexo 4).

2.4.2.2 Sistema jerarquizado de selección de sistemas de saneamiento

La jerarquización de los cuatro trenes de tratamiento propuestos se creó utilizando el método de AHP-GRA (Zeng et al., 2007). El modelo de decisión se presenta en la Figura 24, mostrando los criterios considerados (Nivel 2): económico y técnico. Para cada criterio fueron definidos indicadores (Nivel 3) entre los que se mencionan, costos de inversión inicial, costos de operación y mantenimiento y nivel de complejidad. El (Nivel 4) presenta los sistemas de saneamiento a ser comparados y evaluados.

En el Cuadro 30 se observan los indicadores a evaluar en el proceso de selección mediante jerarquización.

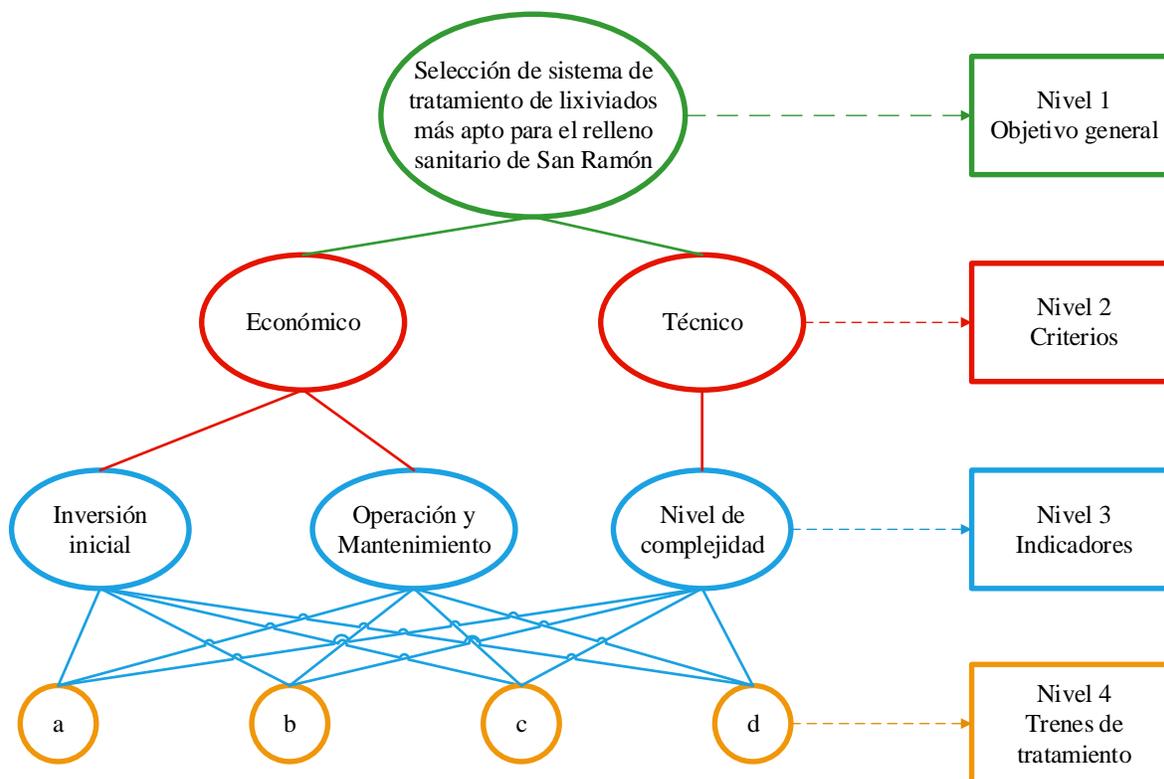


Figura 24. Modelo de jerarquización para la selección del tren de tratamiento para lixiviados de San Ramón.

Cuadro 30. Matriz de indicadores para la selección del tren de tratamiento de lixiviados para el relleno sanitario de San Ramón.

Criterio	Estrategia		a	b	c	d
	Indicador	Unidad				
Económico	Costos de inversión inicial	₡	83 026 612,8	19 972 038,6	33 357 366,0	15,455,325.6
	Costos de O&M	₡	27,907,591	123,791,108	130,727,231	109,943,839
Técnico	Nivel de complejidad	Nivel de conocimiento de los usuarios	1	2	2	1

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm

b. UASB + LA

c. FAFA + LA

d. UASB + FAFA + HA

2.4.2.3 Análisis relacional gris con jerarquización

En el Cuadro 31 se presentan los datos normalizados. En el Cuadro 32 y Cuadro 35, se muestran el primer y segundo coeficiente correlacional gris. Los pasos intermedios de ponderación y normalización de los coeficientes ponderados se expresan en el Cuadro 33, Cuadro 34 y Cuadro 36.

Cuadro 31. Indicadores normalizados de cada tren de tratamiento propuestos.

Criterio	Estrategia				
	Indicador	a	b	c	d
Económico	Costos de inversión inicial	0.19	0.77	0.46	1.00
	Costos de O&M	1.00	0.23	0.21	0.25
Técnico	Nivel de complejidad	1.00	0.50	0.50	1.00

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Cuadro 32. Primer coeficiente correlacional gris de sistemas de tratamiento propuestos.

Criterio	Estrategia				
	Indicador	a	b	c	d
Económico	Costos de inversión inicial	0.33	0.64	0.43	1.00
	Costos de O&M	1.00	0.34	0.34	0.35
Técnico	Nivel de complejidad	1.00	0.45	0.45	1.00

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Cuadro 33. Vector ponderado del primer coeficiente relacional gris de sistemas de tratamiento propuestos.

Criterio	a	b	c	d
Económico	1	0.66	0.50	0.39
Técnico	1	1.00	0.45	0.45

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Cuadro 34. Normalización del vector ponderado del primer coeficiente relacional gris de sistemas de saneamiento propuestos.

Criterio	A	b	c	d
Económico	0.97	0.73	0.57	1.00
Técnico	1.00	0.45	0.45	1.00

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Cuadro 35. Segundo coeficiente relacional gris de sistemas de tratamiento propuestos.

Criterio	A	b	c	d
Económico	0.891	0.503	0.389	1.000
Técnico	1.000	0.333	0.333	1.000

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Cuadro 36. Segundo coeficiente relacional gris ponderado de sistemas de tratamiento propuestos.

Criterio	a	b	c	d
Económico	0.12	0.07	0.05	0.14
Técnico	0.86	0.29	0.29	0.86
Σ	0.98	0.36	0.34	1.00

La (Lagunas anaerobias), Lf (Laguna facultativa), Lm (Laguna maduración), UASB (Reactor anaerobio flujo ascendente), LA (Lodos activados), FAFA (Filtro anaerobio de flujo ascendente), HA (Humedal Artificial).

a. La + Lf + Lm b. UASB + LA c. FAFA + LA d. UASB + FAFA + HA

Después de haber aplicado el sistema de selección AHP-GRA, se identificó que la opción idónea para implementar en el relleno sanitario de San Ramón es el tren de tratamiento d, el cual presenta un coeficiente de 1. Este está compuesto por dos reactores UASB en serie, un

FAFA y finalizado con un humedal artificial. La opción que sigue en el orden de elegibilidad es la a con un coeficiente de 0.98, correspondiente a dos lagunas anaerobias en serie, laguna facultativa y laguna de maduración. Según los coeficientes arrojados por el sistema de selección se podría seleccionar tanto la opción a como la d, debido a que el coeficiente relacional asociado al criterio técnico el cual posee el mayor peso de selección es igual en ambos casos, pero se decide seleccionar la opción d ya que su área de construcción es menor por lo que facilita la operación y mantenimiento brindada por un solo empleado de la planta en menos tiempo, mientras que si se selecciona la opción a requeriría mucho más tiempo de operación y mantenimiento ya que sus áreas son más elevadas.

Las opciones b y c, presentan el elemento común de la tecnología de lodos activados en su sistema y son las de menor elegibilidad debido a que tienen un nivel de complejidad mayor, por lo que la aceptabilidad técnica es menor como se observa en la Figura 25, que pertenecen al criterio técnico que posee el mayor peso en el modelo de selección. El incremento en la aceptación y potencialización de la tecnología se puede alcanzar brindando capacitaciones y proporcionando a los trabajadores del relleno la información necesaria para se sientan más familiarizados con este tipo de tecnologías.

Por su parte, ambos trenes b y c, presentan un incremento en los costos de operación y mantenimiento, debido al requerimiento energético continuo en el sistema de lodos activados, promoviendo el decaimiento de su aceptabilidad económica.

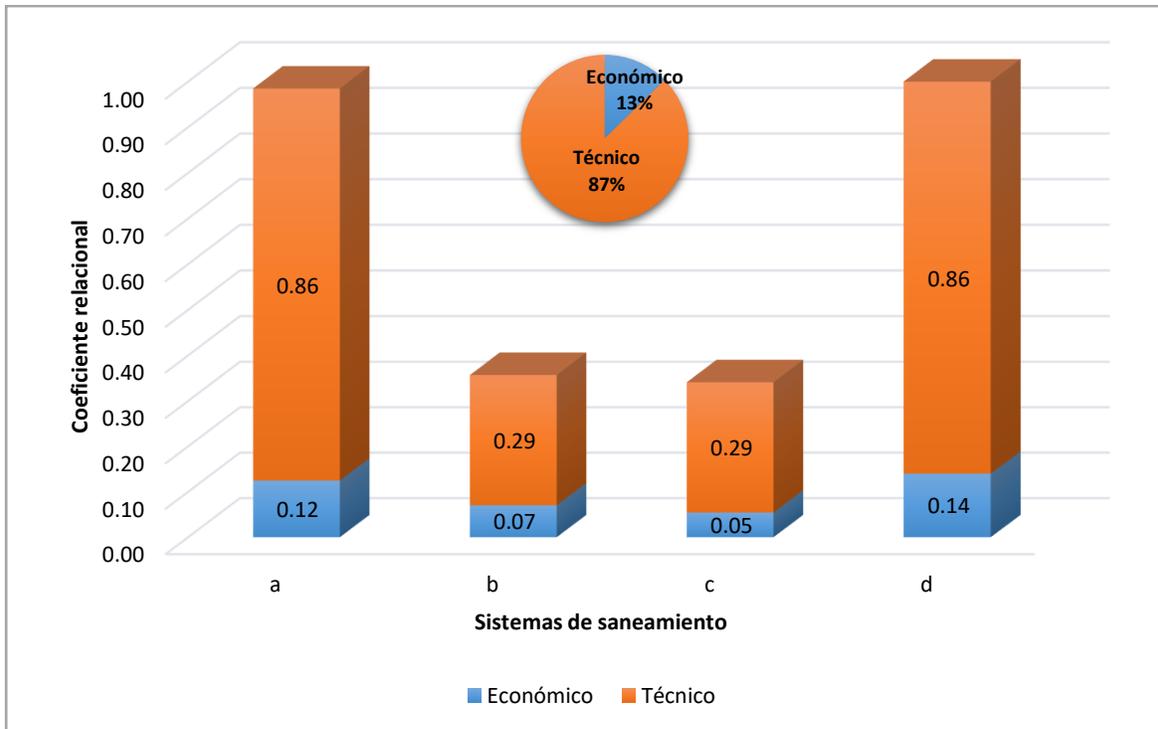


Figura 25. Resultados obtenidos en la selección del sistema de tratamiento con el método de jerarquización.

Una vez identificado y seleccionado el sistema d como el recomendable a ser implementado en el relleno sanitario de San Ramón, se procedió a realizar en AutoCAD 2017 la vista en planta del sistema, se realizó únicamente esta vista debido a que solo se quiere ejemplificar a la municipalidad como quedaría ubicada en el terreno, cual es el orden de las unidades y el área requerida de la misma, ya que por el alcance del proyecto se saldría del mismo realizar los planos como tal, volviendo un trabajo muy extenso. Si la municipalidad lo desea en el Anexo 2 de este documento se encuentran los cálculos ya sea para una futura contratación para realizar los planos o para que otro profesional los realice. En el Anexo 5, se encuentra el documento en PDF del AutoCAD.

3. CONCLUSIONES

En este trabajo se han utilizado herramientas matemáticas para simular las características de la evolución del lixiviado del vertedero controlado de San Ramón, debido a que en el momento de este estudio se encontró la limitante de escasez de datos, antes y después del cierre técnico para tomar sus características y realizar el diseño del relleno sanitario que se pretende construir aledaño al vertedero, utilizando el mismo software de simulación y determinar y diseñar el sistema de tratamiento que mejor se ajuste a sus particularidades y a las necesidades de la Municipalidad, entidad encargada de su funcionamiento. Los cambios que se producen después de la clausura del vertedero llevan a una acelerada disminución del flujo del lixiviado, descendiendo en un 21.7%, así como un aumento en la concentración de los contaminantes, pasando de 448.19 a 6466.75 mg/L de DQO y de 132.82 a 6259.19 mg/L de DBO, del último año de funcionamiento al primer año de cierre técnico, una vez estabilizado desciende progresivamente.

Las adecuaciones técnicas y de construcción particulares de cada relleno relleno/vertedero van a influir en la calidad y volumen del lixiviado a tratar.

Para la selección y diseño del sistema de tratamiento es más adecuado tomar los valores de la simulación del relleno sanitario, sumando los resultados del vertedero más un 30% de factor de seguridad por lo que se considera un caudal de diseño de 19 m³/día y unas concentraciones de 7838.8 mg/L de DQO y 6789.4 mg/L de DBO, parámetros que mediante análisis de frecuencia comprueban que abarcan la mayoría de los datos e incluyen a los lixiviados del vertedero controlado, asegurando que el sistema de tratamiento va a ser apto y funcional para tratar ambos afluentes, durante toda su vida útil, con sus respectivos ajustes tanto en operación y mantenimiento.

Para el tratamiento de lixiviados existe una oferta tecnológica bastante amplia. Encontrándose hasta 18 tecnologías, de las cuales solo 5 son más favorables a ser implementados en el relleno sanitario de San Ramón, por cumplir características de costos moderados tanto de operación y mantenimiento, requerir un área superficial menor al área disponible y ser fácil de diseñar, construir y operar. De los 5 preseleccionados se propusieron

4 trenes de tratamiento mediante revisión de literatura los cuales al final cumplen con el reglamento de vertidos.

Considerando el centro decisor hubo influencia del cargo laboral a la hora de asignar el peso de los criterios e indicadores.

Al realizar el proceso de selección con análisis jerarquizacional gris, el tren de tratamiento en la posición d que consiste en dos UASB en paralelo, un FAFA y un humedal artificial en paralelo, es el más factible de implementar según los requisitos y limitaciones de la municipalidad. A nivel general mostró una ventaja a nivel económico tanto en inversión inicial como de operación y mantenimiento y en el criterio técnico ya que posee un nivel de complejidad de operación bajo.

En segundo lugar, se encuentra la opción a que son las lagunas anaerobias, las cuales a pesar de tener un coeficiente relacional bastante cercano al tren d, el área superficial es mayor por lo que a pesar de tener un nivel de complejidad en operación bastante bajo se complicaría para un solo trabajador de la planta por su extensión de terreno.

4. RECOMENDACIONES

Es importante volver a realizar un análisis de la composición de los residuos que ingresan al relleno sanitario ya que el dato con el que se trabajó obsoleto del 2013 por lo que puede haber una variación significativa a la fecha.

Para corroborar los datos arrojados por la simulación de concentración de contaminantes se podrían realizar pruebas a una parcela de residuos recién llegados al vertedero simulando las características de compactación y cobertura que se propusieron para el relleno.

Es necesario capacitar al personal del relleno sanitario para que conozcan la importancia de registrar los datos tanto de toneladas de residuos ingresados al relleno como del caudal de lixiviados que ingresa a las pilas de captación para poder llevar un registro más exacto y computarizado ya que como pasa actualmente el libro de actas se pierde perdiendo datos valiosos mientras que en una computadora es más difícil que eso suceda.

5. REFERENCIAS

- AGUATUYA. (2011). *Tratamiento descentralizado de aguas servidas domésticas y estudio de caso*. Cochabamba, Bolivia.
- Águila M., P. E. (2010). “ASIGNACIÓN DE PRESUPUESTO PARA UNA CARTERA DE PROYECTOS DE CONSERVACIÓN DE CAMINOS Y PUENTES, USANDO LA METODOLOGÍA DE PROCESO ANALÍTICO JERÁRQUICO (AHP)”. Universidad Austral de Chile.
- Al-Wasify, R. S., Ali, M. N., & Hamed, S. R. (2018). Application of different magnetic intensities for the treatment of landfill leachate in Egypt. *Cogent Engineering*, 5(1), 1-13. <https://doi.org/10.1080/23311916.2018.1436114>
- Almeida de Souza, M. (1997). *Hoja de divulgación técnica Cepis HDT 68: Metodología de análisis de decisiones para seleccionar alternativas de tratamiento y uso de aguas residuales*. Brasil.
- Almeida de Souza, M., De Moraes, M., & Pena Lopes, O. (2001). *Esgoto pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios Prosab II. Capítulo 10: Sistema de Apoio à desisao (SAD) para seleção de alternativas de postratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. Belo Horizonte, Brasil.
- André, F., & Cerdá, E. (2015). Gestión de residuos sólidos urbanos : análisis económico y políticas públicas, (September).
- Arrieta, J. (2011). *Diseño de las condiciones óptimas de funcionamiento y tratamiento del residuo de la Planta de Lodos Activados del Instituto Tecnológico de*. Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela.
- Assayed, A. (2008). *Gray Wastewater Management: Sustainable options for crop production in the East Mediterranean Region. In: Sustainable Management of Wastewater for Agriculture, Aleppo, Siria*.
- Astigarraga, E. (s. f.). El método delphi, 1-14.
- Astorga. (2018). *TRATAMIENTO DE LIXIVIADOS DE UN RELLENO SANITARIO : PROPUESTA Y EVALUACIÓN DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES*.
- Barrón, H., Castellanos, M. del C., Díaz, A. K., & Sandoval, M. G. (s. f.). Lagunas anaerobias. Recuperado a partir de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/curso/JVLag-ana.pdf>
- Baun, D. L., & Christensen, T. H. (2004). Speciation of Heavy Metals in Landfill Leachate: A Review. *Waste Management & Research*, 22(1), 3-23. <https://doi.org/10.1177/0734242X04042146>
- Beltrán, M., & Borrero, L. (2012). Tratamiento de lixiviados mediante humedales artificiales : revisión del estado del arte, (5), 73-99.
- Bernal, D., & Cardona, D. (2003). *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas*

Residuales Domésticas por Métodos Naturales: Una Metodología con Énfasis en Aspectos Tecnológicos. Universidad del Valle.

- Borzacconi, L., Anido, C. M., & López, I. (2014). Estimación de la producción de biogás en un relleno sanitario, (November 2014).
- Burgos, A. J., López, J. S., & Rodríguez, P. U. (2014). *Reactores de lecho fluidizado.* Coruña.
- Cabezas, L. T. (2006). *Generación de bases en cuencas hidrográficas.* Universidad de La Salle, Bogotá Colombia.
- Cabrera C., M. A., & Pulla T., M. F. (2014). *LÍNEA BASE PARA EL APROVECHAMIENTO DE MICROALGAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL.* UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- Caicedo, J. (2014). *Aspectos claves para la selección de esquemas descentralizados en el manejo de aguas residuales municipales en Colombia.* Universidad del Valle.
- Caicedo M., L. A., Fonseca, J. J., & Rodríguez, G. (s. f.). *CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE RESIDUOS Y SU APLICACION A LAS VINAZAS.* Nacional de Colombia.
- Caicedo Messa, F. J. (2006). Diseño, Construcción Y Arranque De Un Reactor U.a.S.B. Piloto Para El Tratamiento De Lixiviados. *Vasa, Postulació*, 49-58; <http://www.bdigital.unal.edu.co/1915/1/fran>. Recuperado a partir de <http://medcontent.metapress.com/index/A65RM03P4874243N.pdf>
- Cañuelo C., J. (2016). Proyecto de mejora tecnológica de estación depuradora de aguas residuales industriales (E.D.A.R.I.) para planta de extracción de aceite de orujo en El Tejar (Córdoba).
- Carlos Aragón cruz. (2009). *OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE LODOS ACTIVOS PARA REDUCIR LA GENERACIÓN DE FANGOS RESIDUALES.* Universidad de Cádiz.
- Chavarro, M., Garces, J. P., Guerrero, J., & Salas, D. (2006). Evaluación de la tratabilidad de los lixiviados en el relleno sanitario de pereira mediante filtros anaerobios de flujo ascendente a escala piloto. *Scientia et Technica*, 30(30), 399-404. <https://doi.org/10.22517/23447214.6587>
- Chávez Porras Álvaro¹, Pinzón Uribe Luis Felipe², C. O. N. (2016). Fitorremediación como un proceso de descontaminación para lodos de lixiviado provenientes de rellenos sanitarios, *III*(08), 87-92.
- Cient, R. (2014). Redalyc. Alternativas actuales del manejo de lixiviados.
- Claudia Johana Morales. (2007). *ESTUDIO PARA LA REMOCIÓN DE METALES PESADOS EN LOS LIXIVIADOS DE RELLENOS SANITARIOS.* UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE.
- Corena L., M. de J. (2013). Sistemas De Tratamientos Para Lixiviados Generados En Rellenos Sanitarios, 53, 1689-1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

- Corrado R., H. I. (2010). *Diseño de un biorreactor de membrana para la regeneración de las aguas residuales en un establecimiento hotelero*. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Cortés M., F., Treviño C., A., & Tomasini O., A. C. (2017). *Dimensionamiento de lagunas de estabilización*. (G. A. Martínez O., Ed.) (Primera ed). Paseo Cuahunáhuac 8532.
- Cruz, M. A. (2011). *REDUCCIÓN DE CONTAMINANTES ORGÁNICOS E INORGÁNICOS PRESENTES EN LIXIVIADOS DE RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS DEL RELLENO SANITARIO BORDO PONIENTE. T. INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL*.
- D. José Roig, B. (s. f.). *Eliminación de contaminantes emergentes mediante Humedales Artificiales como sistema alternativo o complementario a un tratamiento de aguas convencional*. Universidad Politécnica de Valencia.
- De, E. (2001). 8. Evaluación de riesgos. *Clinical Infectious Diseases*, 22, 1-94. Recuperado a partir de http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&dopt=Citation&list_uids=8824972
- de Lemos Chernicharo, C. A. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series* (Vol. 4). London-New York: y IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London SW1H 0QS, UK.
- de Pauli, A. R., Espinoza-Quñones, F. R., Trigueros, D. E. G., Módenes, A. N., de Souza, A. R. C., Borba, F. H., & Kroumov, A. D. (2018). Integrated two-phase purification procedure for abatement of pollutants from sanitary landfill leachates. *Chemical Engineering Journal*, 334, 19-29. <https://doi.org/10.1016/j.cej.2017.10.028>
- Deloya, A. (2001). Biodiscos : una alternativa de tratamiento biológico para aguas residuales cuando no se dispone de grandes extensiones de terreno, *13*(3), 57-59.
- DFOE. INFORME DE AUDITORÍA OPERATIVA ACERCA DE LA GESTIÓN DE LAS MUNICIPALIDADES PARA GARANTIZAR LA PRESTACIÓN EFICAZ Y EFICIENTE DEL SERVICIO DE RECOLECCIÓN DE RESIDUOS ORDINARIOS (2016).
- Dharmarathne, N., & Gunatilake, J. (2013). Leachate Characterization and Surface Groundwater. *International Journal of Scientific Research*, 3(11), 1-7.
- Dotro, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., & Stein, O. (2017). *Biological Wastewater Treatment Series VOLUME SEVEN Treatment Wetlands Written* (Vol. 7).
- El-fadel, M., Findikakis, A., Corporation, B., & Leckie, J. O. (1997). Modeling Leachate Generation and Transport in Solid Waste Landfills Modeling Leachate Generation and Transport in Solid Waste Landfills, (106706). <https://doi.org/10.1080/09593331808616586>
- Eljaiek-Urzola, M., Guardiola-Meza, L., Ghafoori, S., & Mehrvar, M. (2017). Treatment of mature landfill leachate using hybrid processes of hydrogen peroxide and adsorption in an activated carbon fixed bed column. *Journal of Environmental Science and*

Health, Part A, 4529, 1-6. <https://doi.org/10.1080/10934529.2017.1394709>

- Espinosa, C. E. O. (2014). Factibilidad del diseño de un humedal de flujo subsuperficial para el tratamiento de aguas residuales municipales de 30.000 habitantes camilo eduardo espinosa ortíz maestría en ingeniería civil, 1-81.
- Espinosa Loréns, M. del C., López Torres, M., Pellón Arrechea, A., Fernández García, L. A., Hernández Castro, C., & Bataller Venta, M. (2016). Lixiviados de Vertederos de Residuos Sólidos Urbanos. Monografía., (May).
- Estrada, R. (2010). *Estudio de aplicación de Biorreactores de Membrana (MBR) en la depuración de las aguas residuales*. Universidad de Cádiz Memoria. Recuperado a partir de [http://rodin.uca.es/xmlui/bitstream/handle/10498/16511/Proyecto fin de Máster GIA 2010.pdf?sequence=1](http://rodin.uca.es/xmlui/bitstream/handle/10498/16511/Proyecto%20fin%20de%20Máster%20GIA%202010.pdf?sequence=1)
- Foo, K. Y., & Hameed, B. H. (2009). An overview of landfill leachate treatment via activated carbon adsorption process. *Journal of Hazardous Materials*, 171(1-3), 54-60. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.06.038>
- Fu, F., & Wang, Q. (2011). Removal of heavy metal ions from wastewaters: A review. *Journal of Environmental Management*, 92(3), 407-418. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2010.11.011>
- Gálvez P, A. (2008). *APLICABILIDAD DE PROCESOS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN Y DE SISTEMA DE BIOPELÍCULA EN EL TRATAMIENTO DE LIXIVIADOS DE VERTEDEROS DE RESÍDUOS URBANOS*. UNIVERSIDAD DE GRANADA.
- Gandarillas, J. (2016). Módulo Gestión de Aguas Residuales y Reutilización.
- Garcés C., C. A. (2016). *EVALUACIÓN DE LA SUSTENTABILIDAD DEL TRATAMIENTO DE LIXIVIADOS DE UN RELLENO SANITARIO UTILIZANDO ENERGÍA SOLAR TÉRMICA*. UNIVERSIDAD DE CHILE.
- García Cabeza., M. A. (2006). *DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNA EDAR MEDIANTE TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE FANGOS ACTIVADOS*. Universidad de Cádiz.
- Giraldo, E. (2001). Tratamiento De Lixiviados De Rellenos Sanitarios: Avances Recientes. *Revista de Ingeniería*, (14), 44-55. <https://doi.org/10.16924/riua.v0i14.538>
- Guanoluisa, L. (2012). *DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LIXIVIADOS DEL RELLENO SANITARIO EL INGA MEDIANTE ELECTROCOAGULACIÓN Y FITORREMEDIACIÓN*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.
- Gutiérrez, C. M., & Marrero, M. Á. D. (2015). Lagunas. Diseño, Operación y Contro, (November). Recuperado a partir de <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/14840/T41.06F952e.pdf?sequence=1>
- Hernández, C., Alfonso, V., Parra, M., Arturo, C., Varón, P., Alfonso, V., ... Varón, M. P. (2015). *Uso de lagunas algales de alta tasa para tratamiento de aguas residuales*.

Universidad del Norte Barranquilla, Colombia.

Horan, N., & Parr, J. (1994). *Process selection for sustainable wastewater management in industrializing countries. Research Monograph N° 2*. England.

Huda, N., Raman, A. A. A., Bello, M. M., & Ramesh, S. (2017). Electrocoagulation treatment of raw landfill leachate using iron-based electrodes: Effects of process parameters and optimization. *Journal of Environmental Management*, 204, 75-81. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.08.028>

Hurtado, T., & Bruno, G. (2005). El Proceso de Análisis Jerárquico (AHP) como Herramienta para la Toma de Decisiones en la Selección de Proveedores.

Idelovitch. (1997). *Wastewater treatment in Latin America*. USA.

Jacobsen, M., Webster, M., & Vairavamoorthy, K. (2013). *The Future of Water in African Cities : Why Waste Water?* Washington D.C., USA.

Jácome, A., Suárez, J., & Ures, P. (2015). Lagunas aireadas, 1-31. Recuperado a partir de papers://73c07e2e-9294-4a94-b11e-b804a5393384/Paper/p26

Kerry R., R., & Unlü M., K. (2004). Modelling Leachate Quality and Quantity in Municipal Solid Waste Landfills. *ResearchGate*, (May). <https://doi.org/10.1177/0734242X04043937>

Lloréns, M. D. C. E., López, M., Pellón, A., Robert, M., Diaz, S., González, A., ... Fernández, A. (2010). Análisis Del Comportamiento De Los Lixiviados Generados En Un Vertedero De Residuos Sólidos Municipales De La Ciudad De La Habana. *Rev. Int. Contam. Ambient.*, 26(4), 313-325.

Lobo, A. (2012). *Modelos hidrológicos y de biodegradación del vertedero*. de Cantabria.

Lobo G., A. (2012). *Desarrollo de MODUELO 2: herramienta para la evaluación de la contaminación producida en vertederos de residuos sólidos urbanos*. Universidad de Cantabria.

Lobo García, A., Szantó Narea, M., & Llamas, S. (2016). Cierre, sellado y reinscripción de antiguos vertederos. *Experiencias en Iberoamérica*, 32, 123-139. <https://doi.org/10.20937/RICA.2016.32.05.09>

Lobo García, A., & Tejero Monzón, I. (2007). Application of simulation models to the diagnosis of MSW landfills: An example. *Waste Management*, 27(5), 691-703. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2006.04.015>

Loetscher, T. (1997). *Appropriate Sanitation in developing countries: the Computer- Based decision support system SANEX*. Sydney, Australia.

Lopez, A. (2009). *MODUELO 4.0. MANUAL DE USUARIO*.

López, A. (2018). Mathematical simulation to improve municipal solid waste leachate management : a closed landfill case, 28169-28184.

López, A., Calero, T., & Lobo, A. (2018). Mathematical simulation to improve municipal

solid waste leachate management : a closed landfill case, 28169-28184.

- Lorenzo, Y., & Obaya, M. C. (2006). La digestión anaerobia y los reactores UASB. Generalidades. *Instituto Cubano de Investigaciones de los Derivados de la Caña de Azúcar*.
- Luis, C. D. S., Macul, A. C. C. P. De, Colinas, F., & Potosí, S. L. (2015). (Recibido mayo 2014; aceptado febrero 2015), *31*(2), 173-184.
- Mara, D. (2004). *Domestic WASTEWATER Treatment in developing countries*. London • Sterling, VA: Earthscan in the UK and USA.
- Márquez Benavides, L. (2011). *Residuos sólidos: un enfoque multidisciplinario*.
- Martínez-Lopez, A.G.; Padrón-Hernández, W.; Rodríguez-Bernal, O. F.; Chiquito-Coyotl, O.; Escarola- Rosas, M. A.; Hernández-Lara, J.M.; Elvira-Hernández, E. A.; Méndez, G. A.; Tinoco-Magaña, J.C.; Martínez-Castillo, J. (2014). Alternativas actuales del manejo de lixiviados.
- Martínez, O. P. (2008). Mejoras en el tratamiento de lixiviados de vertedero de RSU mediante procesos de oxidación avanzada.
- Mcdougall, J. (2007). A hydro-bio-mechanical model for settlement and other behaviour in landfilled waste, *34*, 229-246. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.02.004>
- Méndez N., R. I., Godoy S., M. I., & Quintal, C. (2002). Tratamiento de lixiviados con carbón activado, (January).
- Méndez, R., Castillo, E., Sauri, M. R., Quintal, C., Giacomani, G., & Jiménez, B. (2004). Tratamiento fisicoquímico de los lixiviados de un relleno sanitario. *Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal*, *8*(2), 155-163. Recuperado a partir de http://www.researchgate.net/profile/German_Giacoman_Vallejos/publication/240643188_Tratamiento_fisicoquimico_de_los_lixiviados_de_un_relleno_sanitario/links/543816c60cf2d6698bdd35b7.pdf
- Ministerio del Medio Ambiente de Colombia. (2002). *Proyectos de Tratamientos de Aguas Residuales. Guía Práctica de Formulación*. Colombia.
- Mitchell, V. G. (2004). *Integrated urban water management: a review of current Australian practice*. Melbourne, Australia.
- Montes, W. M. C. (2011). *Tratamiento de lixiviados generados en el relleno sanitario de la Cd. de Chihuahua, Mexico*. CENTRO DE INVESTIGACION EN MATERIALES AVANZADOS.
- Mor, S., Ravindra, K., Dahiya, R. P. P., & Chandra, a. (2006). Leachate characterization and assessment of groundwater pollution near municipal solid waste landfill site. *Environmental Monitoring and Assessment*, *118*(1-3), 435-456. <https://doi.org/10.1007/s10661-006-1505-7>
- Morgan, S. M., & Yang, Q. (2001). Use of Landfill Gas for Electricity Generation, *1*(August). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-025X\(2001\)5](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-025X(2001)5)

- Nanninga, T. ., Bisschops, I., López, E., Martínez-Ruiz, J. L., Murillo, D., Essl, L., & Starkl, M. (2012). Discussion on sustainable water technologies for peri-urban areas of Mexico City: Balancing urbanization and Areas of Mexico City: Balancing Urbanization and environmental conservation. *Water*, 4(3), 739-758.
- Narea, M. S., Davidson, E. P., Esther, C., & Evans, A. (2011). Criterios para el tratamiento de lixiviados de rellenos sanitarios mediante evaporación por radiación solar, 598-601.
- No Title. (2006).
- Novelo, M., Iván, R., Hernández, M., Franco, Q., & Borges, C. (2002). Tratamiento de lixiviados con carbón activado.
- Noyola, A., Morgan, J., & Guereca, L. (2013). *Selección De Tecnologías Para El Tratamiento De Aguas Residuales Municipales. Statewide Agricultural Land Use Baseline 2015* (Vol. 1). <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Ordóñez L., P. J., & Betacur P., A. (2003). *ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL TRATAMIENTO DE LIXIVIADOS EN UN REACTOR DE BIODISCOS. UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.*
- Osorio G., J. C., & Orejuela C., J. P. (2008). EL PROCESO DE ANÁLISIS JERÁRQUICO (AHP) Y LA TOMA DE DECISIONES MULTICRITERIO. EJEMPLO DE APLICACIÓN., *XIV*, 247-252.
- Pacheco, J., & Contreras, E. (2008). *Manual metodológico de evaluación multicriterio para programas y proyectos*. Santiago de Chile.
- Pellón Arrechea, A., López Torres, M., Espinosa Lloréns, M. del C., & González Díaz, O. (2015). Propuesta para tratamiento de lixiviados en un vertedero de residuos sólidos urbanos. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 36(2), 3-16. Recuperado a partir de http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382015000200001&lng=es&nrm=iso&tlng=es
- Prihandrijanti, M., Malisie, A., & Otterpohl, R. (2008). Cost–Benefit Analysis for Centralized and Decentralized Wastewater Treatment System (Case Study in Surabaya-Indonesia). En *Efficient Management of Wastewater* (pp. 259-268). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-74492-4_22
- Quintal, C., Giacomani, G., Godoy, I., & Mendez, R. (2004). Tratamiento fisicoquímico de los lixiviados de un relleno sanitario Ingeniería Revista Académica Universidad Autónoma de Yucatán Roger Méndez Novelo / Elba Castillo Borges / María Rosa Sauri Riancho / Carlos Universidad Autónoma de Yucatán, (October 2014).
- Reid, G. (1982). *Appropriate methods of treating water and wastewater in developing countries*.
- Renou, S., Givaudan, J. G., Poulain, S., Dirassouyan, F., & Moulin, P. (2008). Landfill leachate treatment: Review and opportunity. *Journal of Hazardous Materials*, 150(3), 468-493. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2007.09.077>

- Reutelshöfer, T. (2015). Guía de Operación y Mantenimiento de Lagunas de Oxidación en Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.
- Rica, U. D. C. (2013). No Title.
- Röben, E. (2002). Diseño , Construcción , Operación y Cierre de Rellenos Sanitarios Municipales.
- Robles, F., Morales, Y., Piña, A., Espíndola, O., & Tovar, L. (2014). MEDICIÓN DE pH Y CUANTIFICACIÓN DE METALES PESADOS EN LOS LIXIVIADOS DEL RELLENO SANITARIO MÁS GRANDE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. *Ecosistemas y Recursos Agropecuarios*, 27(2), 121-132. Recuperado a partir de <http://132.248.10.25/era/index.php/rera/article/view/117>
- Rodríguez, J., García, C., & Pardo, J. (2015). Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. *Revista Tecnura*, 19(46), 149-164. <https://doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2015.4.a12>
- Rodríguez, M. I., Molero, E., & Grindlay, A. (2012). *APLICACIÓN DE LAS TIC ' S A LA ENSEÑANZA DEL URBANISMO Y LA*. Universidad de Granada.
- RUBISEL VELÁZQUEZ GARCÍA. (2013). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA USO EN AGROECOSISTEMAS FORRAJEROS, CASO MAÍZ*. UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA “ANTONIO NARRO”.
- Rueda M., M. G. (2017). *Selección de un sistema de saneamiento para el manejo de aguas residuales en el asentamiento informal Bajo Los Anonos*. INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA.
- Ruiz, Á. A. (2005). La electrocoagulación : una alternativa para el tratamiento de aguas residuales. *Lasallista de Investigación ISSN*.
- SAAH, F. (2015). *CINÉTICA DEL CARBÓN ACTIVADO GRANULAR EN EL TRATAMIENTO DEL LIXIVIADO DEL RELLENO SANITARIO “LOMA DE LOS COCOS” EN LA CIUDAD DE CARTAGENA*. FREDYS. UNIVERSIDAD DE CARTAGENA.
- Sandoval, M. R. (2015). *TRATAMIENTO DE VINAZAS PROVENIENTES DE ETANOL EN UN REACTOR DE LECHO FLUIDIZADO INVERSO*. Politécnica de Madrid.
- Schroeder, P., Dozier, T., Zappi, P., McEnroe, B., Sjostrom, J., & Peyton, L. (1994). *THE HYDROLOGIC EVALUATION OF LANDFILL PERFORMANCE (HELP) MODEL. ENGINEERING DOCUMENTATION FOR VERSION 3*. CINCINNATI, OHIO.
- Secretaría Nacional de Ciencia y Tecnología. (2010). *Guía para la selección de tecnologías de depuración de aguas residuales por métodos naturales: En poblaciones menores a 5000 habitantes en la provincia de Loja*. Loja, Ecuador.
- Solís, M. T. (2016). *ESTUDIOS DE LA APLICACIÓN DE PROCESOS DE OXIDACIÓN AVANZADA A AGUAS CONTAMINADAS ”*. Politécnica de Cataluña.
- Suqu, Á. R. F. (2014). *TRATAMIENTO DE LOS LIXIVIADOS DEL RELLENO SANITARIO DEL CANTÓN YANTZAZA MEDIANTE EL PROCESO DE*

FITORREMEDIACIÓN CON LAS ESPECIES PASTO ALEMAN (Echinochloa polystachya) Y JACINTO DE AGUA (Eichhornia crassipes). UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA.

- Talalaj, I. A. (2015). Removal of organic and inorganic compounds from landfill leachate using reverse osmosis. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 12(9), 2791-2800. <https://doi.org/10.1007/s13762-014-0661-5>
- Torrado F., M., & Reguant A., M. (2016). El método Delphi, 9, 0-2. <https://doi.org/10.1344/reire2016.9.1916>
- Trapote, A. (2013). *Estudio de los paramentros de funcionamiento de MBR*. Universidad de Alicante.
- United Nations Human Settlements Programme (ONU-HABITAT). (2012). *Estado de las Ciudades de América Latina y el Caribe 2012, Rumbo a una nueva transición urbana. Exit imagen y cultura*. <https://doi.org/HS/053/12S> ISBN Serie 978-92-1-133397-8
- VICENTE ALARCÓN, D. V. M. (2012). “ *Optimización del proceso de evaporación de lixiviados en el relleno sanitario Santiago Poniente* ”. UNIVERSIDAD DE CHILE.
- Vilar M., A. (2015). *Evaluación del tratamiento integral del lixiviado de vertedero de residuos sólidos urbanos*. Universidad de Coruña.
- von Sperling, M., & de Lemos, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. *Department of Sanitary and Environmental Engineering Federal University of Minas Gerais, Brazil, 1*.
- Wang, X. C., Chen, R., Zhang, Q. H., & Li, K. (2008). Optimized plan of centralized and decentralized wastewater reuse systems for housing development in the urban area of Xi'an, China. *Water Science and Technology*, 58(5), 969.
- White, J. K., Nayagum, D., & Beaven, R. P. (2014). A multi-component two-phase flow algorithm for use in landfill processes modelling. *WASTE MANAGEMENT*. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.05.005>
- White, J., Ren, Q., & Robinson, J. (2001). A framework to contain a spatially distributed model of the degradation of solid waste in landfills. *Waste Management & Research Downloaded*, 330-345.
- Zacharof, A. I., & Butler, A. P. (2003). Stochastic modelling of landfill processes incorporating waste heterogeneity and data uncertainty, 24, 241-250. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2003.12.001>
- Zambrano, D. (2012). *Minimización y prevención como estrategia para el control de la contaminación por aguas residuales municipales en la zona de expansión de Cali*. Universidad del Valle.
- Zeng, G., Jiang, R., Huang, G., Xu, M., & Li, J. (2007). Optimization of wastewater treatment alternative selection by hierarchy grey relational analysis. *Journal of Environmental Management*, 82(2), 250-259.
- Zhang, D. (2008). *Reuse-oriented decentralized wastewater treatment based on ecological*

sanitation in fast growing agglomerations. Dortmund, Germany.

Zumbado, L. (2012). *Optimización del sistema de tratamiento de los lixiviados generados en el Relleno Sanitario del Parque Ambiental Municipalidad de Garabito.* Tecnológico de Costa Rica.

6. ANEXOS

ANEXO 1. RESULTADO DE ANÁLISIS QUÍMICO DE AGUAS RESIDUALES



**Instituto Tecnológico de Costa Rica
Fundación Tecnológica de Costa Rica
Centro de Investigación y de Servicios Químicos y Microbiológicos
CEQIATEC
Informe de Resultados de Análisis**

Interesado: Municipalidad de San Ramón	Fecha Muestreo: 04/09/2018
Solicitante: Valentina Orozco	Fecha Recepción: 04/09/2018
Tipo de Muestra: lixiviados	Fecha Inicio de Análisis: 05/09/2018
Dirección: provincia: Alajuela, cantón: San Ramón, distrito: San Ramón. Otras señas: de la esquina noroeste de Iglesia de San Ramón 25 m al Oeste.	Fecha Reporte: 24/09/2018
Descripción de la Muestra: consecutivo 01: lixiviado del relleno sanitario de San Ramón	Código Muestra: 120918
Muestreado por: Valentina Orozco, el solicitante	
Tipo de muestreo: puntual.	
Permiso Sanitario de Funcionamiento del CEQIATEC: No. 2750-2018 emitido el 08-08-2018 vence 08-08-2023	

Análisis	Resultados	Procedimiento
Calcio (mg/L) (**)	(74 ± 4)	3111 - B
Cloruros (mg/L) (**)	(472 ± 8)	4500 - B
Nitrato (mg/L) (**)	(93 ± 4)	4500 - B
Plomo (mg/L) (**)	(0,022 ± 0,002)	3113 - B
Potasio (mg/L) (**)	(152 ± 19)	3500 K - B
Sodio (mg/L) (**)	(286 ± 9)	3500 Na - B
Zinc (mg/L) (**)	(0,47 ± 0,06)	3111 - B
Amonio (mg/L) (**)	(250 ± 10)	PT-QU-25
Cadmio (mg/L) (**)	< 0,002	3113 - B
Cromo (mg/L) (**)	(0,024 ± 0,001)	3113 - B
Mercurio (mg/L) (**)	(0,0016 ± 0,0004)	3112 - B
Níquel (mg/L) (**)	(0,039 ± 0,001)	3113 - B
Fosfatos (mg/L) (**)	(10,8 ± 0,7)	4500-P-C
Sulfato (mg/L) (**)	(14 ± 1)	4110 - B
Fósforo Total (mg/L) (**)	(3,5 ± 0,2)	4500-P-C
Nitrógeno Total (mg/L) (**)	(430 ± 18)	PT-QU-18
Alcalinidad total (mg/L) (**)	(3 926 ± 20)	2320-B
Sólidos Totales (mg/L) (**)	(3 158 ± 40)	2540- G
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L) (**)	(158 ± 14)	2540 - D
Demanda Química de Oxígeno (mg/L) (**)	(839 ± 38)	5220 - D
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L) (**)	(53 ± 3)	5210 - B
pH a 25 °C (**)	(6,57 ± 0,04)	4500H+ - B

Observaciones

(*) Ensayos acreditados ante Ente Costarricense de Acreditación (ECA). Ver alcance en www.eca.or.cr

(**) Ensayos no acreditados.

ND: No detectable

NA: No aplica

La Incertidumbre que se reporta es una Incertidumbre expandida, calculada usando un factor de cobertura (k) de 2, lo cual da un nivel de confianza de aproximadamente un 95%.

Los resultados emitidos en este reporte sólo son válidos para la muestra tomada en el día y hora indicada en la parte superior.

Se prohíbe la reproducción de este documento en forma total o parcial sin la autorización del laboratorio.

Muestreo fuera del alcance de acreditación, realizado por el solicitante.

Metodología: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 23rd ed. 2017 APHA-AWWA-WEF.

Las Muestras a que se refiere este reporte se mantendrán en custodia por 15 días naturales luego de la emisión de este Informe. Concluido este periodo se desecharán.

**Lic. Diana Robles Chaves
Regente Química**

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Fundación Tecnológica de Costa Rica
Centro de Investigación y de Servicios Químicos y Microbiológicos
CEQIATEC
Informe de Resultados de Análisis

Interesado: Municipalidad de San Ramón	Fecha Muestreo: 01/03/2019
Solicitante: Valentina Orozco	Fecha Recepción: 01/03/2019
Tipo de Muestra: lixiviados	Fecha Inicio de Análisis: 01/03/2019
Dirección: provincia: Alajuela, cantón: San Ramón, distrito: San Ramón. Otras señas: de la esquina NO de Iglesia de San Ramón 25 m O.	Fecha Reporte: 23/04/2019
Descripción de la Muestra: consecutivo 01: lixiviado del relleno sanitario de San Ramón	Código Muestra: 060319
Muestreado por: Valentina Orozco, el solicitante	
Tipo de muestreo: puntual.	
Permiso Sanitario de Funcionamiento del CEQIATEC: No. 2750-2018 emitido el 08-08-2018 vence 08-08-2023	

Análisis	Resultados	Procedimiento
Calcio (mg/L) (**)	(70 ± 3)	3111 - B
Cloruros (mg/L) (**)	(1280 ± 63)	4500 - B
Nitrato (mg/L) (**)	(335 ± 17)	4500 - B
Plomo (mg/L) (**)	< 0,01	3113 - B
Potasio (mg/L) (**)	(126 ± 5)	3111 - B
Sodio (mg/L) (**)	(160 ± 18)	3111 - B
Zinc (mg/L) (**)	< 0,2	3111 - B
Amonio (mg/L) (**)	(600 ± 32)	PT-QU-25
Cadmio (mg/L) (**)	< 0,002	3113 - B
Cromo (mg/L) (**)	(0,105 ± 0,007)	3113 - B
Mercurio (mg/L) (**)	< 0,001	3112 - B
Níquel (mg/L) (**)	(0,11 ± 0,01)	3113 - B
Fosfatos (mg/L) (**)	(10,1 ± 0,1)	4500-P-C
Sulfato (mg/L) (**)	(68 ± 9)	4110 - B
Fósforo Total (mg/L) (**)	(3,3 ± 0,2)	4500-P-C
Nitrógeno Total (mg/L) (**)	(780 ± 102)	PT-QU-18
Alcalinidad total (mg/L) (**)	(3468 ± 68)	2320-B
Sólidos Totales (mg/L) (**)	(4872 ± 8)	2540-G
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L) (**)	(26 ± 1)	2540 - D
Demanda Química de Oxígeno (mg/L) (**)	(981 ± 46)	5220 - D
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L) (**)	(78 ± 8)	5210 - B
pH a 25 °C (**)	(8,46 ± 0,03)	4500H+ - B

Observaciones

(*) Ensayos acreditados ante Ente Costarricense de Acreditación (ECA). Ver alcance en www.eca.or.cr

(**) Ensayos no acreditados.

ND: No detectable

NA: No aplica

La incertidumbre que se reporta es una incertidumbre expandida, calculada usando un factor de cobertura (k) de 2, lo cual da un nivel de confianza de aproximadamente un 95%.

Los resultados emitidos en este reporte sólo son válidos para la muestra tomada en el día y hora indicada en la parte superior.

Se prohíbe la reproducción de este documento en forma total o parcial sin la autorización del laboratorio.

Muestreo fuera del alcance de acreditación, realizado por el solicitante.

Metodología: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 23rd ed. 2017 APHA-AWWA-WEF.

Las Muestras a que se refiere este reporte se mantendrán en custodia por 16 días naturales luego de la emisión de este Informe. Concluido este periodo se desecharán.



DIANA
ROBLES
CHAVES
(FIRMA)
Firmado digitalmente por
DIANA ROBLES
CHAVES (FIRMA)
Lic. Diana Robles Chaves
Regente Química

ANEXO 2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE LOS TRENES DE TRATAMIENTO

A.2.1 TREN A: LAGUNAS ANAEROBIAS

El tren de tratamiento denominado a consta de dos lagunas anaerobias en serie, seguida de una laguna facultativa terminando con una laguna de maduración.

A.2.1.1 Fórmulas usadas para el dimensionamiento

El diseño de las lagunas se basó en el procedimiento descrito por (Mara, 2004), las formulas del Cuadro A.2.1 son los utilizadas para el dimensionamiento de las dos lagunas anaerobias, las formulas del Cuadro A.2.2 reflejan el dimensionamiento de la laguna facultativa, mientras que el Cuadro A.2.3 indica las de la laguna de maduración.

Cuadro A.1. Fórmulas para el dimensionamiento de las lagunas anaerobias

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Carga Orgánica	$CO = \frac{Q_i * DBO_i}{1000}$	CO = Carga Orgánica Q _i = Caudal del afluente DBO _i = Concentración de DBO en el afluente
2	Carga orgánica volumétrica	$COV = 10 * T + 100$	COV = Carga orgánica volumétrica T = Temperatura °C
3	Volumen total	$V_t = \frac{Q_i * DBO_i}{COV}$	V _t = Volumen Total Q _i = Caudal del afluente DBO _i = Concentración de DBO en el afluente COV = Carga orgánica volumétrica
4	Tiempo de retención hidráulico	$\Theta_a = \frac{V_t}{Q_i}$	Θ _a = Tiempo de retención hidráulico V _t = Volumen Total Q _i = Caudal del afluente
5	Requerimiento de área	$A_a = \frac{Q_i * \Theta_a}{D_a}$	A _a = Área requerida Θ _a = Tiempo de retención hidráulico Q _i = Caudal del afluente D _a = Profundidad adoptada
6	Eficiencia de remoción	$\% DBO_r = 2T + 20$	%DBO _r = porcentaje de DBO removido T = Temperatura °C

Cuadro A.2. Fórmulas para el dimensionamiento de la laguna facultativa.

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Carga Orgánica Superficial	$\lambda_s = 350 * (1.107 - 0.002 * 2T)^{T-25}$	λ_s = Carga Orgánica superficial T = Temperatura °C
2	Requerimiento de área	$A_f = \frac{10 * Q_i * L_i}{\lambda_s}$	A_f = Área requerida Q_i = Caudal del afluente L_i = Concentración de DBO en el afluente λ_s = Carga Orgánica superficial
4	Tiempo de retención hidráulico	$\Theta_f = \frac{2A_f * D}{(2Q_i - 0.001eA_f)}$	Θ_f = Tiempo de retención hidráulico A_f = Área requerida D = profundidad adoptada e = evaporación Q_i = Caudal del afluente
6	Eficiencia de remoción	$L_e = \frac{L_i}{1 + k_1 \Theta_f}$	L_e = Concentración de DBO en el efluente L_i = Concentración de DBO en el afluente Θ_f = Tiempo de retención hidráulico k = constante de descomposición
7	Constante de descomposición corregida a temperatura local	$k_1 = k(1.05)^{T-20}$	k_1 = Constante de descomposición corregida a temperatura local k = constante de descomposición T = temperatura local
8	Caudal del efluente	$Q_s = Q_i - 0.001eA_f$	Q_s = Caudal del afluente Q_i = Caudal del afluente

Cuadro A.3. Fórmulas para el dimensionamiento de la laguna de maduración.

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Volumen de la laguna	$V = Qi * Om$	Qi = Caudal del afluente Om = Tiempo de retención
2	Requerimiento de área	$A_m = \frac{V}{Z}$	A_m = Área requerida V = Volumen de la laguna Z = Profundidad de la laguna
3	Constante de descomposición corregida a temperatura local	$k_2 = \frac{1.2}{(1.085)^{35-T}}$	k_2 = Constante de descomposición corregida a temperatura local T = temperatura local
8	Caudal del efluente	$Q_e = \frac{DBO_i}{K_2 * Om + 1}$	Q_e = Caudal del efluente DBO_i = Concentración de DBO en el afluente k_2 = Constante de descomposición corregida a temperatura local Om = Tiempo de retención

A.2.1.2 Parámetros de diseño

Parámetros utilizados para el diseño de la primera laguna anaerobia:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 6789.4mg/L
- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 2m
- Número de unidades: 2 unidades
- Relación largo-ancho: 2:1

Parámetros utilizados para el diseño de la segunda laguna anaerobia:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 2308.4mg/L

- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 2m
- Número de unidades: 2 unidades
- Relación largo-ancho: 2:1

Parámetros utilizados para el diseño de la laguna facultativa:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 784.85mg/L
- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 1.5m
- Evaporación: 4mm/día
- Constante de descomposición: 0.1 día⁻¹
- Número de unidades: 2 unidades

Parámetros utilizados para el diseño de la laguna de maduración:

- Caudal del afluente: 12.71m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 139.74mg/L
- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 1m
- Número de unidades: 2 unidades

A.2.1.3 Cálculo de las dimensiones

Con base en las formulas descritas se realizó el dimensionamiento de los tres tipos de lagunas anaerobias que conforman el tren de tratamiento a. en los cuadros A.4., A.5., A.6., se muestran los datos de entrada y los resultados de las dimensiones de las 4 lagunas en serie, considerando que se determinó colocar dos anaerobias para mejorar la calidad del efluente.

Cuadro A.4. Datos de entrada y dimensionamiento de la primera laguna anaerobia.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DBO del afluente (mg/L)		6789.4
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Carga Orgánica (g DBO/día)	CO	95.97
Carga orgánica volumétrica (g DBO/m ³ día)	COV	330
Volumen total (m ³)	Vt	291
Tiempo de retención hidráulico (días)	Θa	21
Requerimiento de área (m ²)	Aa	145
Profundidad adoptada (m)		2
Número de unidades		2
Volumen de cada unidad (m ³)		145
Área de cada unidad (m ²)		73
Ancho de cada unidad (m)		6
Largo de cada unidad (m)		12
Eficiencia de remoción (%)		66
DBO efluente (mg/L)		2308.40

Cuadro A.5. Datos de entrada y dimensionamiento de la segunda laguna anaerobia.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DBO del afluente (mg/L)		2308.40
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica volumétrica (g DBO/m ³ día)	COV	330
Volumen total (m ³)	Vt	99
Tiempo de retención hidráulico (días)	Θa	7
Requerimiento de área (m ²)	Aa	49
Profundidad adoptada (m)		2
Número de unidades		2
Volumen de cada unidad (m ³)		49.4
Área de cada unidad (m ²)		25
Ancho de cada unidad (m)		4
Largo de cada unidad (m)		7
Eficiencia de remoción (%)		66
DBO efluente (mg/L)		784.85

Cuadro A.6. Datos de entrada y dimensionamiento de la laguna facultativa.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Q	14.14
DBO del afluente (mg/L)		784.85
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica superficial (kg DBO/Ha día)	λ_s	310.91
Volumen total (m ³)	V _t	99
Tiempo de retención hidráulico (días)	Θ_f	7
Requerimiento de área (m ²)	A _f	357
Profundidad adoptada (m)		1.5
Evaporación (mm/día)	e	4
Constante de descomposición (día ⁻¹)	k	0.1
Constante de descomposición corregida a temperatura local (día ⁻¹)	K _l	0.12
DBO efluente (mg/L)	L _e	139.74
Eficiencia de remoción (%)		82
Caudal de salida (m ³ /día)	Q _e	13
Número de unidades		2

DATOS DE ENTRADA		
Volumen de cada unidad (m ³)		49.4
Área de cada unidad (m ²)		178.5
Ancho de cada unidad (m)		4
Largo de cada unidad (m)		7

Cuadro A.7. Datos de entrada y dimensionamiento de la laguna de maduración.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Q _i	13
DBO del afluente (mg/L)		139.74
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Tiempo de retención hidráulico (días)	Θ _m	8
Volumen de la laguna (m ³)	V	102
Profundidad adoptada (m)		1
Área de la laguna (m ²)	A	102
Constante de descomposición corregida a temperatura local (día ⁻¹)	K _m	0.45
Número de unidades		2
Volumen de cada unidad (m ³)		51
Área de cada unidad (m ²)		51
Ancho de cada unidad (m)		5.10
Largo de cada unidad (m)		10
Eficiencia de remoción (%)		78.29
DBO efluente (mg/L)		30.33

A.2.2 TREN B: UASB + LODOS ACTIVADOS

El tren de tratamiento identificado con la letra b consta de dos UASB en serie, seguida de una planta de lodos activados.

A.2.2.1 Fórmulas usadas para el dimensionamiento

El diseño de los UASB se basó en el procedimiento descrito por (de Lemos Chernicharo, 2007), las formulas del cuadro A.8. son los utilizadas para el dimensionamiento de los dos UASB. El diseño de los lodos activados se basó en la tesis de (García Cabeza., 2006), las formulas se encuentran en el cuadro A.9.

Cuadro A.8. Fórmulas para el dimensionamiento del reactor UASB

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción																																																												
1	Carga orgánica volumétrica	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Concentración del agua residual (mgDQO/l)</th> <th rowspan="2">Fracción de la DQO insoluble (%)</th> <th colspan="3">Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m³*d)</th> </tr> <tr> <th>UASB con lodo floculento</th> <th>UASB con lodo granular baja remoción de SST</th> <th>UASB con lodo granular alta remoción de SST</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Menor a 2,000</td> <td>10 a 30</td> <td>2-4</td> <td>8-12</td> <td>2-4</td> </tr> <tr> <td>30 a 60</td> <td>2-4</td> <td>8-14</td> <td>2-4</td> </tr> <tr> <td>60 a 100</td> <td>No aplica</td> <td>No aplica</td> <td>No aplica</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">2,000-6,000</td> <td>10 a 30</td> <td>3-5</td> <td>12-18</td> <td>3-5</td> </tr> <tr> <td>30 a 60</td> <td>4-8</td> <td>12-24</td> <td>2-6</td> </tr> <tr> <td>60 a 100</td> <td>4-8</td> <td>No aplica</td> <td>2-6</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">6,000-9,000</td> <td>10 a 30</td> <td>4-6</td> <td>15-20</td> <td>4-6</td> </tr> <tr> <td>30 a 60</td> <td>5-7</td> <td>15-24</td> <td>3-7</td> </tr> <tr> <td>60 a 100</td> <td>6-8</td> <td>No aplica</td> <td>3-8</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">9,000-18,000</td> <td>10 a 30</td> <td>5-8</td> <td>15-24</td> <td>4-6</td> </tr> <tr> <td>30 a 60</td> <td>Dudoso a SST > 6-8 g/l</td> <td>No aplica</td> <td>3-7</td> </tr> <tr> <td>60 a 100</td> <td>No aplica</td> <td>No aplica</td> <td>No aplica</td> </tr> </tbody> </table>	Concentración del agua residual (mgDQO/l)	Fracción de la DQO insoluble (%)	Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m³*d)			UASB con lodo floculento	UASB con lodo granular baja remoción de SST	UASB con lodo granular alta remoción de SST	Menor a 2,000	10 a 30	2-4	8-12	2-4	30 a 60	2-4	8-14	2-4	60 a 100	No aplica	No aplica	No aplica	2,000-6,000	10 a 30	3-5	12-18	3-5	30 a 60	4-8	12-24	2-6	60 a 100	4-8	No aplica	2-6	6,000-9,000	10 a 30	4-6	15-20	4-6	30 a 60	5-7	15-24	3-7	60 a 100	6-8	No aplica	3-8	9,000-18,000	10 a 30	5-8	15-24	4-6	30 a 60	Dudoso a SST > 6-8 g/l	No aplica	3-7	60 a 100	No aplica	No aplica	No aplica	
Concentración del agua residual (mgDQO/l)	Fracción de la DQO insoluble (%)	Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m³*d)																																																													
		UASB con lodo floculento	UASB con lodo granular baja remoción de SST	UASB con lodo granular alta remoción de SST																																																											
Menor a 2,000	10 a 30	2-4	8-12	2-4																																																											
	30 a 60	2-4	8-14	2-4																																																											
	60 a 100	No aplica	No aplica	No aplica																																																											
2,000-6,000	10 a 30	3-5	12-18	3-5																																																											
	30 a 60	4-8	12-24	2-6																																																											
	60 a 100	4-8	No aplica	2-6																																																											
6,000-9,000	10 a 30	4-6	15-20	4-6																																																											
	30 a 60	5-7	15-24	3-7																																																											
	60 a 100	6-8	No aplica	3-8																																																											
9,000-18,000	10 a 30	5-8	15-24	4-6																																																											
	30 a 60	Dudoso a SST > 6-8 g/l	No aplica	3-7																																																											
	60 a 100	No aplica	No aplica	No aplica																																																											
3	Volumen total	$V_t = \frac{Q_i * DBO_i}{COV}$	<p>V_t = Volumen Total</p> <p>Q_i = Caudal del afluente</p> <p>DBO_i = Concentración de DBO en el afluente</p> <p>COV = Carga orgánica volumétrica</p>																																																												
4	Tiempo de retención hidráulico	$TRH = \frac{V_t}{Q_i} * 24$	<p>TRH = Tiempo de retención hidráulico</p> <p>V_t = Volumen Total</p> <p>Q_i = Caudal del afluente</p>																																																												
5	Área del reactor	$A = \frac{H}{V_t}$	<p>A = Área del reactor</p> <p>V_t = Volumen Total</p> <p>H = Altura optima del reactor</p>																																																												
6	Eficiencia de remoción	$\% DBO_r = 100 * (1 - 0.68 * TRH^{-0.35})$	<p>$\% DBO_r$ = porcentaje de DBO removido</p> <p>TRH = Tiempo de retención hidráulico</p>																																																												
7	DQO efluente	$DBO_e = DBO_i * (1 - \% DBO_r)$	<p>DBO_e = Concentración de DBO en el efluente</p> <p>DBO_i = Concentración de DBO en el afluente</p> <p>$\% DBO_r$ = porcentaje de DBO removido</p>																																																												

Cuadro A.9. Fórmulas para el dimensionamiento de los lodos activados

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Fangos en exceso	$F_{exc} = 0.6 * \left(\frac{SST_i}{DBO_i} + 1 \right) - \frac{0.072 * 0.6 * 1.072^{(T-15)}}{\frac{1}{\theta_c} + 0.08 * 1.072^{(T-15)}}$	<p>F_{exc} = Fangos en exceso</p> <p>SST_i = Sólidos suspendidos totales en afluente</p> <p>DBO_i = Concentración de DBO en el afluente</p> <p>θ_c = Edad del fango</p> <p>T = Temperatura °C</p>
2	Carga másica	$C_M = \frac{1}{F_{exc} * \theta_c}$	<p>C_M = Carga másica</p> <p>F_{exc} = Fangos en exceso</p> <p>θ_c = Edad del fango</p>
3	Carga volumétrica	$C_V = C_M * MLSS$	<p>C_V = Carga volumétrica</p> <p>C_M = Carga másica</p> <p>MLSS = Concentración de sólidos presentes</p>
4	Volumen del reactor	$V_{reactor} = \frac{DBO_i}{C_V}$	<p>$V_{reactor}$ = Volumen del reactor</p> <p>DBO_i = Concentración de DBO en el afluente</p> <p>C_V = Carga volumétrica</p>
5	Zona óxica	$Z_o = V_{reactor} * 0.8$	<p>Z_o = Zona óxica</p> <p>$V_{reactor}$ = Volumen del reactor</p>
6	Zona anóxica	$Z_a = V_{reactor} * 0.2$	<p>Z_o = Zona anóxica</p> <p>$V_{reactor}$ = Volumen del reactor</p>
7	Tiempo de retención hidráulico	$TRH = \frac{V_{reactor}}{Q_i}$	<p>TRH = Tiempo de retención hidráulico</p> <p>$V_{reactor}$ = Volumen del reactor</p> <p>Q_i = Caudal del afluente</p>

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
8	Oxígeno necesario	$ON_c = \frac{0.144 + \theta_c * 1.072^{(T-15)}}{1 + \theta_c * 0.08 * 1.072^{(T-15)}} + 0.5 * 1.6$	ON _c = Oxígeno necesario θ _c = Edad del fango T = Temperatura °C
9	Consumo real de oxígeno por día a carga media	$ON_R = \frac{ON_c}{DBO_i}$	ON _R = Consumo real de oxígeno por día ON _c = Oxígeno necesario DBO _i = Concentración de DBO en el afluente
10	Potencia a instalar	$P_i = \frac{ON_r}{1.5} * \frac{1}{0.7457}$	P _i = Potencia a instalar ON _R = Consumo real de oxígeno por día
11	Número de aireadores	$N = \frac{P_i}{10}$	N = Numero de aireadores P _i = Potencia a instalar
12	DBO efluente	$DBO_e = DBO_i * (1 - \% \text{remoción})$	DBO _e = Concentración de DBO en el efluente DBO _i = Concentración de DBO en el afluente

A.2.2.2 Parámetros de diseño

Parámetros utilizados para el diseño del primer reactor UASB:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DQO en el afluente: 7838.8mg/L
- Temperatura: 23°C
- Carga orgánica volumétrica: 10kg DQO/m³ día
- Altura óptima del reactor: 2 m
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño del segundo reactor UASB:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DQO en el afluente: 1881.3mg/L
- Temperatura: 23°C

- Carga orgánica volumétrica: 4kg DQO/m³ día
- Altura óptima del reactor: 2 m
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño de los lodos activados:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 6.49kg/día
- Sólidos suspendidos totales: 2.21kg/día
- Edad del fango: 25 días
- Concentración de sólidos presentes: 4500 mg SSLM/L
- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 2.5 m
- Número de unidades: 1 unidades

A.2.2.3 Cálculo de las dimensiones

Con base en las formulas descritas en el apartado A.2.2.1. se realizó el dimensionamiento de los dos reactores UASB y los lodos activados, en los cuadros A.10., A.11., A.12., se muestran los datos de entrada y los resultados de las dimensiones del tren de tratamiento.

Cuadro A.10. Datos de entrada y dimensionamiento del primer reactor UASB.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DQO del afluente (mg/L)		7838.8
Temperatura °C	T	23

DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m ³ día)	COV	10
Volumen total (m ³)	Vt	11
Tiempo de retención hidráulico (horas)	TRH	18.81
Altura óptima del reactor (m)	H	2
Área del reactor (m ²)	A	5.54
Número de unidades		1
Ancho de cada unidad (m)		2.4
Largo de cada unidad (m)		2.4
Eficiencia de remoción (%)		76
DBO efluente (mg/L)		1881.3
Velocidad ascendente en la zona de lodos (m/hora)		0.11

Cuadro A.11. Datos de entrada y dimensionamiento del segundo reactor UASB.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DQO del afluente (mg/L)		1881.3
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m ³ día)	COV	4
Volumen total (m ³)	Vt	6.6
Tiempo de retención hidráulico (horas)	TRH	11.29
Altura óptima del reactor (m)	H	2
Área del reactor (m ²)	A	3.32
Número de unidades		1
Ancho de cada unidad (m)		1.8
Largo de cada unidad (m)		1.8
Eficiencia de remoción (%)		71
DBO efluente (mg/L)		489
Velocidad ascendente en la zona de lodos (m/hora)		0.18

Cuadro A.12. Datos de entrada y dimensionamiento de los lodos activados.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DBO del afluente (Kg/día)		6.49
Temperatura °C	T	23
Sólidos suspendidos totales (kg/día)	SST	2.21
Edad del fango (días)	Θ _c	25
DIMENSIONAMIENTO		
Fangos en exceso	F _{exc}	0.38
Carga másica (kg DBO/kg SS*día)	C _M	0.10
Carga volumétrica (kg DBO/ m ³ *día)	C _V	0.468
Volumen del reactor (m ³)	V _{reactor}	14
Zona óxica (m ³)	Z _o	11.08
Zona anóxica (m ³)	Z _a	2.77
Tiempo de retención hidráulico (día)	TRH	0.78
Oxígeno necesario (kgO ² /kg DBO)	ON _C	1.91
Consumo real de oxígeno por día (KgO ² / día)	ON _R	1
Potencia a instalar (CV)	P _i	0.58
Número de aireadores	N	1
Dimensiones del tanque de aireación (reactor)		
Profundidad (m)		3.5
Largo (m)		3
Ancho (m)		1.1
Dimensiones del tanque anóxico		
Profundidad (m)		2.5
Largo (m)		1.1
Ancho (m)		1
Recirculación de lodos (%)		82
Caudal recirculado (m ³ /día)		11.56
Superficie del decantador (m ²)		2.94
Diámetro del decantador		1.94
Eficiencia de remoción (%)		0.93
DBO efluente (mg/L)		32.13

A.2.3 TREN C: FAFA + LODOS ACTIVADOS

El tren de tratamiento identificado con la letra c consta de dos FAFA en serie, seguida de una planta de lodos activados.

A.2.3.1 Fórmulas usadas para el dimensionamiento

El diseño del FAFA se basa en la metodología descrita en el “Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento” (Comisión Nacional del Agua, 2016). Las formulas del cuadro A.13. son las utilizadas para el dimensionamiento de los dos FAFA. El diseño de los lodos activados se basó en la tesis de (García Cabeza., 2006), las formulas se encuentran en el cuadro A.9.

Cuadro A.13. Fórmulas para el dimensionamiento del FAFA

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Caudal a tratar (Q)	$Q = \frac{D \times n \times f}{1000}$	Q = Caudal que ingresa al filtro (m ³ /d) D = Dotación de agua (l/persona/día) f = factor de retorno
2	Volumen del filtro (V)	$V = Q \times TRH$	V = Volumen del filtro (m ³) Q = Caudal que ingresa al filtro (m ³ /h) TRH = Tiempo de residencia hidráulica (h) (entre 6 a 12 h)
3	Altura total del filtro (H)	$H = h_f + h_e + h_b$	H = Altura del filtro (m) h _f = Altura del fondo (m) h _e = Altura del medio filtrante o empaque (m) (entre 0.8 m y 3 m) h _b = Borde libre (m)
4	Área del filtro (A)	$A = \frac{V}{H}$	A = Área del filtro (m ²) V = Volumen del filtro (m ³) H = Altura total del filtro (m)
5	Volumen del medio filtrante (V _{mf})	$V_{mf} = A \times \text{altura del empaque}$	V _{mf} = Volumen del medio filtrante (m ³) A = Área del filtro (m ²)
6	Verificación de la carga hidráulica superficial (CHS)	$CHS = \frac{Q}{A}$	CHS medio (m ³ / m ² d) (entre 6 y 10)
7	Verificación de la carga orgánica volumétrica de todo el filtro (COV)	$COV = \frac{Q \times S_0}{V_{mf}}$	COV = carga orgánica volumétrica (kg DBO / m ³ d) (entre 0.15 a 0.5) Q = Caudal que ingresa al filtro (m ³ /d) V = Volumen del filtro (m ³) S ₀ = DBO del afluente (mg/l)

8	Verificación de la carga orgánica volumétrica del medio filtrante (COV_{mf})	$COV_{mf} = \frac{Q \times S_0}{V_{mf}}$	COV_{mf} = carga orgánica volumétrica del medio filtrante (kg DBO / m ³ d) (entre 0.25 a 0.75) Q = Caudal que ingresa al filtro (m ³ /d) V _{mf} = Volumen del medio filtrante (m ³) S ₀ = DBO del afluente (mg/l)
9	Remoción del filtro anaerobio (E)	$E = 100[1 - 0.87(TRH)^{-0.5}]$	E = Remoción del filtro anaerobio (%)
10	DBO esperada en el efluente (S ₀)	$DBO_e = S_0 - \frac{E \times S_0}{100}$	DBO _e = Concentración de DBO esperada en el efluente (mg/l)
11	SST esperado en el efluente (M ₀)	$SST_e = M_0 - \frac{E \times M_0}{100}$	SST _e = Concentración de SST esperada en el efluente (mg/l) M ₀ = SST del afluente (mg/l)

A.2.3.2 Parámetros de diseño

Parámetros utilizados para el diseño del primer FAFA:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 6789.4mg/L
- Temperatura: 23°C
- Sólidos suspendidos totales en el afluente: 156mg/L
- Tiempo de retención hidráulico: 12 horas
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño del segundo FAFA:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DQO en el afluente: 1705.14mg/L
- Temperatura: 23°C
- Sólidos suspendidos totales en el afluente: 39.18mg/L
- Tiempo de retención hidráulico: 12 horas
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño de los lodos activados:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 6.05kg/día
- Sólidos suspendidos totales: 2.21kg/día
- Edad del fango: 25 días
- Concentración de sólidos presentes: 4500 mg SSLM/L
- Temperatura: 23°C
- Profundidad adoptada: 2.5 m
- Número de unidades: 1 unidades

A.2.2.3 Cálculo de las dimensiones

Con base en las formulas descritas en el apartado A.2.3.1. se realizó el dimensionamiento de los dos FAFA y el dimensionamiento de los lodos activados se basó en las formulas del apartado A.2.2.1., en los cuadros A.14., A.15., A.16., se muestran los datos de entrada y los resultados de las dimensiones del tren de tratamiento.

Cuadro A.14. Datos de entrada y dimensionamiento del primer FAFA.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro	Unidad	Valor
Caudal (m ³ /h)	Q	0.1636
Tiempo de residencia hidráulico (horas)	TRH	12
Altura total del filtro Distancia libre en el fondo 0,50 m Altura del medio filtrante 2 m Altura del borde libre 0,50 m	H	3
DBO que ingresa al filtro (mg /l)	S ₀	6789.4
SST que ingresa al filtro (mg/l)		156
DIMENSIONAMIENTO		
FAFA		
Volumen del filtro (m ³)	V	7.07
Área del filtro (m ²)	A	2.36
Largo del filtro (m)	L	2
Ancho del filtro (m)	W	1.10
Volumen del medio filtrante (m ³)	V _{mf}	4.71
Verificación de parámetros		
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² d)	CHS	6
Carga orgánica volumétrica del filtro (kg DBO/m ³ d)	COV	13.58
Carga orgánica volumétrica del medio filtrante (kg DBO/m ³ d)	COV _{mf}	20.37
Eficiencia de remoción del filtro (%)	E	74.89
DBO del efluente (mg/l)	DBO e	1705.14
SST del efluente (mg/l)	SST e	39.18

Cuadro A.15. Datos de entrada y dimensionamiento del segundo FAFA.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro	Unidad	Valor
Caudal (m ³ /h)	Q	0.1636
Tiempo de residencia hidráulico (horas)	TRH	12
Altura total del filtro Distancia libre en el fondo 0,50 m Altura del medio filtrante 2 m Altura del borde libre 0,50 m	H	3
DBO que ingresa al filtro (mg /l)	S ₀	1705.14
SST que ingresa al filtro (mg/l)		
DIMENSIONAMIENTO		
FAFA		
Volumen del filtro (m ³)	V	7.07
Área del filtro (m ²)	A	2.36
Largo del filtro (m)	L	1.96
Ancho del filtro (m)	W	1.96
Volumen del medio filtrante (m ³)	V _{mf}	4.71
Verificación de parámetros		
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² d)	CHS	6
Carga orgánica volumétrica del filtro (kg DBO/m ³ d)	COV	3.41
Carga orgánica volumétrica del medio filtrante (kg DBO/m ³ d)	COV _{mf}	5.12
Eficiencia de remoción del filtro (%)	E	74.89
DBO del efluente (mg/l)	DBO e	428.24
SST del efluente (mg/l)	SST e	9.84

Cuadro A.16. Datos de entrada y dimensionamiento de los lodos activados.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Q _i	14.14
DBO del afluente (Kg/día)		6.05
Temperatura °C	T	23
Sólidos suspendidos totales (kg/día)	SST	0.59
Edad del fango (días)	Θ _c	25

DIMENSIONAMIENTO		
Fangos en exceso	F_{exc}	0.19
Carga másica (kg DBO/kg SS*día)	C_M	0.21
Carga volumétrica (kg DBO/ m ³ *día)	C_V	0.927
Volumen del reactor (m ³)	$V_{reactor}$	7
Zona óxica (m ³)	Z_o	5.22
Zona anóxica (m ³)	Z_a	1.31
Tiempo de retención hidráulico (día)	TRH	0.37
Oxígeno necesario (kgO ² /kg DBO)	ON _C	1.91
Consumo real de oxígeno por día (KgO ² / día)	ON _R	1
Potencia a instalar (CV)	P_i	0.54
Número de aireadores	N	1
Dimensiones del tanque de aireación (reactor)		
Profundidad (m)		2.5
Largo (m)		2.5
Ancho (m)		0.8
Dimensiones del tanque anóxico		
Profundidad (m)		2
Largo (m)		1
Ancho (m)		1
Recirculación de lodos (%)		82
Caudal recirculado (m ³ /día)		11.56
Superficie del decantador (m ²)		2.94
Diámetro del decantador		1.94
Eficiencia de remoción (%)		0.93
DBO efluente (mg/L)		29.98

A.2.4 TREN D: UASB + FAFA + HUMEDAL

El tren de tratamiento d consta de dos reactores UASB en serie, seguida de un FAFA, concluyendo con un humedal artificial para el pulimento del efluente.

A.2.3.1 Fórmulas usadas para el dimensionamiento

El diseño de los UASB se basó en el procedimiento descrito por (de Lemos Chernicharo, 2007), las formulas del cuadro A.8. son los utilizadas para el dimensionamiento de los dos UASB utilizados en este tren de tratamiento. El diseño del FAFA se basa en la metodología descrita en el “Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento” (Comisión Nacional del Agua, 2016). Las formulas del cuadro A.13. son los utilizadas para el dimensionamiento

de los dos FAFA. Por ultimo las formulas requeridas para el dimensionamiento del humedal artificial fueron obtenidas de (Dotro, Molle, Nivala, Puigagut, & Stein, 2017) y se describen en el cuadro A.17.

Cuadro A.17. Fórmulas para el dimensionamiento del humedal artificial

Número	Parámetro calculado	Ecuación	Descripción
1	Concentración DBO efluente (Ce)	$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_t \times t)}$	Ce = Concentración en el efluente (mg/L) Co = Concentración en el afluente (mg/L) K _t = Constante a la temperatura del agua residual (días ⁻¹). t = Tiempo hidráulico de retención (días)
2	Constante de temperatura (K _t)	$K_t = K_{20} \times \theta^{(T-20)}$	K ₂₀ = Constante del agua a 20 °C = 1,104 días ⁻¹ θ = 1,06 T = Temperatura del agua residual (°C)
3	Tiempo de retención hidráulico (THR)	$t = \frac{n \times L \times B \times H}{Q}$	n = Porosidad efectiva del medio (%) L = Longitud del humedal (m) B = Ancho del humedal (m) H = Profundidad (m) Q = Caudal de diseño (m ³ /día)
4	Área superficial (As)	$A_s = L \times B = \frac{\ln\left(\frac{C_o}{C_e}\right) \times Q}{K_t \times n \times H}$	Se obtiene igualando t de las ecuaciones 1 y 3
5	Caudal de comprobación (Qc) Ley de Darcy	$Q_c = K_s \times A_t \times S$	Qc = Caudal de comprobación (m ³ /día) Ks = Coeficiente de conductividad hidráulica del medio (m ³ /m ² /día) At = Área transversal (m ²) = d x W S = Gradiente hidráulico (dh/dl) Considerar: (Ks < 1/3 Ks efectiva, S < 10 % máximo potencial)

A.2.3.2 Parámetros de diseño

Parámetros utilizados para el diseño del primer reactor UASB:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DQO en el afluente: 7838.8mg/L
- Temperatura: 23°C
- Carga orgánica volumétrica: 15 kg DQO/m³ día
- Altura óptima del reactor: 2 m
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño del segundo reactor UASB:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DQO en el afluente: 2195mg/L
- Temperatura: 23°C
- Carga orgánica volumétrica: 4kg DQO/m³ día
- Altura óptima del reactor: 2 m
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño del FAFA:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 524mg/L
- Temperatura: 23°C
- Sólidos suspendidos totales en el afluente: 156mg/L
- Tiempo de retención hidráulico: 12 horas
- Número de unidades: 1 unidades

Parámetros utilizados para el diseño del humedal:

- Caudal del afluente: 14.14m³/día
- Concentración de DBO en el afluente: 131.70mg/L
- Temperatura: 23°C
- Conductividad hidráulica del medio filtrante:
- Tiempo de retención hidráulico: 12 horas
- Número de unidades: 2 unidades
- Relación largo-ancho: 2:1

A.2.3.3 Cálculo de las dimensiones

Con base en las formulas descritas en el apartado A.2.2.1. se realizó el dimensionamiento de los dos reactores UASB en los cuadros A.18. y A.19., se muestran los datos de entrada y los resultados de las dimensiones de los reactores. Con las formulas puntualizadas en el apartado A.2.3.1. se realizó el dimensionamiento del FAFA en el cuadro A.20., se muestran los datos de entrada y los resultados del dimensionamiento. Por ultimo con las formulas definidas en el cuadro A.17, se realiza el dimensionamiento del humedal artificial que se puede observar en el cuadro A.21.

Cuadro A.18. Datos de entrada y dimensionamiento del primer reactor UASB.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro	Valor	
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DQO del afluente (mg/L)		7838.8
Temperatura °C	T	23

DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m ³ día)	COV	15
Volumen total (m ³)	Vt	7
Tiempo de retención hidráulico (horas)	TRH	12.54
Altura óptima del reactor (m)	H	2
Área del reactor (m ²)	A	3.69
Ancho (m)		1.9
Largo (m)		1.9
Eficiencia de remoción (%)		72
DBO efluente (mg/L)		2194.86
Velocidad ascendente en la zona de lodos (m/hora)		0.16

Cuadro A.19. Datos de entrada y dimensionamiento del segundo reactor UASB.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro		Valor
Caudal del afluente (m ³ /día)	Qi	14.14
DQO del afluente (mg/L)		2194.86
Temperatura °C	T	23
DIMENSIONAMIENTO		
Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m ³ día)	COV	4
Volumen total (m ³)	Vt	8
Tiempo de retención hidráulico (horas)	TRH	13.17
Altura óptima del reactor (m)	H	2
Área del reactor (m ²)	A	3.88
Número de unidades		1
Ancho de cada unidad (m)		2
Largo de cada unidad (m)		2
Eficiencia de remoción (%)		72
DBO efluente (mg/L)		605
Velocidad ascendente en la zona de lodos (m/hora)		0.15

Cuadro A.20. Datos de entrada y dimensionamiento del FAFA.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro	Unidad	Valor
Caudal (m ³ /h)	Q	0.1636
Tiempo de residencia hidráulico (horas)	TRH	12
Altura total del filtro Distancia libre en el fondo 0,50 m Altura del medio filtrante 2 m Altura del borde libre 0,50 m	H	3
DBO que ingresa al filtro (mg /l)	S ₀	524
SST que ingresa al filtro (mg/l)	M ₀	156
DIMENSIONAMIENTO		
FAFA		
Volumen del filtro (m ³)	V	7.07
Área del filtro (m ²)	A	2.36
Largo del filtro (m)	L	1.96
Ancho del filtro (m)	W	1.96
Volumen del medio filtrante (m ³)	V _{mf}	4.71
Verificación de parámetros		
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² d)	CHS	6
Carga orgánica volumétrica del filtro (kg DBO/m ³ d)	COV	1.05
Carga orgánica volumétrica del medio filtrante (kg DBO/m ³ d)	COV _{mf}	1.57
Eficiencia de remoción del filtro (%)	E	74.89
DBO del efluente (mg/l)	DBO e	131.70
SST del efluente (mg/l)	SST e	39.18

Cuadro A.20. Datos de entrada y dimensionamiento del humedal artificial.

DATOS DE ENTRADA		
Parámetro	Unidad	Valor
Caudal (m ³ /día)	Q	14.14
Temperatura (°C)	T	23
Relación Largo:Ancho		2
Conductividad hidráulica del medio filtrante (m ³ /m ² *día)		7500
DBO afluente (mg/l)	Co	131.70
Porcentaje de remoción DBO		76%
DBO efluente (mg/l)	Ce	31.61
Nitrógeno amoniacal afluente (mg/l)	No	3
Porcentaje de remoción de Nitrógeno		50%
Nitrógeno amoniacal efluente (mg/l)	Ne	2
Coliformes fecales 100 ml afluente	No	2.E+06
Porcentaje de remoción de coliformes fecales		100%
Coliformes fecales 100 ml efluente	Ne	3
Altura (m)	d	0.5
Porosidad del medio	n	60%
Pendiente (m/m)	s	0.005
Constante para 20°C	K20	0.700
Constante para Nitrógeno	Knt	0.173
Planta		
Profundidad de la raíz		
DIMENSIONAMIENTO		
Remoción de DBO		
Constante corregida con temperatura DBO	Kt	0.83
Area Superficial (m ²)	As	80.68
Ancho del humedal (m)	w	6.4
Largo del humedal (m)	L	12.7
Tiempo de retención hidráulico (día)	TRH	1.71

A.3.4 REFERENCIAS

Comisión Nacional del Agua. (2016). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

En *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales Municipales: Filtros anaerobios de flujo ascendente*. Tlalpan, México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Recuperado a partir de www.conagua.gob.mx

de Lemos Chernicharo, C. A. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series* (Vol. 4). London-New York: y IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London SW1H 0QS, UK.

Dotro, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., & Stein, O. (2017). *Biological Wastewater Treatment Series VOLUME SEVEN Treatment Wetlands Written* (Vol. 7).

García Cabeza., M. A. (2006). *DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNA EDAR MEDIANTE TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE FANGOS ACTIVADOS*. Universidad de Cádiz.

Mara, D. (2004). *Domestic WASTEWATER Treatment in developing countries*. London • Sterling, VA: Earthscan in the UK and USA.

ANEXO 3. COSTOS DE INVERSIÓN INICIAL, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

A.3.1 COSTOS DE INVERSIÓN INICIAL

Los costos de inversión inicial de cada sistema de tratamiento incluyen materiales y mano de obra, los cuales fueron dados por el ingeniero en Construcción (Pérez, 2019), trabajador de la empresa constructora MECO, a quien se le entregaron los cálculos del dimensionamiento descritos en el Anexo 2, para que realizara la cotización de los costos de material y mano de obra, considerando que se fuera a contratar a esta empresa para la construcción de los sistemas de tratamiento. Los cuadros A.21., A.21., A.23. y A.24. presentan los costos de inversión inicial de los trenes de tratamiento a,b,c,d respectivamente.

Cuadro A.21. Costos de inversión inicial del tren a: laguna anaerobia + laguna facultativa + laguna maduración.

Ítem	Precio	Moneda
Excavación y acarreo de material	9,530,064.00	colones
Acero	9,669,600.00	colones
Concreto	20,692,944.00	colones
Formaleta	1,352,520.00	colones
Tuberías y acabados	6,072,508.80	colones
Mano de obra	35,708,976.00	colones
TOTAL	83,026,612.80	colones

Cuadro A.22. Costos de inversión inicial del tren b: UASB + Lodos activados

Ítem	Precio	Moneda
Excavación y acarreo de material	728,280.00	colones
Acero	2,386,800.00	colones
Concreto	5,107,752.00	colones
Formaleta	260,100.00	colones
Tuberías y acabados	2,104,239.60	colones
Mano de obra	9,384,867.00	colones
TOTAL	19,972,038.60	colones

Cuadro A.23. Costos de inversión inicial del tren c: FAFA + Lodos activados

Ítem	Precio	Moneda
Excavación y acarreo de material	832,320.00	colones
Acero	3,978,000.00	colones
Concreto	8,512,920.00	colones
Formaleta	416,160.00	colones
Tuberías y acabados	3,747,276.00	colones
Mano de obra	15,870,690.00	colones
TOTAL	33,357,366.00	colones

Cuadro A.24. Costos de inversión inicial del tren d: UASB + FAFA+ Humedal

Ítem	Precio	Moneda
Excavación y acarreo de material	1,310,904.00	colones
Acero	1,713,600.00	colones
Concreto	3,667,104.00	colones
Formaleta	655,452.00	colones
Tuberías y acabados	1,383,609.60	colones
Mano de obra	6,724,656.00	colones
TOTAL	15,455,325.60	colones

A.3.2 COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

En los Cuadros A.25., A.26., A.27., A.28. Y A.29. se detalla cada sistema, sus componentes, las actividades de operación y mantenimiento requeridas, la frecuencia con que se realizan y una estimación del costo de cada una. Con estos costos estimados se hizo una proyección a 25 años utilizando una inflación del 2% y se obtuvo el Valor Presente Neto (VPN) utilizando una tasa de descuento social de 12% (Campos, Serebrisky, & Suárez, 2016) para proyectos de saneamiento.

Cuadro A.25. Costos de operación y mantenimiento de las lagunas de estabilización

Sistema	Tecnología	Actividades	Frecuencia	Unidad	Cantidad	Precio unitario (€)	Subtotal (€)	Valor presente neto (VPN) (€)	Valor presente neto total (€)
Laguas de estabilización	Lagunas anaerobias	Chequear que la distribución de caudal en el cajón de llegada sea uniforme	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	27,907,591.68
		Controlar el pH y temperatura constantes	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Eliminar material flotante	Todos los días	Limpieza	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Vigilar que el color la el desprendimiento de burbujas sea la adecuada	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
	Lagunas facultativas	Eliminar vegetación de taludes y áreas vecinas	Todos los días	Limpieza	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Eliminar natas de lodos flotando	Todos los días	Limpieza	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Vigilar que no haya desprendimiento de olores y que el color del agua sea el adecuado	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Mantener el pH mayor a 7	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
	Lagunas de maduración	Eliminar vegetación de taludes y áreas vecinas	Todos los días	Limpieza	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Eliminar algas en la superficie	Todos los días	Limpieza	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Mantener el pH mayor a 7	Todos los días	Control	301	914.61	275,298.70	2,537,053.79	
		Control de funcionamiento	Cada seis meses	Análisis de laboratorio	2			-	

Cuadro A.26. Costos de operación y mantenimiento de los reactores UASB

Sistema	Tecnología	Actividades	Frecuencia	Unidad	Cantidad	Precio unitario (₡)	Subtotal (₡)	Valor presente neto (VPN) (₡)	Valor presente neto total (₡)
Reactor anaerobio	UASB	Limpieza de la cámara de alimentación	Una vez al día	Limpieza	300	1,676.80	503,040.00	4,635,835.61	33,955,620.05
		Limpieza de tuberías de distribución del afluente	Una vez al día	Limpieza	300	1,676.80	503,040.00	4,635,835.61	
		Limpieza del lodo floculante	Una vez al día	Limpieza	300	1,676.80	503,040.00	4,635,835.61	
		Limpieza del canal colector	Una vez a la semana	Limpieza	52	10,060.75	523,159.00	4,821,245.08	
		Control del nivel del lodo	Una vez a la semana	Chequeo	52	10,060.75	523,159.00	4,821,245.08	
		Purga de lodos	Una vez al mes	Movimiento	12	40,243.00	482,916.00	4,450,380.07	
		Control periódico de funcionamiento	Cada seis meses	Análisis de laboratorio	2	323105.227	646,210.5	5,955,242.99	

Cuadro A.27. Costos de operación y mantenimiento de los lodos activados

Sistema	Tecnología	Actividades	Frecuencia	Unidad	Cantidad	Precio unitario (C)	Subtotal (C)	Valor presente neto (VPN) (C)	Valor presente neto total (C)
Biológico aerobio	Lodos activados	Pago de planilla a empleado	Una vez por mes	Pago	12	226,231.02	2,714,772.28	25,018,364.36	89,835,488.12
		Facturación eléctrica	Una vez por mes	Pago	12	146,135.92	1,753,631.03	16,160,832.51	
		Eliminación de residuos	Una vez al día	Limpieza	301	1,505.82	453,250.81	4,176,996.33	
		Pruebas de laboratorio	Una vez cada seis meses	Análisis de laboratorio	2	323,105.23	646,210.45	5,955,242.99	
		Reemplazo de equipo mecánico	Una vez cada dos años	Unidades	0.5	2,435,120.62	1,217,560.31	11,220,597.65	
		Reemplazo de aireadores	Una vez cada dos años	Unidades	0.5	4,366,868.25	2,183,434.12	20,121,743.13	
		Reparaciones en obra gris	Una vez cada dos años	Constructor	0.5	1,457,056.86	728,528.43	6,713,855.84	
		Otros	Una vez por mes	Otros	12	4,230.63	50,767.53	467,855.31	

Cuadro A.28. Costos de operación y mantenimiento del FAFA

Sistema	Tecnología	Actividades	Frecuencia	Unidad	Cantidad	Precio unitario (€)	Subtotal (€)	Valor presente neto (VPN) (€)	Valor presente neto total (€)
Biológico anaerobio	FAFA	Pago de planilla a empleado	Una vez por mes	Pago	12	311,345.52	3,736,146.19	34,430,978.79	40,891,743.40
		Facturación eléctrica	Una vez por mes	Pago	12	717.06	8,604.67	79,297.51	
		Eliminación de residuos	Una vez al día	Limpieza	301	1,147.29	345,333.95	3,182,473.40	
		Pruebas de laboratorio	Una vez cada seis meses	Análisis de laboratorio	2	52,416.76	104,833.52	966,108.00	
		Otros	Una vez por mes	Otros	12	4,660.86	55,930.33	515,433.81	
		Reemplazo de equipo mecánico	Una vez cada dos años	Unidades	0.5	183,996.45	91,998.23	847,822.54	
		Reparaciones en obra gris	Una vez cada dos años	Constructor	0.5	188,729.02	94,364.51	869,629.36	

Cuadro A.29. Costos de operación y mantenimiento del Humedal

Sistema	Tecnología	Actividades	Frecuencia	Unidad	Cantidad	Precio unitario (₡)	Subtotal (₡)	Valor presente neto (VPN) (₡)	Valor presente neto total (₡)
Reactor anaerobio	Humedal	Remoción manual de los sólidos gruesos arrastrados o retenidos en cunetas o rejillas	Una vez a la semana	Limpieza	52	12,750.60	663,031.37	6,110,258.52	35,096,475.92
		Limpieza del material orgánico sedimentado en el fondo de las cunetas o canales de conducción	Una vez al mes	Limpieza	12	51,002.41	612,028.96	5,640,238.63	
		Corte de las plantas que conforman el humedal	Una vez al mes	Limpieza	12	51,002.41	612,028.96	5,640,238.63	
		Garantizar el flujo continuo de la entrada de agua al humedal	Una vez a la semana	Chequeo	52	12,750.60	663,031.37	6,110,258.52	
		Verificar daños estructurales	Una vez al mes	Movimiento	12	51,002.41	612,028.96	5,640,238.63	
		Control periódico de funcionamiento	Cada seis meses	Análisis de laboratorio	2	323,105.23	646,210.5	5,955,242.99	

Aunque la mayoría de actividades serán realizadas por los trabajadores que ya están contratados por I municipalidades es necesario otorgarles un valor para el costo real.

A.3.3 REFERENCIAS

Campos, J., Serebrisky, T., & Suárez, A. (2016). Tasa de descuento social y evaluación de proyectos. Algunas reflexiones prácticas para América Latina y el Caribe. Washington D.C. Recuperado a partir de [https://publications.iadb.org/bitstream/handle/11319/7416/Monografia Tasa de descuento social y Evaluación de proyectos.pdf?sequence=1](https://publications.iadb.org/bitstream/handle/11319/7416/Monografia_Tasa_de_descuento_social_y_Evaluación_de_proyectos.pdf?sequence=1)

ANEXO 4. PESOS DE CRITERIOS DE SELECCIÓN

A.4.1 METODOLOGÍA

A partir del proceso de revisión de literatura se identificaron cuatro criterios de selección, a los cuales se les calculará el peso mediante consulta a expertos, estos criterios son:

- Económico.
- Técnico.

Una vez definidos los criterios se aplicó la metodología propuesta por Saaty (Pacheco & Contreras, 2008; Romero, 1996; Zeng, Huang, & Li, 2007). Para conocer la relevancia de los criterios asociados a tratamiento de lixiviados en rellenos sanitarios, se realizó consulta a 4 trabajadores de la municipalidad de San Ramón.

El procedimiento consistió en encuestar sobre las prioridades y preferencias al comparar por parejas, con base en el Cuadro A.30. la importancia de un criterio con respecto a otro. Como resultado se generó la matriz presentada en el Cuadro A.31.

Cuadro A.30. Explicación y definición de cada importancia comparativa.

Número de asignación	Interpretación del Valor Numérico
1	Cuando los criterios son de igual importancia
3	Cuando un criterio tiene moderada importancia respecto al otro
5	Cuando un criterio tiene fuerte importancia respecto al otro
7	Cuando un criterio tiene demostrada importancia respecto al otro
9	Cuando un criterio tiene extrema importancia respecto al otro
2,4,6,8	Juicios de valor intermedios entre el criterios anterior y posterior a él

(Fuente: Saaty, 1997 citado por (Zeng et al., 2007))

Cuadro A.31. Matriz de comparación de criterios consultada a expertos.

	Económico	Técnico
Económico	1	a
Técnico	1/a	1

Para generar la matriz que resumiera las comparaciones hechas por los expertos se agruparon los pesos asignados por cada uno y de esta manera se obtuvo el valor promedio de cada criterio.

A.4.2 PONDERACIÓN DE CRITERIOS

A partir de las encuestas realizadas, se generaron las matrices de comparación por parejas donde se resumen las preferencias subjetivas mostradas por los expertos. Como es conveniente trabajar con pesos (W) que sumen la unidad, se dividió cada uno de ellos por la sumatoria de los mismos (Romero, 1996), en este caso W unitarios. A continuación, se detallan los resultados obtenidos.

Respecto a la comparación entre pares de criterios hecha por el primer y cuarto experto mostrada en el Cuadro A.32, se observa que, según los W unitarios, el criterio técnico obtuvo un peso de 0.83 lo que indica que tiene una mayor importancia respecto al económico.

Cuadro A.32. Matriz de comparación de criterios consultada al primer y cuarto experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Técnico	1	5	2.24	0.83
Económico	1/5	1	0.45	0.17

Respecto a la comparación entre pares de criterios hecha por el segundo y tercer experto mostrada en el Cuadro A.33, se observa que, según los W unitarios, el criterio técnico obtuvo un peso de 0.88 lo que indica que tiene una mayor importancia respecto al económico.

Cuadro A.33. Matriz de comparación de criterios consultada al segundo y tercer experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Técnico	1	7	2.24	0.88
Económico	1/7	1	0.45	0.13

En el Cuadro A.34. se presenta la matriz final que agrupa todos los pesos obtenidos, a partir de la comparación por pares de criterios realizada por cada experto. Se observa que el criterio que obtuvo una mayor importancia es el técnico con un peso promedio del 86%.

Cuadro A.34. Matriz final de comparación de criterios consultados.

Criterios	Pesos				Promedio	Desviación estándar	Porcentaje
	Experto 1	Experto 2	Experto 3	Experto 4			
Técnico	0.83	0.88	0.88	0.83	0.85	0.03	86%
Económico	0.17	0.13	0.13	0.17	0.15	0.02	14%

A.4.3 PONDERACIÓN DE INDDICADORES

El criterio económico está dividido en dos indicadores, a los cuales se le decidió aplicar el método de Saaty para conocer cual indicar tiene más relevancia para la Municipalidad de San Ramón. Cabe destacar que el experto 1 y 4 son trabajadores directos del relleno sanitario, mientras que el 2 y 3 son de altos mandos de la municipalidad.

Respecto a la comparación entre pares de indicadores hecha por el primer experto mostrada en el Cuadro A.35., se observa que, según los W unitarios, el indicador de operación y mantenimiento obtuvo un peso de 0.75 lo que indica que tiene una mayor importancia respecto a la inversión inicial.

Cuadro A.35. Matriz de comparación de indicadores consultada al primer experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Inversión inicial	1	1/3	0.58	0.25
Operación y mantenimiento	3	1	1.73	0.75

En función de la comparación entre pares de indicadores realizada por el segundo experto presentada en el Cuadro A.36., se obtuvo que el indicador con mayor importancia fue la inversión inicial con un W unitario de 0.75

Cuadro A.36. Matriz de comparación de indicadores consultada al segundo experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Inversión inicial	1	3	1.73	0.75
Operación y mantenimiento	1/3	1	0.58	0.25

Relacionando los pares de indicadores por parte del tercer experto, se obtuvo la matriz presentada en el Cuadro A.37., donde el indicador de inversión inicial representa un mayor W unitario de 0.54.

Cuadro A.37. Matriz de comparación de indicadores consultada al tercer experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Inversión inicial	1	7	2.65	0.88
Operación y mantenimiento	1/7	1	0.38	0.13

Relacionando los pares de indicadores por parte del cuarto experto, se obtuvo la matriz presentada en el Cuadro A.38., donde el indicador de inversión inicial representa un mayor W unitario de 0.54.

Cuadro A.38. Matriz de comparación de indicadores consultada al cuarto experto.

	Económico	Técnico	(W)	W unitarios
Inversión inicial	1	1/5	0.45	0.17
Operación y mantenimiento	5	1	2.24	0.83

En el Cuadro A.39. se presenta la matriz final que agrupa todos los pesos obtenidos, a partir de la comparación por pares de indicadores realizada por cada experto. Se observa que el indicador que obtuvo una mayor importancia es el técnico con un peso promedio del 86%.

Cuadro A.39. Matriz final de comparación de indicadores consultados.

Criterios	Pesos				Promedio	Desviación estándar	Porcentaje
	Experto 1	Experto 2	Experto 3	Experto 4			
Inversión inicial	0.25	0.75	0.88	0.17	0.51	0.35	51%
Operación y mantenimiento	0.75	0.25	0.13	0.83	0.49	0.35	49%

A.4.4 REFERENCIAS

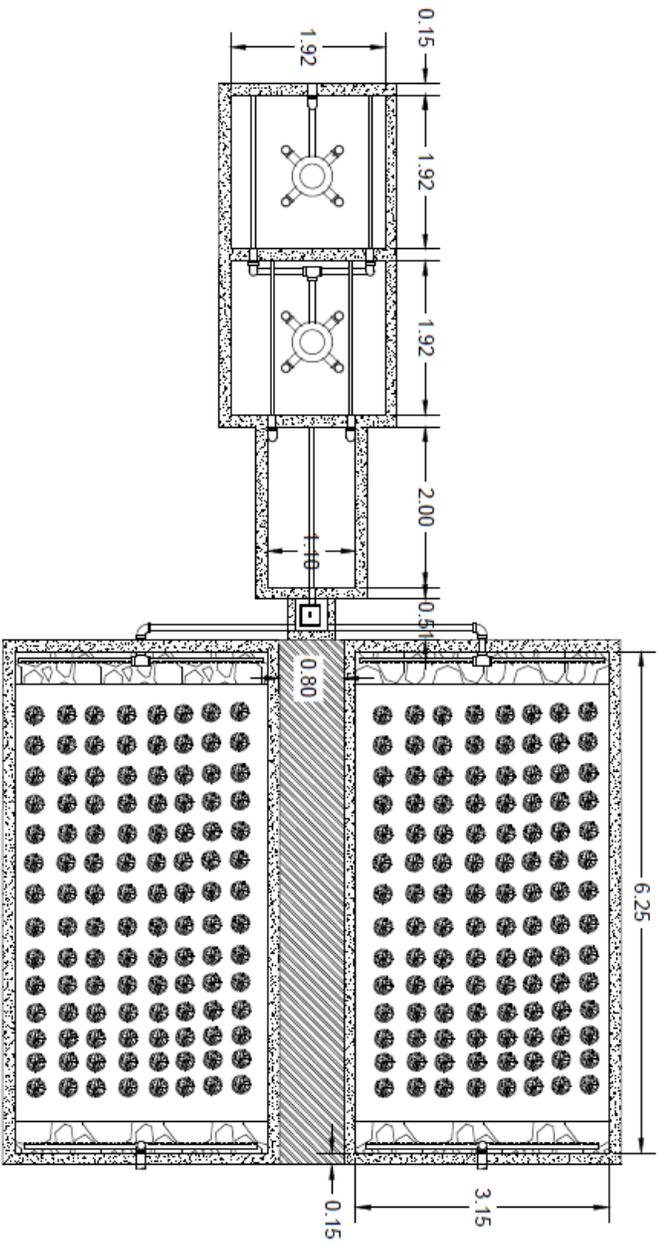
Pacheco, J., & Contreras, E. (2008). Manual metodológico de evaluación multicriterio para programas y proyectos. Santiago de Chile.

Romero, C. (1996). Análisis de las decisiones multicriterio (1a ed.). Madrid, España: Isdefe.

Zeng, G., Jiang, R., Huang, G., Xu, M., & Li, J. (2007). Optimization of wastewater treatment alternative selection by hierarchy grey relational analysis. *Journal of Environmental Management*, 82(2), 250–259.

ANEXO 5. VISTA EN PLANTA DEL TREN DE TRATAMIENTO SELECCIONADO

Adjunto a este documento podrá localizar un PDF, donde se encuentra la vista en planta realizada en AutoCAD del tren de tratamiento d, el cual fue seleccionado como la mejor opción para tratar los lixiviados del relleno sanitario de San Ramón.



Planta de UASB-UASB-FABA-Humedales
 Escala ACOOTADO m 1:1

<p>Profesionales: Direccion tecnica: Ingeniero Residente: Diseñador:</p>
<p>Nombre del Proyecto:</p>
<p>Contenido de lamina: Planta de Tanques UASB-UASB-FABA-HUMEDALES</p>
<p>Información del Registro Publico: Propietario: Cédula Jurídica: Plano Catastro: Protocolo:</p>
<p>Dibujante:</p>
<p>N° PROYECTO: Fecha: Lamina 1/1 ESCALA INDICADA</p>