

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO Y ANÁLISIS AMBIENTAL DE UNA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN LA CIUDAD DE
HUARAZ**

Tesis para optar el título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

André Torre García

Asesor: Ian Vázquez Rowe, PhD.

Lima, 2018

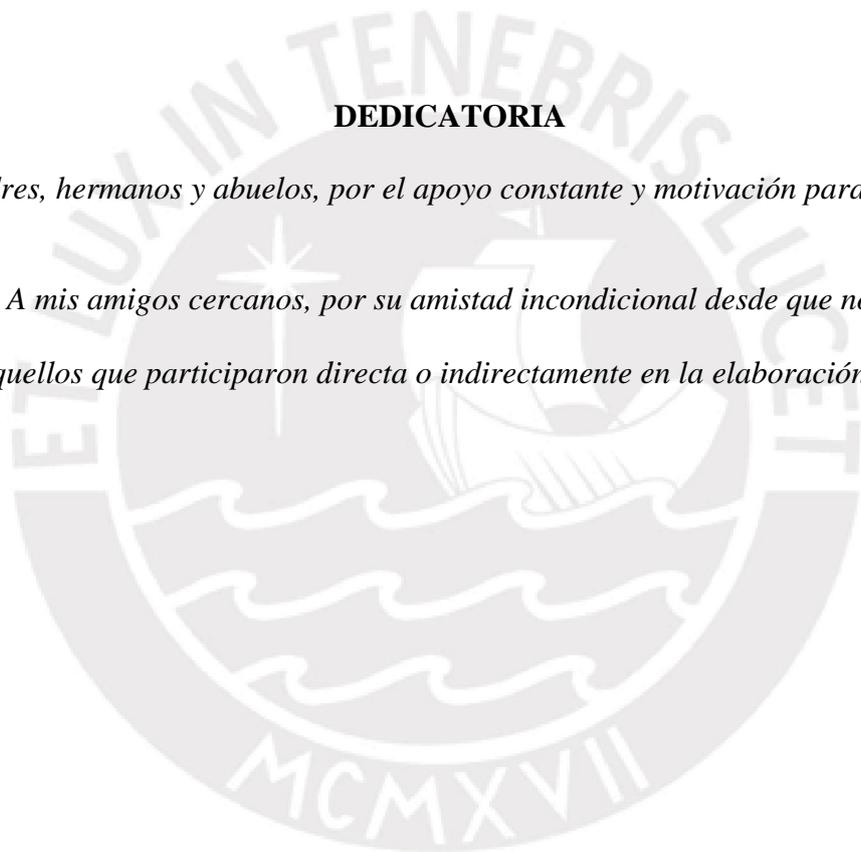
RESUMEN

El Perú es un país privilegiado por su oferta hídrica; sin embargo, su orografía delimita tres vertientes hidrográficas que descompensan su distribución especial. En efecto, únicamente 1.8% de los recursos hídricos se localizan en la vertiente del Pacífico, en la cual se ubica el 65% de la población (Fernández, 2011). Esto sumado al agotamiento progresivo de los recursos y el calentamiento global que afronta el mundo, suponen un problema aún más serio (Ngo et al., 2016). En ese sentido, el tratamiento de aguas residuales es una opción factible para la reutilización de volúmenes importantes de agua y la recuperación de nutrientes y energía.

La producción anual de aguas residuales en el Perú es de 798.5 Hm³, de las cuales solo el 32% recibe algún tipo de tratamiento (260.9 Hm³). Además, únicamente 30.9 Hm³ del agua residual tratada es reutilizada (SUNASS, 2015). En este sentido, se propone el diseño y análisis ambiental de una planta de tratamiento de aguas residuales en la ciudad de Huaraz, como primera medida para mejorar los estándares de calidad del río Santa; y por ende los estándares de calidad de vida de la población que utiliza sus aguas. Asimismo, la planta permite aprovechar los recursos procedentes del tratamiento de las aguas residuales; tales como fertilizantes, biogás, entre otros.

Para llevar a cabo el estudio, se combinaron herramientas de diseño y gestión ambiental. Por un lado, para el diseño se utilizó el software BioWin 5 en su versión estudiante, el cual permite modelar distintos trenes de tratamiento y estimar la calidad del agua para cada uno de ellos. Asimismo, es factible estimar la cantidad de recursos que se derivan del tratamiento de aguas residuales. Por otro lado, para el análisis ambiental se siguieron los lineamientos del Análisis de Ciclo de Vida (ACV) y se utilizó el software SimaPro. La metodología propuesta permitió analizar y comparar, de manera rigurosa, los impactos generados por la implementación de la PTAR y por la ausencia de la misma.

Los resultados del diseño indican que se cumplió satisfactoriamente con lo estipulado por la normativa peruana para la calidad de los efluentes de una PTAR (MINAM, 2010), y parcialmente lo estipulado por las normativas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). Esto se debió a la limitación intrínseca de BioWin estudiante para el modelamiento de la recirculación del licor mezclado y permeado, lo cual derivó en la insuficiente eliminación de nutrientes, N y P. Asimismo, los resultados del análisis ambiental indican que se reducen los niveles de eutrofización a más de 50% durante todo el año; y que estos permanecen prácticamente constantes a lo largo de mismo.



DEDICATORIA

A mis padres, hermanos y abuelos, por el apoyo constante y motivación para alcanzar mis objetivos.

A mis amigos cercanos, por su amistad incondicional desde que nos conocimos.

A todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis.

André

AGRADECIMIENTOS

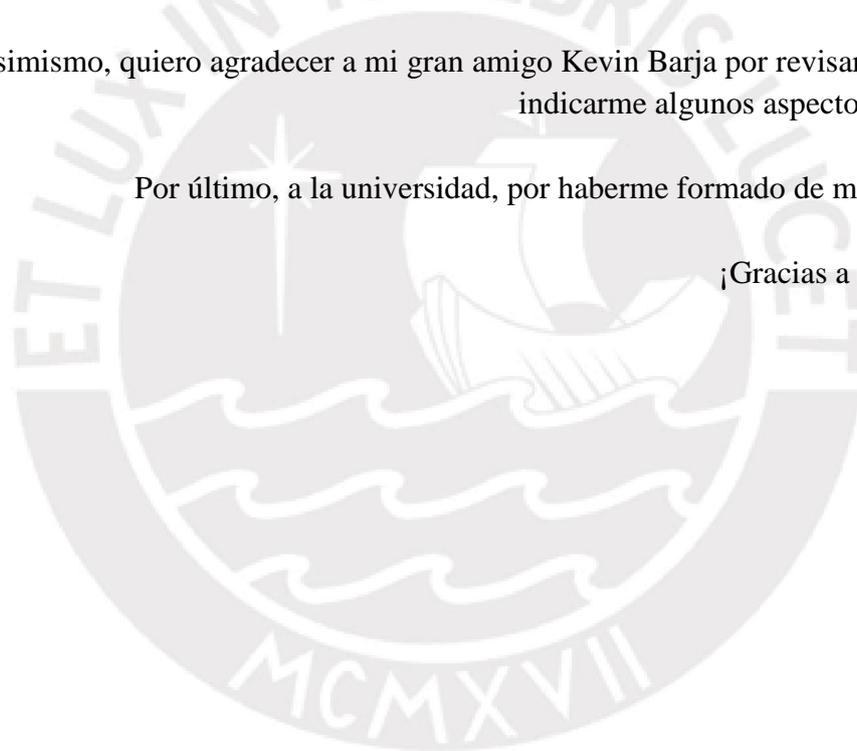
Quiero agradecer de manera especial a mi asesor de tesis Ian Vazqu ez Rowe por su guía durante todo el desarrollo de esta tesis. Gracias por ser un asesor comprometido por el desarrollo de sus alumnos.

Asimismo, quiero agradecer a mi gran amigo Kevin Barja por revisar este trabajo e indicarme algunos aspectos por corregir.

Por último, a la universidad, por haberme formado de manera integral.

 Gracias a todos ustedes!

André



ÍNDICE GENERAL

1. Problemática	1
2. Objetivos	4
2.1. Objetivo general	4
2.2. Objetivos específicos del proyecto.....	4
3. Descripción del tratamiento de aguas residuales y sus tecnologías	5
3.1. Aspectos generales	5
3.2. Tratamiento de aguas residuales	7
3.3. Tecnologías existentes.....	8
3.4. Definición de los niveles de depuración	9
3.4.1. Tratamiento preliminar	9
3.4.2. Tratamiento primario	9
3.4.3. Tratamiento secundario.....	10
3.4.4. Tratamiento terciario.....	12
3.4.5. Tratamiento y disposición de lodos	13
3.4.6. Sistema de control de olores	14
4. Alternativas tecnológicas para el tratamiento de aguas residuales	16
4.1. Instalaciones para el tratamiento físico	16
4.1.1. Rejas de limpieza manual	16
4.1.2. Rejas de limpieza mecánica.....	16
4.1.2.1. Rejas de funcionamiento mediante cadenas	16
4.1.2.2. Rejas de movimiento oscilatorio	17
4.1.2.3. Rejas de catenaria	17
4.1.2.4. Rejas accionadas con cable.....	17
4.1.3. Desarenador	18
4.1.3.1. Desarenadores rectangulares de flujo horizontal.....	18
4.1.3.2. Desarenadores cuadrados de flujo horizontal.....	18
4.1.3.3. Desarenadores aireados	19
4.1.3.4. Desarenadores de vórtice.....	19
4.2. Instalaciones para el tratamiento biológico	20
4.2.1. Procesos anaeróbicos	20
4.2.1.1. Reactor anaerobio de mezcla completa	20
4.2.1.2. Reactor anaerobio de contacto.....	21
4.2.1.3. Reactor batch anaerobio secuencial.....	21
4.2.1.4. Reactor anaerobio de lecho de lodos con flujo ascendente	22
4.2.1.5. Reactor de lecho expandido o fluidificado	22
4.2.1.6. Digestor anaerobio.....	23
4.2.1.7. Digestor anaerobio de alta tasa	23
4.2.1.8. Biorreactor de membrana anaerobio	24
4.2.2. Procesos aeróbicos	25

4.2.2.1. Lagunas.....	25
4.2.2.2. Lodos activados	26
4.2.2.3. Filtros percoladores	27
4.2.2.4. Sistemas biológicos rotativos de contacto	28
5. Métodos y materiales.....	29
5.1. Estimación del caudal de diseño	29
5.1.1. Caudal residual doméstico	30
5.1.2. Caudal residual combinado.....	37
5.2. Características del agua residual	44
5.2.1. Agua residual doméstica.....	45
5.2.2. Aguas pluviales.....	47
5.3. BioWin 5	49
5.4. Análisis de ciclo de vida (ACV)	50
5.4.1. Evolución de los estudios de Análisis de Ciclo de Vida (ACV)	51
5.4.2. Definición del objetivo y alcance	53
5.4.3. Inventario de Ciclo de Vida (ICV)	55
5.4.4. Análisis de impacto de Ciclo de Vida (AICV)	55
5.4.5. Interpretación	58
5.4.6. ACV orientado al tratamiento de aguas residuales.....	58
5.5. SimaPro:.....	59
6. Resultados	60
6.1. Diseño.....	60
6.1.1. Parámetros básicos de diseño	60
6.1.2. Rejas.....	63
6.1.3. Desarenador	64
6.1.4. Sedimentador primario	67
6.1.5. Tanque ecualizador	70
6.1.6. Biorreactor de membrana (MBR).....	71
6.1.7. Desinfección	74
6.1.8. Digestor anaerobio.....	75
6.1.9. Deshidratación de lodos.....	78
6.1.10. Configuración de la planta.....	80
6.1.11. Resultados del diseño.....	80
6.2. Análisis ambiental:.....	82
6.2.1. Inventario de Ciclo de Vida (ICV)	82
6.2.2. Resultados del Análisis Ambiental (AICV).....	85
7. Conclusiones y comentarios.....	88
8. Referencias	91

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Generación y determinación de los impactos ambientales para cada etapa del ciclo de vida	6
Figura 2. Esquema conceptual de una PTAR.....	7
Figura 3. Ejemplos de trenes de tratamiento	8
Figura 4. Incidencia porcentual de las unidades de tratamiento en la generación de malos olores.	15
Figura 5. Distritos de Huaraz e Independencia	30
Figura 6. Población de Huaraz para el periodo 2000-2015	31
Figura 7. Población de la provincia de Huaraz para el periodo 2005-2015	33
Figura 8. Producción de agua potable en función de la población.....	34
Figura 9. Variación del caudal residual doméstico en el transcurso del día.....	36
Figura 10. Precipitaciones máximas diarias – Estación Santiago Antúnez de Mayolo.....	39
Figura 11. Superficie urbana de los distritos de Huaraz e Independencia.....	40
Figura 12. Variación del caudal pluvial	41
Figura 13. Variación porcentual de las precipitaciones proyectadas al 2030.....	43
Figura 14. Diagrama de flujo para líneas de tratamiento de agua residual y lodos.....	50
Figura 15. Fases correspondientes a la metodología del Análisis del Ciclo de Vida.....	52
Figura 16. Descripción de las nuevas estructuras de los estándares ISO 14040 y 14044	52
Figura 17. Unidad funcional del sistema – 1m ³ de agua entrante.....	54
Figura 18. Descripción general de la estructura del AICV (ISO, 2006).	56
Figura 19. Descripción general de los métodos “midpoints” y “endpoints”	57
Figura 20. Configuraciones típicas asociadas a la tecnología MBR	72
Figura 21. Concentración de contaminantes para el caudal promedio.....	73
Figura 22. Concentración de contaminantes para el caudal máximo operativo	74
Figura 23. Diagrama del flujo conceptual de la planta.....	80
Figura 24. Potencial de eutrofización (g) de los escenarios correspondientes al primer segmento de evaluación, referidos a 1m ³ de agua entrante.	86
Figura 25. Potencial de eutrofización (g) de los escenarios correspondientes al segundo segmento de evaluación, referidos a 1m ³ de agua entrante.	86
Figura 26. Potencial de calentamiento global (g) para los cinco caudales de operación, referidos a 1m ³ de agua entrante.	87

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Comparación entre los sistemas aerobios y anaerobios.	11
Tabla 2. Uso consuntivo del agua superficial de la ciudad de Huaraz en los años 2013 y 2014.	29
Tabla 3. Población de los distritos de Huaraz e Independencia en el periodo 2011-2015.	31
Tabla 4. Población proyectada al año 2037.....	32
Tabla 5. Población proyectada al año 2037.....	32
Tabla 6. Producción de agua potable de la empresa EPS Chavín S.A. proyectada al año 2037.	34
Tabla 7. Consumo per cápita diario proyectado al año 2037 para la zona urbana de Huaraz.	35
Tabla 8. Precipitaciones máximas diarias – Estación Santiago Antúnez de Mayolo	38
Tabla 9. Constituyentes del agua residual de acuerdo a la concentración.....	46
Tabla 10. Constituyentes del agua residual de acuerdo a la concentración.....	47
Tabla 11. Constituyentes del agua residual combinada.	48
Tabla 12. Constituyentes del influente combinado de los distritos de Huaraz e Independencia.	48
Tabla 13. Caudales de diseño.....	60
Tabla 14. Límites máximos permisibles para efluentes de PTARs – Directiva Peruana.	62
Tabla 15. Límites máximos permisibles para efluentes de PTARs – Directiva Europea.....	62
Tabla 16. Cuadro comparativo entre rejas operadas por cadenas y de movimiento oscilatorio.....	64
Tabla 17. Cuadro comparativo entre desarenadores de flujo horizontal, aireados y de vórtice.....	65
Tabla 18. Rangos y valores característicos de las dimensiones de un sedimentador primario.	68
Tabla 19. Constantes empíricas para estimar los porcentajes de remoción de DBO ₅ y SST.	69
Tabla 20. Porcentajes de remoción de DBO ₅ y SST para el caudal medio y máximo diario.....	70
Tabla 21. Porcentajes de remoción de DBO ₅ y SST alcanzados en el sedimentador primario a 17°C.	71
Tabla 22. Cuadro comparativo de las tecnologías disponibles de desinfección.....	75
Tabla 23. Cuadro comparativo de las tecnologías disponibles de desinfección.....	76
Tabla 24. Cuadro comparativo entre los principales mecanismos de deshidratación.	79
Tabla 25. Concentración de los principales contaminantes para los cinco caudales estudiados obtenidos por medio de BioWin.	81
Tabla 26. Concentraciones de los contaminantes computados para el ACV correspondientes a las temporadas de estiaje y tormenta, referidos a 1m ³ de agua entrante.	82
Tabla 27. Recursos y procesos asociados a 1m ³ de infraestructura de concreto construida dentro de una PTAR, para cada 1m ³ de agua entrante.	83
Tabla 28. Consumos típicos de energía de los distintos procesos utilizados para el tratamiento de aguas residuales, para la unidad referencial de 1m ³ de agua tratada.....	84

1. Problemática

El calentamiento global, el crecimiento de la población y el agotamiento progresivo de los recursos debido a un patrón de consumo acelerado han creado un panorama de insostenibilidad mundial (Ngo et al., 2016). Esta situación conlleva a preguntarse acerca de la capacidad del planeta para sostener las actividades humanas, la cual no depende únicamente de los requerimientos básicos alimenticios, también está determinada por el nivel de consumo de recursos, la cantidad de desechos generados y las tecnologías empleadas para llevar dichas actividades a cabo.

Uno de los recursos fundamentales que está experimentando dicho detrimento es el agua, que se degrada constantemente debido al crecimiento de la población mundial a un ritmo anual de 1.2% y al patrón de consumo actual (Selvam & Wong, 2016). Por lo cual, se genera una problemática asociada a la incertidumbre de la capacidad de las masas de agua para abastecer a la población. Más aún, si las reservas de agua dulce están concentradas en determinadas zonas; mientras se reportan muchos casos de escasez en otras áreas (Pimentel & Pimentel, 2008). Ante ello, surge el concepto de la gestión sostenible del agua que involucra mejorar la calidad de las aguas superficiales y subterráneas, evitar la sobreexplotación y contaminación, identificar recursos alternativos de agua (lluvias, desalinización, reciclaje) y la creación de políticas ambientales (NWC, 2011).

El enfoque de la gestión sostenible del agua abarca todos los sistemas de agua de manera global, el cual incluye agua potable, agua de precipitación, agua residual y los sistemas de drenaje. Es decir, los sistemas de agua son contemplados como recursos positivos provenientes de diversos suministros y que pueden ser utilizados de múltiples maneras (Struck, 2012). El presente trabajo de investigación se enfocará en las aguas residuales mediante un caso de estudio en la ciudad de Huaraz. Debido a que en los países emergentes las descargas de aguas residuales urbanas carentes de tratamiento representan alrededor del 90-95% de la descarga total (Pimentel et al., 2012). Asimismo, las legislaciones que regulan la calidad de los efluentes tratados no son rigurosas (MINAM, 2010).

El tratamiento de aguas residuales es indudablemente un asunto de interés en los países en los que la disponibilidad de agua dulce es limitada, o en aquellos en los que la distribución de dicho recurso es desigual, como es en el caso de Perú. Si bien se trata de un país privilegiado por su oferta hídrica, ubicándose dentro de los 20 primeros países del planeta con mayores reservas de agua (Fernández, 2011), su orografía delimita tres vertientes hidrográficas que descompensan su distribución espacial. Es decir, se concentra el 97.7%

del volumen de agua en la vertiente del Atlántico, en donde se sitúa únicamente el 30 % de la población; 0.5% se encuentra en la vertiente del Titicaca, en la cual se localiza el 5% de la población y; el 1.8% restante se halla en la vertiente del Pacífico, en la cual contradictoriamente se halla el 65% de habitantes (Fernández, 2011).

En el Perú, un país en vías de desarrollo, es notorio que el planeamiento y control de las aguas residuales es inadecuado, y que el volumen tratado no es representativo. En efecto, la producción anual de aguas residuales es de 798.5 Hm³, de las cuales solo el 32% recibe algún tipo de tratamiento (260.9 Hm³). Asimismo, únicamente 30.9 Hm³ del agua residual tratada es reutilizada, y el 59.7% está destinada al regadío (SUNASS, 2015).

Por lo tanto, fomentar la depuración de aguas residuales constituiría una técnica eficaz para la obtención de recursos hídricos que sustituyan volúmenes importantes de agua de primer uso, en actividades que no demanden el uso de agua potable. Esto es sumamente relevante si se toma en cuenta que Sudamérica experimentará un incremento en el estrés hídrico debido al calentamiento global (Bradley et al., 2006). Asimismo, dichos procesos de tratamiento influirán esencialmente en la disminución de riesgos para la salud pública y en el cuidado de las fuentes de agua superficial y subterránea.

Específicamente, la provincia de Huaraz cuenta con una extensión geográfica de 35459 km² y una población de 164 768 habitantes (INEI, 2014). A pesar, del gran número de pobladores y la importancia para el departamento de Ancash, la situación actual de Huaraz concerniente al sistema de tratamiento de aguas servidas no es muy distinta a la de las otras ciudades peruanas. Efectivamente, la ciudad no cuenta con una PTAR que atienda sus necesidades directas. Cabe resaltar que, la Provincia de Huaraz dispone de una planta de tratamiento de aguas residuales; sin embargo, está enfocada en satisfacer las necesidades del sector Chavín Alto.

Por consiguiente, surge la necesidad de emprender una propuesta de diseño de una PTAR que satisfaga las necesidades de saneamiento de la población urbana de Huaraz. En este sentido, es importante conocer las causas de contaminación de los cuerpos de agua puesto que la selección de las tecnologías está supeditada por los contaminantes presentes y al grado de depuración que se desee obtener (Soanez, 1999). Particularmente, Huaraz se encuentra a 3.052 m.s.n.m. y se sitúa en el valle del Callejón de Huaylas conformado por las cordilleras Blanca y Negra, el cual es recorrido en toda su extensión por el río Santa. Es precisamente dicho valle una zona de alto potencial minero, pues la conformación geológica de la cuenca del río Santa propició la ocurrencia de yacimientos metálicos distribuidos en

tres zonas (Olivera, 2008). Sin embargo, para la presente investigación son dos las áreas de interés.

En primer lugar, la zona de la Cordillera Negra, la cual se encuentra conformada primordialmente por yacimientos polimetálicos; siendo el cobre, molibdeno, zinc, plata, plomo y oro los metales característicos. En segundo lugar, la zona de la Cordillera Blanca, en la cual los yacimientos están dispuestos en gran proporción dentro de los límites del Parque Nacional Huascarán; y en la mayoría de los casos la extracción se realiza de manera informal o representan pasivos ambientales (Villanueva, 2011). Adicionalmente, el agua demandada para actividades mineras varía en el orden de 2.1 Hm^3 , siendo el 73% del volumen total el utilizado en la vertiente del Pacífico (Fernández, 2011).

Por lo expuesto, el sector minero constituye un agente alarmante en la gestión del agua en la cuenca del Santa, no por el volumen requerido para el desarrollo de la actividad, que es relativamente pequeño, sino por el desmesurado riesgo de polución de las aguas causado por el vertimiento de aguas resultantes del procesamiento de minerales. Cabe mencionar, que las dos principales mineras, Antamina y Barrick, siguen los lineamientos descritos en las normativas ISO 14001 y OHSAS 18001, los cuales brindan pautas para satisfacer exigentes estándares ambientales. Por tanto, la preocupación se centra en la presencia de metales pesados provenientes de la minería informal y de mineras inoperantes que actualmente representan pasivos ambientales.

Sin embargo, los metales pesados provenientes de las actividades mineras no son los únicos agentes que contaminan los cuerpos de agua; la ciudad genera vertidos residuales como resultado de las actividades humanas diarias, que son transportados hacia los ríos a través de los sistemas de drenaje. Estas pueden mezclarse con aguas de precipitación de acuerdo con la temporada del año ya que sistema de desagüe es mixto (combina el caudal residual urbano con las aguas de lluvia). Las características de dichos vertidos serán descritas con mayor detalle en los próximos capítulos.

El trabajo consiste en evaluar la factibilidad de tratar el caudal cargado de metales pesados provenientes de los pasivos ambientales y que son transportados a través del río Santa, el caudal de precipitación y el caudal residual urbano dentro de una PTAR. Posteriormente, la labor es diseñar la PTAR en concordancia con criterios geográficos, climáticos, económicos y técnicos. En definitiva, se pretende que la construcción de la planta permita conservar los recursos naturales, limitar los impactos adversos al medio ambiente, mejorar la productividad económica y alcanzar el bienestar social.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

- Diseñar y realizar el análisis ambiental de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) en la ciudad de Huaraz que permita alcanzar niveles permisibles en la calidad de agua con la finalidad de mejorar los estándares de las condiciones de vida.

2.2. Objetivos específicos del proyecto

- Obtener información sobre la procedencia del agua residual en Huaraz.
- Identificar los principales contaminantes correspondientes a las aguas residuales municipales.
- Evaluar los diversos procedimientos para la depuración de aguas residuales de acuerdo con criterios geográficos, climáticos, económicos y técnicos.
- Realizar trabajos de campo en la zona para conocer las condiciones geográficas del lugar, y consiguientemente establecer las variables a tomar en cuenta en el diseño.
- Realizar el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales.
- Verificar que el diseño permita obtener aguas abajo de la ciudad de Huaraz indicativos favorables sobre la calidad de agua que satisfagan los límites permisibles.
- Estimar los impactos ambientales vinculados al calentamiento global y eutrofización, que son el resultado de la construcción y operación de la planta, siguiendo la metodología del análisis de ciclo de vida.

3. Descripción del tratamiento de aguas residuales y sus tecnologías

3.1. Aspectos generales

Las aguas residuales municipales son la combinación de múltiples corrientes de agua descargadas a los sistemas de drenaje urbano luego de ser empleadas, las cuales adhieren a su composición una gran diversidad de sustancias contaminantes; procedentes de viviendas, instituciones, plantas industriales, entre otros. A menudo, estas corrientes de agua se combinan con aguas subterráneas infiltradas en la red, o en todo caso con aguas provenientes de precipitaciones; si se trata de una red de drenaje combinado (Noyola et al., 2013).

En los países desarrollados el acceso a los servicios de tratamiento de aguas residuales no representa un problema mayor. Sin embargo, en los países en vías de desarrollo, los sistemas de alcantarillado suelen carecer de una estación depuradora (Metcalf & Eddy, 2014). Por lo tanto, las aguas residuales son vertidas directamente a medios naturales (cuerpos de agua o suelo), los cuales mediante acciones físicas y biológicas realizan una limitada autodepuración. En otras palabras, no se logra degradar por completo la materia orgánica presente en las aguas residuales. A consecuencia de ello, se contamina el medio ambiente y se altera el equilibrio ecológico (Noyola et al., 2013).

En ese sentido, es menester complementar la red de drenaje urbana con plantas de tratamiento que sean capaces de remover o transformar los contaminantes presentes en los vertidos residuales, mediante un tren de procesos unitarios que den como resultado un agua de mejor calidad, apta para el fin último para el cual fue depurada (Metcalf & Eddy, 2014). Asimismo, un adecuado sistema de saneamiento permite proteger a la población del contagio de enfermedades que se transmiten a través del agua; como el cólera, tifoidea y disentería (Grigg, 2011).

En la concepción, planeación, elección y diseño de un sistema de depuración de aguas residuales es necesario considerar la disponibilidad de los recursos económicos y técnicos puesto que la infraestructura requerida para la gestión de las aguas residuales es vasta, costosa y difícil de operar adecuadamente (Grigg, 2011). Además, se deben contemplar las particularidades del agua residual a tratar; las cuales están estrechamente ligadas a la variación del caudal, tipo y concentración de contaminantes, las leyes que establecen los criterios para la descarga del efluente depurado a un cuerpo receptor o, esporádicamente, para su uso (Noyola et al., 2013).

Dos factores complementarios, que no se deben dejar de lado son la sustentabilidad y el consumo de energía (Howe et al., 2016) puesto que tiene una influencia relevante al

momento de estimar los impactos ambientales (Rebitzer et al., 2004). De esta manera se posibilita que la industria desarrolle métodos más eficientes para la conservación de recursos. La Figura 1 señala la determinación y generación de impactos ambientales de cada una de las etapas de ciclo de vida. Si bien los porcentajes son referenciales y pueden variar entre plantas, es notable lo determinante de la etapa de diseño, a pesar de su naturaleza poco nociva en términos de generación de impactos.

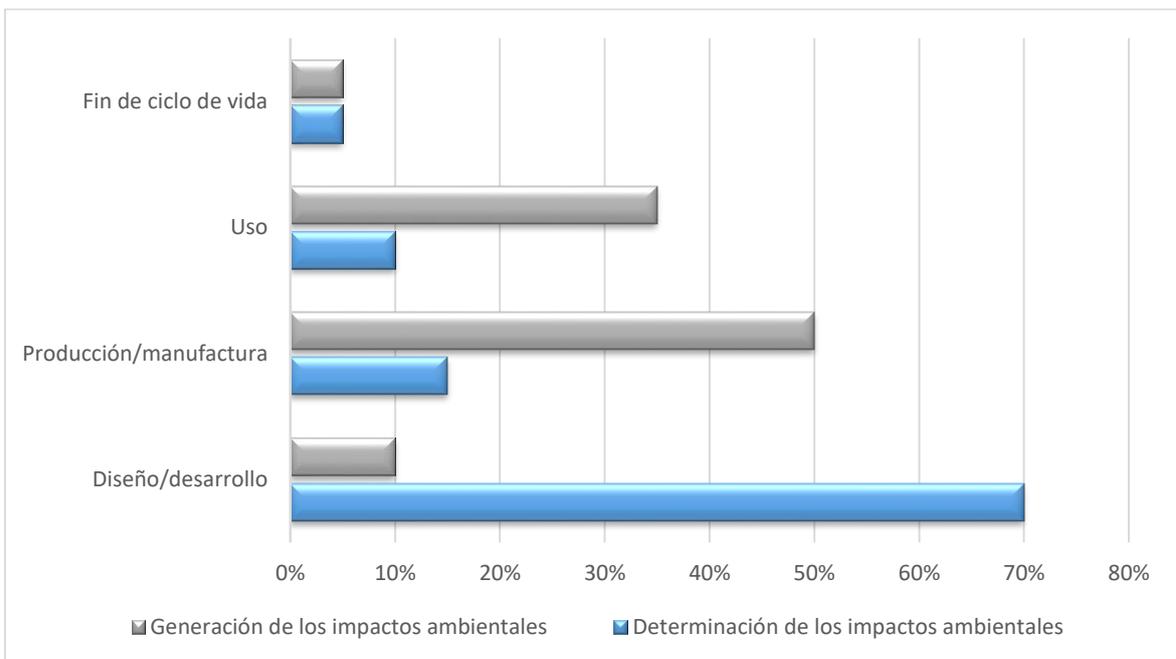


Figura 1. Generación y determinación de los impactos ambientales para cada etapa del ciclo de vida (Rebitzer et al., 2004).

Entonces, la etapa de diseño consiste en encontrar aquellas tecnologías que permitan alcanzar los niveles de remoción estipulados por la normativa causando los menores impactos posibles. Más aún, si la situación actual evidencia una creciente tendencia hacia el empleo de fuentes de paupérrima calidad, lo cual ha propiciado el uso de tratamientos más avanzados, que requieren una mayor cantidad de recursos y energía; y como consecuencia de ello, una mayor contaminación y deterioro del ambiente (Howe et al., 2016).

En el caso de las plantas de tratamiento, las principales contribuciones a la carga ambiental están dadas por el consumo de energía (Lim et al., 2008) y las características del efluente y los lodos (Hospido et al., 2004). Por un lado, la operación de la PTAR es la principal causa de calentamiento global debido al alto consumo eléctrico producido por los sistemas de aeración e impulsión. Por otro lado, las características del efluente de agua y lodos son las principales causas de eutrofización.

3.2. Tratamiento de aguas residuales

El objetivo general del tratamiento de aguas residuales es remover las sustancias contaminantes, de origen orgánico o inorgánico, las cuales pueden estar en forma de partículas en suspensión y/o disueltas (Noyola et al., 2013) para alcanzar niveles de calidad de agua determinados por la normativa de descarga. Los objetivos específicos del tratamiento se logran mediante la integración de procesos unitarios. Entiéndase como proceso unitario a aquel que atiende a un grupo específico de contaminantes (Howe et al., 2016). Cada proceso unitario debe eliminar un porcentaje establecido inicialmente con el propósito de satisfacer la normativa al finalizar el proceso de tratamiento (Metcalf & Eddy, 2014).

Tal como lo enunció Antoine Lavoisier en 1785, “la materia no se crea ni se destruye solo se transforma”, en un sistema de tratamiento de vertidos residuales, por el principio de la conservación de la materia se explica que al remover de algún modo las sustancias contaminantes, éste únicamente se transforme o transfiera. Por ello, en los diversos procesos de acendramiento siempre se generarán residuos, tales como lodos. Asimismo, estos estarán acompañados de emisiones gaseosas. La cantidad y características de estos residuos dependerá de las particularidades del agua residual a depurar y del tren de procesos unitarios adoptado (Noyola et al., 2013). La Figura 2 muestra un esquema conceptual básico de una planta depuradora de aguas residuales, que permite apreciar dichos residuos sólidos y gaseosos generados como consecuencia del tren de tratamiento. Asimismo, al esquema podría sumarse la recuperación de energía y recursos de acuerdo al sistema biológico de tratamiento que se adopte.

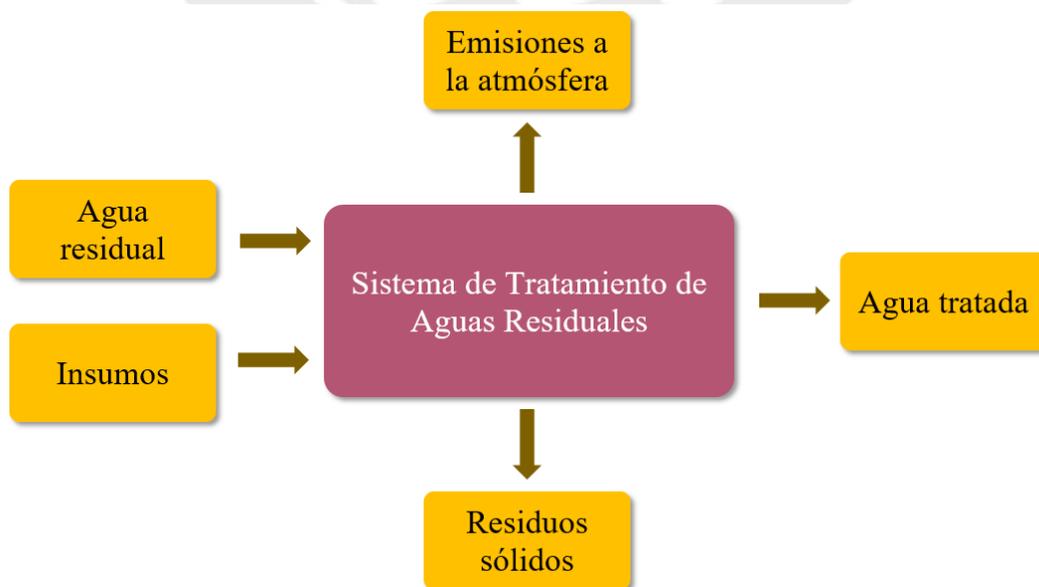


Figura 2. Esquema conceptual de una PTAR (Noyola et al., 2013).

3.3. Tecnologías existentes

La obtención de un agua depurada que cumpla la normatividad requiere combinar necesariamente varias tecnologías de tratamiento, cuyas bases son físicas, químicas o biológicas, los cuales dan lugar a trenes de tratamiento. En otras palabras, el proceso de tratamiento consiste en la eliminación progresiva de contaminantes. Asimismo, el tratamiento de aguas residuales se caracteriza por una mayor facilidad de tratamiento a medida que el tamaño de partícula sea mayor. Por ende, el orden lógico es quitar en primer lugar las materias en suspensión, seguidamente las sustancias coloidales y después las sustancias disueltas (Carrasco & Díaz, 2010). La Figura 3 muestra los procesos unitarios más comunes en el tratamiento de aguas. Asimismo, presenta varias configuraciones que constituyen distintos trenes de tratamiento.

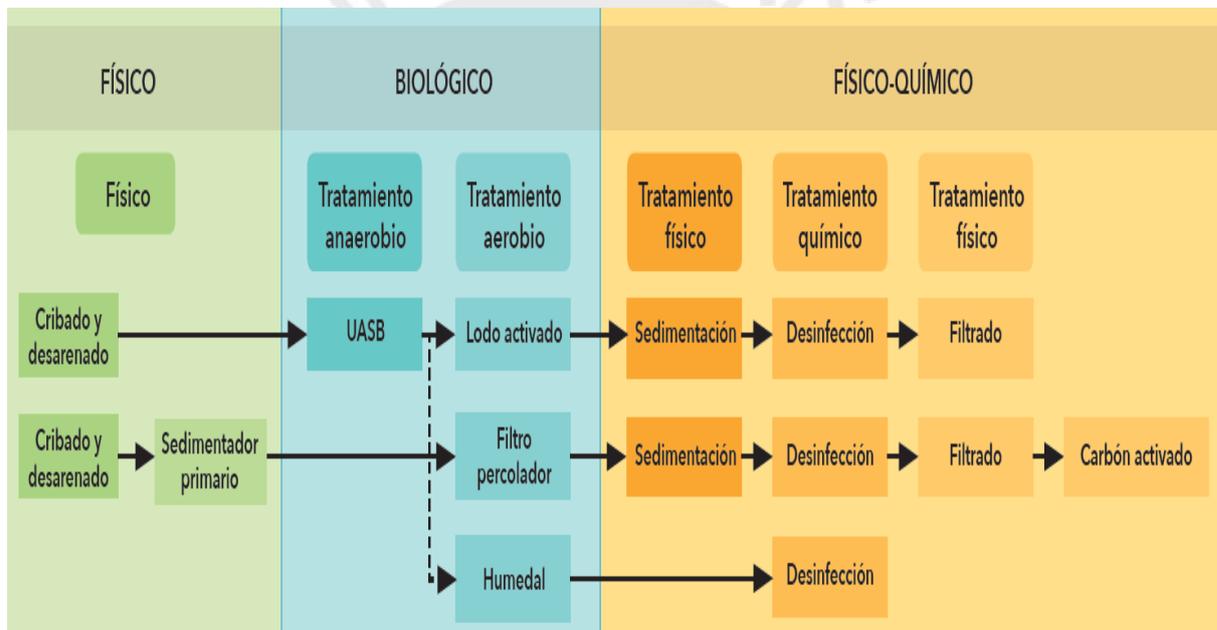


Figura 3. Ejemplos de trenes de tratamiento (Noyola et al., 2013). (UASB: Reactor anaerobio de flujo ascendente)

La integración de los procesos unitarios constituyen los llamados tratamientos primario, secundario y terciario (o avanzado) (Metcalf & Eddy, 2014). Estos pueden resumirse básicamente en dos grupos globales: los tratamientos fisicoquímicos y los biológicos. Los primeros operan básicamente, por procesos físicos (gravedad, filtración por obstrucción física, entre otros). El segundo grupo implica la degradación o transformación de la materia orgánica a través de microorganismos (Noyola et al., 2013).

3.4. Definición de los niveles de depuración

El grado de depuración depende del uso o disposición última que se le desee asignar al agua tratada. Generalmente, está determinado por la normatividad de cada país. En seguida se describirán los diversos niveles de tratamiento.

3.4.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar o pretratamiento de los vertidos residuales se define como el procedimiento de eliminación de los componentes de las aguas residuales cuya presencia puedan ocasionar problemas de mantenimiento, operaciones y funcionamiento de los diferentes procesos o en los sistemas auxiliares (Metcalf & Eddy, 1995). Por ello, al inicio del tratamiento las aguas se suelen someter a diversos procesos físicos o mecánicos que posibiliten remover las partículas de mayor tamaño (Carrasco & Díaz, 2010). Las operaciones más comunes son: desbaste, desarenado, tamizado, desengrase y predecantación. Los cuales se llevan cabo a través de cribas, desarenadores, flotadores o desengrasadores (Noyola et al., 2013).

Un aspecto relevante de esta etapa es la producción de residuos sólidos urbanos (RSU), cuyo incremento representa uno de los retos actuales más grandes de la sociedad. En efecto, el incremento anual de los RSU es de 2 billones de toneladas (UNEP, 2015). Otro factor a tomar en cuenta es la composición de los RSU puesto que de ello depende un adecuado sistema de tratamiento. En países desarrollados el papel representa el 70%; mientras que en países en vías de desarrollo el 80% consiste en residuos de comida (Tchobanoglous et al., 1993). El mayor problema asociado a los RSU es la contribución al calentamiento global y el cambio climático. Esto se debe básicamente a los gases de efecto invernadero liberados durante su colección, transporte y disposición (Bonnet & Gheewala, 2016).

3.4.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario incluye la posibilidad de eliminar una porción de sólidos y materia orgánica suspendida. Dichos contaminantes pueden reducir la claridad del agua a niveles inaceptables (altos niveles de turbidez), ser agentes infecciosos (bacterias, virus y protozoarios) y tener compuestos tóxicos adsorbidos en sus superficies externas (Howe et al., 2016). De hecho, esta etapa permite alcanzar remociones alrededor de 60% en sólidos en suspensión y de 30% en DBO_5 (Noyola et al., 2013).

Los procesos presentes en esta etapa pueden ser físicos, como por ejemplo el tamizado y la sedimentación; o químicos, tales como la coagulación y floculación. Dentro de esta gama de procesos, los químicos son los más complejos y funcionan de la siguiente manera (Howe et al., 2016):

- **Coagulación:** Implica añadir una sustancia coagulante con el propósito de desestabilizar las partículas presentes en el agua, de manera que puedan eliminarse en procesos ulteriores. Los coagulantes más usados son el alumbre, sales de hierro y polímeros orgánicos.
- **Floculación:** El objetivo es producir partículas mediante agregación (formado por partículas desestabilizadas), las cuales se pueden ser eliminadas con mayor facilidad mediante procesos de sedimentación y filtración

3.4.3. Tratamiento secundario

Esta etapa del tratamiento está orientada a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables (principalmente solubles) por medios prioritariamente biológicos debido a su precio asequible y alta eficacia de remoción (Noyola et al., 2013). Por lo general, las aguas residuales constituidas por material biodegradable con una relación DBO/DQO de 0.5 o mayor puede ser tratada por medios biológicos de manera sencilla (Metcalf & Eddy, 2014).

Los procesos biológicos pueden ser del tipo anaerobio o aerobio. Por un lado, los procesos anaerobios se caracterizan porque una mixtura de microorganismos degrada la materia orgánica presente en las aguas residuales en ausencia de oxígeno (Akshaya et al., 2016) y por una producción de lodos alrededor del 5-10% debido a la baja síntesis bacteriana (Metcalf & Eddy, 2014). Por otro lado, en los procesos aerobios ocurre todo lo contrario puesto que los microorganismos requieren de oxígeno y mayor energía para llevar a cabo la síntesis celular, lo cual conlleva a una mayor producción de lodos activados no estabilizados, cuyo tratamiento y disposición incrementa los costes de depuración y la dificultad técnica (Noyola et al., 2013).

Akshaya et al. (2016) enuncian las siguientes ventajas asociadas a los procesos anaeróbicos: menor producción de lodo biológico, menor costo de operación, menor requerimiento de nutrientes, alto grado de estabilización de la biomasa, producción de biogás utilizado como fuente de energía o calor, efectivo a mayores temperaturas y contenidos orgánicos. Asimismo, describen algunas desventajas de estos sistemas como la ineficiencia para remover contaminantes no orgánicos (nutrientes y patógenos), la alta sensibilidad

bioquímica del proceso (requiere de un monitoreo constante del pH, temperatura, entre otros), la alta alcalinidad requerida y los malos olores asociados al proceso.

Una de las principales ventajas de los sistemas aerobios es que permiten tratar una gran variedad de aguas residuales solubles de baja carga (Show & Lee, 2016). De hecho, en comparación con sistemas anaeróbicos, los sistemas aerobios permiten alcanzar mayores remociones de materia soluble orgánica biodegradable y la producción de la biomasa (lodos) es generalmente bien floculada (Grady Jr et al., 2011). Como resultado de ello, la calidad del efluente aerobio suele ser mayor al del anaerobio (Chan et al., 2009). Sin embargo, los procesos aerobios requieren de aireación continua, lo cual involucra la adquisición de equipos mecánicos dedicados a suministrar oxígeno. Entonces, las principales desventajas de estos sistemas son el costo y consumo de energía (Metcalf & Eddy, 2014).

Las características de ambos sistemas están resumidas en la Tabla 1, con el propósito de discutir acerca de qué sistema se destaca sobre el otro. Las ventajas de los sistemas anaerobios sobresalen debido a la posibilidad de generar bioenergía y la recuperación de nutrientes, con procesos que demandan un consumo menor de energía (Chan et al., 2009). Un posible argumento en contra sería que los sistemas aerobios permiten obtener efluentes de mayor calidad; sin embargo, en los últimos se alcanzaron notables avances en las tecnologías anaerobias que permiten cumplir con las normativas de control ambiental (Akshaya et al., 2016).

Tabla 1. Comparación entre los sistemas aerobios y anaerobios. Fuente: (Chan et al., 2009).

Característica	Aerobio	Anaerobio
Eficiencia de materia orgánica	Alta	Alta
Calidad del efluente	Excelente	Moderada hacia baja
Tasa de carga orgánica	Moderada	Alta
Producción de lodos	Alta	Baja
Requerimientos de nutrientes	Alta	Baja
Requerimientos de alcalinidad	Baja	Alta
Requerimiento energético	Excelente	Moderada hacia baja
Sensibilidad térmica	Baja	Alta
Tiempo de inicio	2-4 semanas	2-4 meses
Malos olores	Bajo Potencial	Alto potencial
Bioenergía y recuperación de nutrientes	No	Si

Luego de comprender como funcionan los procesos aerobios y anaerobios es momento de preguntarse acerca de la posibilidad de combinar ambos sistemas. Esto puede entenderse de la siguiente manera, el sistema anaerobio eliminará alrededor del 65% de la materia

orgánica sin la necesidad de aireación; la materia orgánica restante será removida por el proceso aerobio (Noyola et al., 2013). De hecho, esta posibilidad fue estudiada con mayor detalle por Frostell (1983) y Cervantes et al. (2006), quienes identificaron las siguientes ventajas:

- Gran potencial para la recuperación de recursos: El pretratamiento anaerobio remueve la mayoría de los contaminantes orgánicos y los convierte en biogás.
- Tratamiento general de alta eficiencia: Se añade un tratamiento aerobio de pulimento capaz de tratar una gran diversidad de contaminantes.
- Menor producción de lodos: Como la digestión aerobia ocurrirá luego de una primera digestión anaerobia, la producción de lodos estabilizados es mínima. Esto, en definitiva, permite un ahorro económico significativo en la disposición de los lodos.
- Eliminación de compuestos orgánicos volátiles: Los compuestos volátiles son degradados por el proceso anaerobio y removido por el aerobio.

Cabe resaltar que usar un sistema anaerobio-aerobio puede significar un costo equivalente a la octava parte de utilizar únicamente un sistema aerobio (Vera et al., 1999). Asimismo, que las ventajas descritas anteriormente están siendo desarrolladas rápidamente para tratar las aguas residuales municipales, sobre todo para la remoción de nutrientes (Im, 2001).

3.4.4. Tratamiento terciario

También conocido como “tratamiento avanzado”, se puede definir como el tratamiento necesario, luego del tratamiento secundario, cuyo fin es eliminar los constituyentes de las aguas residuales que ameritan especial atención, como los nutrientes, los sólidos en suspensión, los compuestos tóxicos y la materia orgánica remanente no biodegradable (Metcalf & Eddy, 2014).

Generalmente, se recurren a tratamientos terciarios cuando se debe satisfacer condiciones de descarga estrictas, que protegen ecosistemas frágiles, o en caso de que el agua tratada este designada para un uso en específico. Para lograr dichos objetivos comúnmente se emplean los procesos unitarios de coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activado.

3.4.5. Tratamiento y disposición de lodos

Los lodos que se generan como resultado de tratar la parte líquida de las aguas residuales son una mezcla biológica de agua, materia orgánica, contaminantes tóxicos orgánicos e inorgánicos y microorganismos muertos y vivos (Kacprzak et al., 2017). A pesar de que el lodo de desecho representa un pequeño porcentaje en volumen del agua residual procesada, el costo asociado a su tratamiento es alrededor del 50% del costo de operación de toda la PTAR (USEPA, 2008).

Por lo general, los lodos suelen ser sometidos al siguiente tren de tratamiento: operaciones preliminares, espesamiento, estabilización, acondicionamiento, desinfección, deshidratación, secado térmico, reducción térmica y evacuación final (Metcalf & Eddy, 2014). En particular, la disposición final es un tema que se viene discutiendo ampliamente en los últimos años debido a que usualmente los lodos son transportados a rellenos sanitarios, y se desaprovechan opciones que están en mayor concordancia con el desarrollo sostenible, como la generación de biogás y la recuperación de recursos (Kacprzak et al., 2017). Asimismo, los rellenos sanitarios pueden involucrar ciertos problemas como la emisión de gases de efecto invernadero y la generación de una lechada tóxica, la cual puede contaminar los cuerpos de agua superficial y subterránea (Selvam & Wong, 2016).

Actualmente, las tecnologías permiten pensar en opciones más atractivas como la producción de agregados de construcción, biocombustibles, productos biotecnológicos (bioplásticos, biopesticidas, biofloculantes y enzimas) y fertilizantes (Klai et al., 2016). Sin embargo, las aplicaciones de estas estrategias de gestión de lodos podrían estar relacionadas a riesgos potenciales. Por ejemplo, el lodo tratado puede ser utilizado como fertilizante debido a la presencia de nutrientes; sin embargo, está compuesto además de metales pesados y patógenos que pueden representar un riesgo potencial para la salud humana (Fijalkowski et al., 2014). Por ello, en muchos países se restringe el uso del lodo residual como fertilizante en la producción de alimentos (Kacprzak et al., 2017). En ese sentido, se debe ejecutar un monitorio cuidadoso de los contaminantes presentes en el lodo tratado; con el propósito de adoptar las medidas preventivas que permitan mitigar los efectos adversos.

3.4.6. Sistema de control de olores

Las plantas de tratamiento son núcleos de contaminación del aire puesto que se liberan gases durante el proceso de degradación de la materia orgánica, que a su vez se caracterizan por tener un olor desagradable (Noyola et al., 2013). Por ello, dichas instalaciones están localizadas a las afueras de las ciudades; sin embargo, la creciente urbanización generó que la distancia entre las plantas y las zonas residenciales se acorte (Lewkowska et al., 2016). Como resultado de ello, los malos olores y la emisión de contaminantes al aire no representan únicamente un problema ambiental sino también social (Fang et al., 2012). En efecto, la generación de malos olores es considerada como la principal causa de rechazo a la implantación y operación de una PTAR (Metcalf & Eddy, 1995). La PTAR de Vigo en España representa un claro ejemplo de la inclusión del factor social dentro del diseño puesto que se construyó subterránea para evitar la difusión de los malos olores y ruidos.

En la actualidad, es posible implementar sistemas de control de olores que permitan respetar el derecho de la población a un ambiente saludable. Lewkowska et al. (2016) plantea los siguientes métodos de desodorización:

- Enmascaramiento de malos olores: Se trata de encubrir los malos olores con sustancias desodorizantes para incrementar el bienestar social. Sin embargo, esta medida no soluciona el problema ambiental.
- Biofiltración: El aire contaminado se introduce a un depósito que cuenta con una biolamina capaz de retener y biodegradar una amplia gama de contaminantes. Este método se caracteriza por su alta eficiencia de remoción de compuestos orgánicos volátiles.
- Disposición térmica: Son los métodos más conocidos para neutralizar los malos olores. Durante el proceso térmico de estabilización los contaminantes orgánicos son transformados a su forma estable, los cuales no son perjudiciales para el medio ambiente.
- Difusión mediante lodos activados: El aire contaminado pasa a través de lodos activados, los cuales descomponen los contaminantes como resultado de la oxidación de los compuestos químicos.

Los estudios realizados respecto al tema señalan que son el tratamiento preliminar y el tratamiento de lodos las principales fuentes de olores desagradables. Asimismo, en un gran número de ocasiones, el problema se localiza en la red de drenaje, causando impactos en la red de alcantarillado y en la entrada de la planta (Noyola et al., 2013). La Figura 4 señala las fuentes principales de malos olores en un tren de tratamiento completo. De acuerdo con lo descrito anteriormente, el tratamiento de lodos representa alrededor del 43% de este problema.

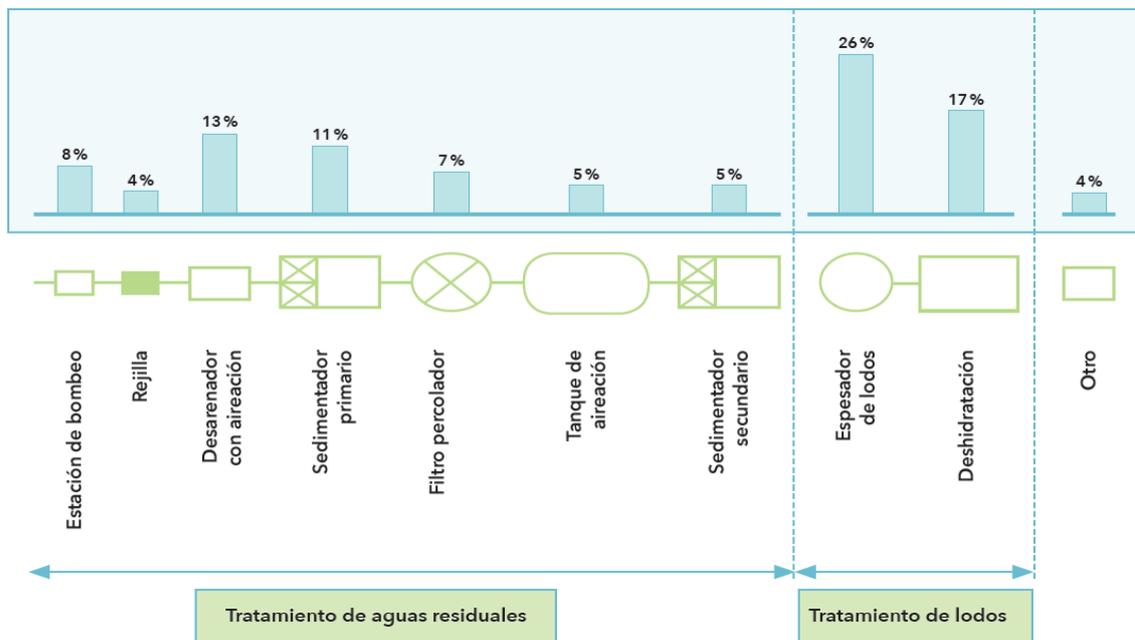


Figura 4. Incidencia porcentual de las unidades de tratamiento en la generación de malos olores (Noyola et al., 2013).

4. Alternativas tecnológicas para el tratamiento de aguas residuales

4.1. Instalaciones para el tratamiento físico

4.1.1. Rejas de limpieza manual

Hace varios años, estos eran usados en la etapa de pretratamiento en pequeñas plantas de tratamiento. En la actualidad, su uso es reducido, no solo por evitar el trabajo manual, sino también para evitar desbordamientos que se pudiesen producir por la obstrucción de aquellas (Metcalf & Eddy, 2014). Por otro lado, la instalación de estas requiere de espacios relativamente grandes y la necesidad de instalar rejas mecánicas posteriores, debido a que las rejas manuales están destinadas a la retención de objetos relativamente grandes (Espinoza Paz, 2010).

4.1.2. Rejas de limpieza mecánica

Su uso se ha extendido los últimos 50 años; sin embargo, su operación requiere de mantenimientos que deben realizarse con sumo cuidado. Por ello, su uso debe restringirse a situaciones estrictamente necesarias. Por otro lado, los diseños actuales incluyen en su estructura materiales que los hacen resistentes a la corrosión, como acero inoxidable o material plástico (Metcalf & Eddy, 1995). Las rejas mecánicas pueden dividirse en:

- Rejas de funcionamiento mediante cadenas.
- Rejas de movimiento oscilatorio.
- Rejas de catenaria.
- Rejas accionadas mediante cables.

4.1.2.1. Rejas de funcionamiento mediante cadenas

Este tipo de rejas se puede subdividir por el tipo de limpieza. Se encuentran las de limpieza por la cara anterior (aguas arriba) o por la cara posterior de la misma (aguas abajo). Sin bien el funcionamiento es similar, cada tipo de reja presenta sus propias ventajas y desventajas (Metcalf & Eddy, 1995).

Por un lado, las rejas de limpieza y retorno frontal son más modernas y retienen sólidos con mayor eficiencia; sin embargo, son menos robustas y más susceptibles a que el rastrillo se atasque debido a la aglomeración de sólidos en la base de la reja. Este tipo de rejas es empleado predominantemente en redes de alcantarillado de tipo separativo; y no tan frecuente en plantas de tratamiento conectadas a redes de alcantarillado unitario, en las

cuales se pueden presentar obstrucciones debido a la presencia de materiales de gran tamaño (Metcalf & Eddy, 1995).

Por otro lado, las rejas de limpieza por la parte posterior son ventajosas respecto a las anteriores; en el sentido de que la son menos propensas a daños. Esto se debe a que las barras protegen al rastrillo de posibles perjuicios. No obstante, este tipo de reja puede presentar problemas aguas debajo de la misma, relacionados con el arrastre de sólidos. Esto ocurre, especialmente, cuando los rastrillos comienzan a presentar niveles de deterioro considerables. (Metcalf & Eddy, 1995).

4.1.2.2. Rejas de movimiento oscilatorio

El funcionamiento de este tipo de rejas emula la secuencia de movimientos de una persona que rastrilla la reja. El rastrillo se traslada hasta la parte más baja de la reja, se sitúa entre las barras, y asciende arrastrando los desechos hasta la parte superior de aquella, una vez ahí son extraídas.

Una de las principales ventajas de este mecanismo es que su mantenimiento es práctico puesto que todos los componentes que requieren de ello se encuentran sobre el tirante de agua. Lo cual permite que no solo su mantenimiento sea sencillo sino también su inspección, sin la necesidad del vaciado del canal. Por otro lado, la principal desventaja de este tipo de reja radica en que se dispone de un único rastrillo de limpieza, a diferencia de las múltiples cadenas disponibles en las rejas de cadena, lo cual representa una seria limitación para tratar aguas con altos contenidos en residuos (Metcalf & Eddy, 2014).

4.1.2.3. Rejas de catenaria

Este tipo de rejas son de limpieza y retorno frontales, en el cual el rastrillo se mantiene en contacto con la reja gracias al peso de la cadena. Una de las principales ventajas de este tipo de rejas es que su mecanismo de transmisión no dispone de ruedas dentadas sumergidas. Por otro lado, uno de sus mayores inconvenientes es el espacio relativamente grande requerido para su instalación (Metcalf & Eddy, 2014).

4.1.2.4. Rejas accionadas con cable

Al igual que las rejas de catenaria son de limpieza y retorno frontal, la diferencia reside que este tipo de rejas emplea un rastrillo pivotante que asciende y desciende por unas guías operadas por un dispositivo compuesto por un cable y un tambor. La principal ventaja es que el único elemento mecánico sumergido es el rastrillo. Por otro lado, los inconvenientes que

presenta este sistema se deben a la limitada capacidad de rastrillado y lo dificultoso del proceso de mantenimiento asociado al destensado de los cables, enrollamiento de estos en los tambores, y a los defectos de los sistemas de frenado (Metcalf & Eddy, 2014).

4.1.3. Desarenador

Los desarenadores son dispositivos asignados a retener arenas y otros minerales pesados que se encuentran inertes en las aguas residuales (gravas, pedazos de ladrillo, partículas metálicas, tierra, entre otros) (Espinoza Paz, 2010). Se le pueden asignar tres funciones principales; proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y desmesurado desgaste, reducir la formación de depósitos pesados en el interior de las tuberías, canales y conducciones y reducir la frecuencia de lavado de los digestores originado por la acumulación excesiva de arenas (Metcalf & Eddy, 1995).

Existen tres tipos generales de desarenadores:

- De flujo horizontal (Rectangulares y cuadrados)
- Aireados
- De vórtice

4.1.3.1. Desarenadores rectangulares de flujo horizontal

Este tipo de desarenadores con control de velocidad son los dispositivos más antiguos empleados en el tratamiento de las aguas residuales. Estas unidades son concebidas bajo la premisa de que la velocidad se aproxime a 0.3 m/s. Con la finalidad, de que las arenas en el fondo del canal tengan el suficiente tiempo para sedimentar (Metcalf & Eddy, 1995). Un inconveniente presente en estas unidades es que estos dispositivos son capaces de sedimentar materia orgánica. Dicho de otra manera, de no controlarse el flujo efectivo, los desarenadores eliminarán una cantidad significativa de materia orgánica, la cual demandará de lavado y clasificación de arenas (Espinoza Paz, 2010).

4.1.3.2. Desarenadores cuadrados de flujo horizontal

El desarenador cuadrado de flujo horizontal funciona mediante un afluente a esta unidad de tratamiento. El cual se distribuye a través sección transversal del tanque mediante una serie de compuertas; una vez distribuida, el flujo sigue una trayectoria recta hasta rebosar por un vertedero de descarga libre.

Asimismo, en este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son conducidos, por medio de barredores mecánicos de rotación, a un pozo situado a un costado del tanque.

Dichos sólidos pueden ser extraídos mediante un mecanismo inclinado cuyo rol es transportar y clasificar, el cual está provisto de un rastrillo oscilante. La finalidad de este mecanismo es la de separar la materia orgánica de las arenas. Al igual que el desarenador rectangular de flujo horizontal, el material orgánico se retorna al flujo de tratamiento; mientras que las arenas son coladas (Metcalf & Eddy, 1995).

4.1.3.3. Desarenadores aireados

Este tipo de desarenador surge ante el exagerado nivel de desgaste de los equipos de manipulación de arenas y la constante necesidad de recurrir a un lavado de arenas mediante un equipo independiente (Metcalf & Eddy, 1995).

Por un lado, respecto al diseño de este tipo de unidades, se suele proyectar para la remoción de arenas de tamaño igual o mayor a 0.2 mm, con tiempos de detención comprendidos entre 2 y 5 minutos en circunstancias de caudal pico. Además, se dispone de un canal de recogida de arenas de alrededor de un metro de profundidad, con paredes laterales inclinadas (Metcalf & Eddy, 1995). Asimismo, los difusores de aire suelen ser instalados sobre la base del tanque a una distancia comprendida entre 0.45 y 0.6 metros.

Por otro lado, la velocidad de rotación transversal o agitación es un factor preponderante debido a que determina el tamaño de partículas que serán removidas, de acuerdo a su peso específico. Dicho de otra manera, si la velocidad es excesiva, se acarreará arena fuera del tanque; mientras que si la velocidad es reducida es minúscula, se sedimentará la materia orgánica junto con las arenas.

Venturosamente, el ajuste de la cantidad de aire a suministrar es sencillo de realizar. Es así, que de realizarse un ajuste adecuado el porcentaje de remoción es muy próximo al 100%. Asimismo, se obtendrán arenas muy limpias, evitando de esta manera los malos olores y la atracción de insectos indeseables (Metcalf & Eddy, 1995).

4.1.3.4. Desarenadores de vórtice

La clasificación de arenas se lleva a cabo en estructuras en las que el flujo de agua ocasiona la formación de vórtices (remolinos). Estos vórtices originados mecánicamente capturan los sólidos en la tolva central de un tanque circular (Metcalf & Eddy, 2014).

Una particularidad de estos desarenadores es que tanto la entrada y salida de agua se realiza en dirección tangencial. Asimismo, se dispone de una turbina giratoria, la cual mantiene la velocidad de circulación constante; aquella está acompañada de unas paletas rotativas que permiten la separación de las arenas de la materia orgánica. En resumidas

cuentas, el vórtice conduce a los sólidos hacia el centro del tanque, las paletas incrementan su velocidad lo suficiente para elevar el material orgánico y de ese modo retomarlo al flujo de tratamiento, y las arenas sedimentan por gravedad en cada giro completo del contenido del tanque.

4.2. Instalaciones para el tratamiento biológico

En esta sección se describirán las unidades de tratamiento correspondientes a los sistemas aeróbicos y anaeróbicos. Prestando especial atención en estos últimos, por sus ventajas energéticas, y la dificultad de tratar y disponer cantidades representativas de lodos correspondientes a los sistemas aeróbicos; sumado a los costes que implica realizar tratamientos complementarios. Sin embargo, se detallarán además las tecnologías aerobias con la finalidad de que sean alternativas válidas per se o para utilizarlos como sistemas mixtos, si el nivel de depuración requerido así lo amerite.

4.2.1. Procesos anaeróbicos

4.2.1.1. Reactor anaerobio de mezcla completa

El proceso anaeróbico de crecimiento suspendido más extendido es definitivamente el de mezcla completa. Este proceso se lleva a cabo en un reactor hermético equipado con un agitador que funciona constantemente, lo cual permite que el contenido del reactor se encuentre completamente mezclado y homogenizado (Akshaya et al., 2016). Esta mezcla ininterrumpida resulta en la igualdad del HRT y el SRT, lo cual representa la característica más importante de este tipo de sistemas (Azbar & Speece, 2001).

El reactor consta de cinco zonas; una cúpula de gas en la parte superior utilizada para almacenar el biogás producido, una capa espumante en la que se encuentran porciones flotantes e indigestadas, una capa flotante en la que se almacena el agua clarificada luego de la reacción, una capa activa en la que se lleva a cabo la reacción anaerobia, y una zona de estabilización utilizada para almacenar el lodo digerido temporalmente (Akshaya et al., 2016).

El proceso de mezcla completa es adecuado para aguas residuales con alta concentración de materia orgánica, las cuales resultan en sedimentaciones complicadas de los sólidos del efluente. Por tanto, es más práctico operar en condiciones de HRT igual al SRT, obviando la recirculación de lodos. Sin embargo, estos sistemas requieren de grandes

volúmenes de diseño puesto que la estabilidad del proceso se puede ver afectada debido a la pérdida de biomasa asociada a un pequeño SRT (Ho, 2010).

4.2.1.2. Reactor anaerobio de contacto

En los procesos de mezcla completa la recirculación de lodos no está permitida, por lo que la biomasa suspendida se pierde continuamente con el efluente ya que el HRT y SRT son iguales (Ho, 2010). Dicha imposibilidad exhortó la introducción de los procesos de contacto, los cuales incluyen un tanque de sedimentación externo para la separación y el reciclaje de la biomasa del efluente al reactor de mezcla completa, que permite que el SRT del proceso sea mayor al HRT. Como resultado de la separación del SRT del HRT, el volumen de diseño del reactor es menor, la tasa de carga orgánica es mayor y el HRT es acortado (Akshaya et al., 2016).

En los procesos anaerobios de contacto los residuos a tratar se mezclan con los sólidos del lodo recirculado, y se conducen a continuación a un reactor cerrado para soslayar la entrada del aire. De esa manera el contenido del reactor se mezcla completamente y, tras la digestión, la mezcla se separa en un sedimentador externo (Metcalf & Eddy, 2014).

Cabe mencionar, que la separación por gravedad es el método más común para la sedimentación de los lodos antes del reciclaje; sin embargo, existen lodos con malas propiedades de sedimentación. En ese caso, se suele utilizar el método de flotación por gas para la separación de los sólidos. Sin embargo, este proceso se puede ver interrumpido por las burbujas de biogás producidos en los procesos de separación y reacción. Para lidiar con dicho problema se puede instalar un sistema de desgasificación (Metcalf & Eddy, 2014).

4.2.1.3. Reactor batch anaerobio secuencial

El reactor batch anaerobio secuencial lleva a cabo un proceso de crecimiento suspendido de llenado y vaciado, en el cual la reacción y la separación sólido/líquido ocurren dentro del mismo reactor secuencial (Akshaya et al., 2016). Asimismo, este tipo de reactores son una modificación del sistema convencional de lodos activados, que permiten un ahorro económico en una magnitud aproximada del 20% (Grady et al., 1999).

Este procedimiento secuencial comienza con la etapa de llenado de las aguas residuales al reactor. Luego de esto ocurre la etapa de reacción, en la que se ejerce una mezcla intermitente durante unos minutos cada hora con el objetivo de alcanzar una mezcla completa dentro del reactor. Seguidamente, la fase de sedimentación permite separar los sólidos y que el agua flotante clarificada este apta para la descarga, que en esencia

representa la última etapa. Sin embargo, se puede incluir una fase de reposo, que representa el lapso de tiempo entre la vaciado y lleando del reactor. Asimismo, no se incluye el desecho de lodos como una fase en sí puesto que esto se lleva a cabo en la etapa de sedimentación o reposo (Akshaya et al., 2016).

4.2.1.4. Reactor anaerobio de lecho de lodos con flujo ascendente

Esta tecnología es una versión modificada del reactor de contacto, que funciona mediante un movimiento ascendente del agua residual a través de una capa densa de lodos anaerobios. Este tipo de reactores operan combinando procesos físicos y biológicos. El primero se lleva a cabo para separar de los sólidos y gases del líquido; mientras que el segundo desempeña la función de estabilizar la materia orgánica biodegradable dentro del entorno anaerobio (Akshaya et al., 2016).

Una singularidad de estos sistemas radica en la posibilidad de retener mediante sedimentación los microorganismos en forma de flóculos densos. De esta manera, el tiempo de retención celular se incrementa notablemente y, es posible operar el sistema con menores tiempos de retención hidráulica. Lo cual permite remover materia orgánica de manera eficaz. En evidencia de esto, un reactor UASB, por sus siglas en inglés, es capaz de alcanzar un porcentaje de remoción de DQO del orden de 75 a 85% (Metcalf & Eddy, 1995) y 70 a 80% en lo que concierne a DBO₅ (Noyola et al., 2013).

Esta tecnología se caracteriza por depurar satisfactoriamente las aguas residuales con alta carga orgánica y por un diseño sencillo (Akshaya et al., 2016). Asimismo, recientemente se demostró la flexibilidad funcional de esta tecnología, al ser capaz de tratar una gran diversidad de vertidos residuales de manera eficiente (Isik & Sponza, 2008; Coskun et al, 2012)

4.2.1.5. Reactor de lecho expandido o fluidificado

El reactor de lecho expandido es una variación del reactor UASB, que incluye una velocidad mayor del flujo ascendente a través del lecho de lodos. Este incremento permite la expansión de la capa de lodos. De esta manera se mejora el contacto entre agua residual/lodo y se alcanza una mayor separación de los sólidos del lecho de lodos (Akshaya et al., 2016).

En general, en los procesos de lecho expandido el agua residual a depurar se bombea a través de un material apropiado, en el cual se desarrolló un cultivo biológico. Es necesario que el efluente recircule en pro de diluir el agua entrante y mantener un caudal adecuado que

asegure que el lecho se encuentre expandido (Metcalf & Eddy, 1995). El lecho fluidificado en sí consiste en un material de cobertura o empaque de tamaño reducido, que no supera un milímetro de diámetro (Noyola et al., 2013).

Por otro lado, un aspecto de especial interés es la aplicabilidad de este sistema al tratamiento de aguas residuales municipales. Se podrían aplicar en la medida que los tiempos de retención sean muy pequeños; sin embargo, su uso aún no es muy recomendable por su baja carga orgánica. Como resultado del tratamiento de aguas residuales urbanas se obtiene lodo floculado, lo cual supone que el uso de reactores UASB es más adecuado. De hecho, estos reactores están orientados al tratamiento de aguas residuales industriales bajo condiciones controladas (Metcalf & Eddy, 1995).

4.2.1.6. Digestor anaerobio

El proceso de digestión anaerobia produce la descomposición de la materia orgánica e inorgánica en ausencia de oxígeno molecular. Dada esa característica, una de sus principales aplicaciones es la de estabilización de lodos producidos en el tratamiento de los vertidos residuales (Metcalf & Eddy, 1995).

El digestor anaerobio consta de un tanque cerrado sin agitación ni calentamiento, en el cual el residuo a depurar se estratifica en zonas definidas. De hecho, la zona microbiana ocupa alrededor del 30% del volumen total del tanque. Asimismo, los tiempos de retención oscilan entre 60 días a más (Noyola et al., 2013). Vale decir, que el uso de esta tecnología ha mermado a lo largo de los años por la limitada eficiencia mostrada, el cual ha sido sustituido por los digestores anaerobios de mezcla completa (alta tasa).

4.2.1.7. Digestor anaerobio de alta tasa

La función de este sistema es la misma que la del digestor anaerobio; sin embargo, se diferencian en el mezclado y control de temperatura mediante la incursión de un sistema calentamiento en la zona media (Metcalf & Eddy, 2014).

En primera instancia, el mezclado del tanque beneficia la interacción entre la materia degradable y los microorganismos, lo cual, sumado al incremento de la temperatura del interior hasta alcanzar la temperatura óptima comprendida entre 34° y 37°C, acrecienta notablemente la eficiencia de digestión frente a al digestor convencional. A consecuencia de ello, el tiempo de retención hidráulica se reduce a valores comprendidos entre 15 a 20 días, con tanques de volúmenes inferiores (Noyola et al., 2013).

Al igual que el sistema convencional, su uso está orientado a la estabilización de lodos activados; sin embargo, el caudal de diseño debería oscilar en 500 l/s o valores superiores. Por tal motivo su empleo en plantas pequeñas no resulta conveniente por aspectos económicos (Noyola et al., 2013).

4.2.1.8. Biorreactor de membrana anaerobio

Un biorreactor de membrana anaerobio es el resultado de la combinación de un reactor anaerobio encargado de la degradación biológica y una membrana de filtración encargada de la separación de la biomasa del caudal residual (Akshaya et al., 2016). Esta última separación asegura un efectivo desligue entre el HRT y el SRT, lo cual permite tratar grandes volúmenes de agua residual con HRT pequeños (Nicolella et al., 2000). En ese sentido, estas tecnologías son usadas usualmente cuando existen problemas de sedimentación y clarificación, cuando se requiere asegurar los tiempos de retención de la biomasa y cuando el manejo del tratamiento de aguas residuales es dificultoso debido a largos SRT (Akshaya et al., 2016).

En general, los biorreactores constan de dos configuraciones (Liao et al., 2006); en la primera la membrana de filtración está ubicada fuera del reactor y en la segunda está ubicada sumergida al interior del reactor. La primera configuración inicia por el proceso de degradación, luego el caudal tratado es impulsado hacia la membrana para la separación de la biomasa, finalmente el material permeado es recirculado hacia el reactor. La segunda configuración lleva a cabo la degradación y separación dentro del reactor. Sin embargo, esta tecnología es muy flexible por lo que puede ser combinada con diversos procesos que determinan su configuración, lo cual será explicado con mayor detenimiento en el Capítulo 6.

Por un lado, las ventajas de utilizar esta tecnología están asociadas a una huella de carbono menor (Yeo et al., 2015) debido a que permite prescindir del clarificador secundario, efluente de alta calidad (Akshaya et al., 2016), los HRT son cortos y los SRT son variados (Ersu et al., 2008), la separación microbiana es excelente (Pouet et al., 1994), baja producción de lodos que además no presentan el fenómeno de esponjamiento (Akshaya et al., 2016), la tasa de producción de biomasa es baja (Chaize & Huyard, 1991) y la operatividad de este sistema es altamente flexible (Visvanathan, et al., 2000). Por otro lado, la principales desventajas de este sistema son el alto costo de la membrana, la colmatación de la membrana, requiere monitoreo y limpieza frecuente (Akshaya et al., 2016).

4.2.2. Procesos aeróbicos

4.2.2.1. Lagunas

Estos sistemas sacan provecho de la combinación entre bacterias y algas para degradar materia orgánica. Por un lado, las primeras consumen el material orgánico y oxígeno, y a partir de estos producen CO₂. Por otro lado, las segundas consumen CO₂ y generan oxígeno a través de la fotosíntesis. Estos dos funcionamientos combinados mantienen concentraciones adecuadas de oxígeno disuelto en la parte superior de la laguna (Espinoza Paz, 2010).

Cabe mencionar, que un sistema de tratamiento basado en este tipo de tecnologías se compone usualmente de dos o tres lagunas conectadas en serie. En general, la primera laguna es del tipo facultativa, este tipo de lagunas están divididas en dos zonas, la parte superior representa la zona aerobia mientras que la parte inferior la zona anaerobia, estas lagunas suelen tener una profundidad comprendida entre 1 y 2 metros; la segunda laguna es de oxidación o pulimento, en este tipo las zonas anaerobias están ausentes, la profundidad suele ser menor a la anterior con un valor alrededor de 1 metro, la finalidad de esta laguna es reducir la concentración de microorganismos patógenos.

A pesar, de que estos dos tipos de lagunas sean los más empleados, algunos diseñadores optan por usar una tercera laguna anaerobia situada al inicio del tren de tratamiento. La finalidad de esta es retener los sólidos en suspensión y materiales flotantes, lo cual involucra una mayor profundidad comprendida entre 3 y 5 metros (Noyola et al., 2013).

Los sistemas lagunares presentan una variante correspondiente a las lagunas aireadas, que se diferencian de las facultativas porque se suele aportar oxígeno mediante aireadores superficiales o mecanismos de difusión de aire (Noyola et al., 2013). En este sistema al igual que otros sistemas de cultivo en suspensión, se utiliza la turbulencia generada por los mecanismos de aireación para mantener en suspensión del depósito.

Asimismo, la modalidad de tratamiento puede ser por flujo continuo o con recirculación. Ahora bien, si se realiza la recirculación de sólidos a la laguna, el mecanismo de depuración no presenta mayor diferencia en comparación al proceso de lodos activados modificado (Metcalf & Eddy, 2014).

La presencia de lodos es un factor ineludible al utilizar este tipo de tecnología. En ese sentido, se recomienda, para la evacuación y secado de fangos, diseñar dos sistemas de lagunas en paralelo, con el propósito de retirar de operación aquella laguna en la que se requiera remover los lodos; mientras que la otra funcione normalmente. De esta manera se

logra mantener el tren de tratamiento activo en todo momento. Seguidamente, se debe secar los lodos exponiéndolos al sol, hasta que puedan ser trasladados hasta el lugar de su disposición final. Cabe mencionar, que este procedimiento debe realizarse en épocas de estiaje (Noyola et al., 2013).

4.2.2.2. Lodos activados

El proceso de lodos activados surge de la observación de aguas residuales sometidas a aireación durante un periodo de tiempo, en el cual reducen su contenido de materia orgánica y, a la vez se forman lodos floculentos (Ramalho et al., 1990). Desde entonces, fue y es uno de los procesos más utilizados en el mundo. Es así, que al día de hoy se conocen alrededor de 13 variantes de lodos activados (Noyola et al., 2013).

En cuanto a la composición de los lodos, los estudios revelan que están compuestos por una población heterogénea de microorganismos, que cambian continuamente de acuerdo a las variaciones en la composición de los vertidos residuales y las condiciones ambientales. Entre los microorganismos presentes se distinguen los hongos, algas, protozoos, rotíferos y bacterias unicelulares; siendo estas últimas las de mayor relevancia en los procesos biológicos (Ramalho et al., 1990).

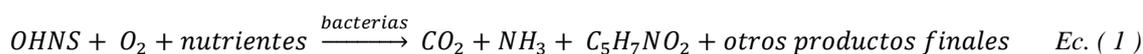
El proceso de lodos activados consiste de una mezcla de materia orgánica y microorganismos. Estos últimos aprovechan el material orgánico para digerirlos, reproducirse y sobrevivir. Una vez que los microorganismos crecen son agitados por procesos mecánicos o de inyección de aire. Como consecuencia de ello, se forma una masa activa de microorganismos por floculación, que es denominada como lodos activos.

Por otro lado, la mezcla de lodos activos con aguas residuales es llamada como licor mezclado en algunos países. Este fluye desde el tanque de aireación hacia un clarificador secundario, lugar en el cual el lodo activo sedimenta; sin embargo, parte de este lodo sedimentado debe ser recirculado para mantener una adecuada relación sustrato-microorganismo en pro de permitir una adecuada degradación de la materia orgánica.

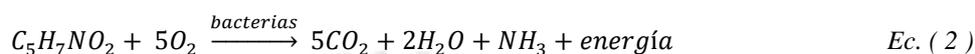
Asimismo, el tanque de aireación es una fuente de producción de lodos activados debido a la reproducción de los microorganismos. Por ende, cierta cantidad de lodo debe ser removida del sistema con la finalidad de conservar constante la concentración en el tanque de aireación, esta parte desechada es conocida como lodo de purga. Finalmente, un factor indispensable en los procesos de lodos activados es la aireación, la cual puede ser suministrada por difusores de aire o aireadores mecánicos.

En resumen, el funcionamiento de los lodos activados se lleva a cabo mediante un reactor de mezcla completa con recirculación celular y purga; esta última puede darse desde el propio reactor o la línea de recirculación (Metcalf & Eddy, 1995). En este proceso la materia orgánica se introduce dentro de un reactor, donde se conserva un cultivo bacteriano aerobio en suspensión, posteriormente en dicho reactor se realiza se lleva la conversión del cultivo bacteriano en concordancia de las ecuaciones que se presentan a continuación:

Oxidación y síntesis



Respiración endógena



Para ambas ecuaciones, COHNS representa la materia orgánica presente en las aguas residuales. A partir de ella y el oxígeno suministrado, por medio de la reacción de la respiración endógena, se forman productos finales de composición química sencilla y se libera energía.

4.2.2.3. Filtros percoladores

Esta unidad de tratamiento, diferente a lo que su nombre supone, no cumple ninguna acción cribadora o filtrante. De hecho, lleva su nombre por la presencia de un material de empaque encargado de “filtrar” las aguas residuales con la finalidad de retener la materia orgánica disuelta.

Este sistema está incluido dentro de los procesos aerobios de película fija puesto que su funcionamiento se basa en el contacto de las aguas residuales y los microorganismos adheridos en forma de biopelícula al empaque. Por ello, es que algunos autores los designan apropiadamente como “sistema de lecho no sumergido de oxidación biológica” o “reactor biológico no empacado sumergido” (Noyola et al., 2013).

La operación de los filtros percoladores se lleva a cabo con distintas cargas orgánicas y superficiales, las cuales están ligadas a la presencia o ausencia de recirculación. Dado que, la tasa de recirculación obedece a la cantidad de agua depurada que se reingresa a la entrada y la carga orgánica y superficial dentro del reactor.

Cabe mencionar, que una de las grandes virtudes de este sistema es que la aireación se realiza de manera natural. En otras palabras, el aire recorre a través del empaque únicamente por la diferencia de temperatura dentro y fuera del reactor, lo cual representa un

ahorro significativo de energía puesto que no son necesarios equipos de aireación. Asimismo, estos sistemas permiten eficacias de remoción del orden de 70 a 85%.

4.2.2.4. Sistemas biológicos rotativos de contacto

Esta unidad de tratamiento es comúnmente denominada como biodiscos, justamente porque consiste en una serie de discos circulares compuestos por algún material polimérico, situados en un mismo eje y no muy distanciados uno de otros (Metcalf & Eddy, 1995).

Además, este sistema dispone de tanques en serie separados, por los cuales fluye el agua residual. De tal forma, que los ejes estén situados ligeramente sobre la superficie. Esto conlleva a que aproximadamente el 40% de los discos este sumergido en todo momento (Ramalho et al., 1990). Asimismo, los discos con diámetros comprendidos entre 3 y 4 metros giran sobre su eje lentamente con una velocidad de 2 a 5 rpm (Noyola et al., 2013). De esta manera se genera gradualmente una película biológica de 1 a 3 mm que depositará en las superficies de los discos (Ramalho et al., 1990).

Luego, el agua tratada se conduce hacia un sedimentador secundario, lugar en el cual es separada de la biopelícula. Este material desprendido corresponde a los lodos de desecho y que, indudablemente, deberán ser tratados antes de su disposición final. A diferencia de otros procesos, los biodiscos no requieren recirculación y sus costos de operación resultan económicos. Asimismo, el arreglo de tanques mencionado anteriormente permite altas eficacias de remoción del material orgánico y de nitrificación. Es así, que en el tratamiento de aguas residuales domesticas se alcanzan tasas de remoción de DBO5 del orden de 90 a 95% (Noyola et al., 2013).

La versatilidad de las unidades de tratamiento para hacer frente a la diversidad de climas representa un factor clave para la presente investigación. De hecho, este sistema puede ser aplicado en climas fríos debido a que opera protegido por una cubierta. Es más, su diseño permite el ahorro energético porque evita evita la difusión forzada de oxígeno en el agua. No obstante, el mayor inconveniente de este sistema se debe a problemas mecánicos. Puesto que los ejes rotativos pueden fallar durante la operación por una inadecuada lubricación o desalineamiento (Metcalf & Eddy, 2014).

5. Métodos y materiales

5.1. Estimación del caudal de diseño

Plantear una propuesta de diseño de una planta de tratamiento, acorde a las necesidades de la población, requiere conocer datos confiables sobre los caudales que se quieren depurar. Lamentablemente, el Perú no cuenta con un monitoreo adecuado de los vertidos residuales. Por ende, los caudales de interés fueron estimados partiendo de fuentes que guardan relación directa, como por ejemplo la dotación per cápita de agua potable, precipitación diaria, entre otros. Para ello, se siguió una metodología descrita con mayor detalle dentro de este capítulo.

El primer aspecto a tomar en cuenta es la clasificación de las aguas residuales, las cuales se pueden dividir de acuerdo a su composición, tal como se señala:

- Agua residual doméstica
- Agua residual industrial
- Agua residual municipal

El agua residual municipal es aquella que engloba las aguas residuales urbanas y aquellas que llegan a la red de drenaje provenientes principalmente de precipitaciones. A su vez, las aguas residuales urbanas se subdividen en aguas residuales domésticas e industriales (Hammer, 2008). Las cuales se caracterizan por su contenido biológico y químico respectivamente. En ese sentido, la clasificación del caudal residual en la ciudad de Huaraz requiere conocer el uso del agua antes de llegar a las redes de drenaje. Precisamente, la Tabla 2 señala el uso consuntivo del agua superficial en dicha ciudad. De ella se desprende un aspecto relevante: el pequeño porcentaje de agua destinado a las actividades industriales.

Tabla 2. Uso consuntivo del agua superficial de la ciudad de Huaraz en los años 2013 y 2014. Fuente: (INEI, 2015a).

Uso consuntivo del agua	Total (Hm ³)	Agrícola (Hm ³)	Industrial (Hm ³)	Poblacional (Hm ³)	Minero (Hm ³)
Huaraz-2013	50.23	36.41	0.14	12.65	1.03
Porcentaje	100.00%	72.50%	0.30%	25.20%	2.10%
Huaraz-2014	78.3	63.56	0.26	12.96	1.52
Porcentaje	100.00%	81.20%	0.30%	16.60%	1.90%

Entonces, el primer caudal a tomar en cuenta está compuesto básicamente de los desechos domésticos debido a la presencia mínima de vertidos industriales; y corresponde a

la época de estiaje. El siguiente caudal de interés es el pluvial puesto que Huaraz cuenta con una red de drenaje combinado, es decir, en temporadas de tormenta las aguas de precipitación se mezclarán con las domésticas produciendo un agua residual de distintas características. En suma, el diseño contempla dos escenarios; el primero corresponde al caudal doméstico correspondiente a la temporada estiaje y el segundo al caudal combinado perteneciente al período de tormenta.

5.1.1. Caudal residual doméstico

El agua residual doméstica es el agua procedente de las instalaciones comerciales, públicas y similares. Para estimar el agua residual de esta índole es necesario, a falta de datos fiables, establecer una metodología, la cual se expondrá a continuación.

En primer lugar, es necesario fijar los límites del área de interés con la finalidad de establecer la población asentada en dicha zona. En este caso en particular, la PTAR está enfocada en atender las necesidades del área urbana de Huaraz Provincia. En ese sentido, el estudio se restringirá a presentar una propuesta de diseño para los distritos de Huaraz e Independencia. En la Figura 5 se señalan los límites de la zona de estudio. La elección de estos distritos se debió a que albergan a la mayoría de la población. Además, los pobladores cuentan con los servicios de agua potable y alcantarillado (INEI, 2015a).



Figura 5. Distritos de Huaraz e Independencia (Municipalidad Provincial de Huaraz, 2013)

Seguidamente, se debe establecer la vida útil de la planta. Por lo general, se considera un horizonte de diseño de 20 a 30 años (MVCS, 2006a), en este caso se consideró un periodo de diseño de 20 años. Luego, se debe estimar la población para el año 2037, que significa el final del periodo útil de la planta, en función a la población registrada por el INEI (2015a) en el periodo 2000 - 2015 y la variación exponencial que esta experimenta (ver Figura 6). La Tabla 3 muestra la población de los distritos de Huaraz e Independencia para los últimos cinco años de los que se tiene registro.

Tabla 3. Población de los distritos de Huaraz e Independencia en el periodo 2011-2015. Fuente: (INEI, 2015a).

Periodo	2011	2012	2013	2014	2015
Huaraz	60940	61736	62534	63327	64109
Independencia	69015	70147	71285	72423	73556
Total	129955	131883	133819	135750	137665

La Figura 6 muestra el crecimiento exponencial que experimenta la población de Huaraz e Independencia. En ambos casos, el crecimiento es lento a una tasa de alrededor de 1000 habitantes por año. Lo cual, en definitiva, favorece el diseño de la planta puesto que un incremento acelerado implicaría un mayor caudal de diseño.

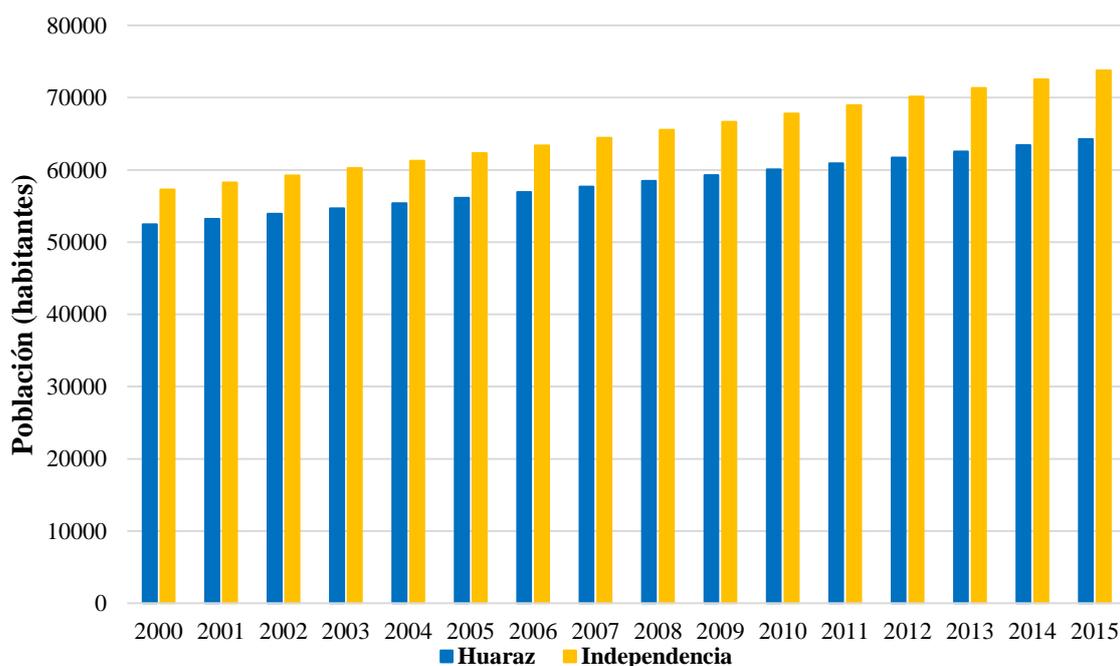


Figura 6. Población de Huaraz para el periodo 2000-2015 (INEI, 2015a).

La Tabla 4 señala la población proyectada al 2037 y cuatro años anteriores. El propósito es mostrar que la población continúa creciendo con el mismo patrón y; por lo tanto, que las ecuaciones señaladas describen apropiadamente dicho crecimiento. Asimismo, se puede apreciar que desde el 2015 hasta el 2037 la población se incrementó en un 40%, lo cual no es un hecho menor puesto que se verá reflejado en un mayor caudal de diseño.

Tabla 4. Población proyectada al año 2037. Fuente: Propia

Periodo	2033	2034	2035	2036	2037
Huaraz	81949	83063	84192	85336	86496
Independencia	100027	101731	103465	105229	107022
Total	181976	184795	187657	190565	193518

El siguiente paso es determinar cuál será el consumo de agua de los 193518 pobladores en el año 2037. Para ello, se recurrió a la producción de agua potable destinada a atender la provincia de Huaraz en el periodo 2005-2014 y la población correspondiente en cada uno de esos años (INEI, 2015a). La Tabla 5 muestra la producción de agua potable de la empresa EPS Chavín S.A. en Mm³ (miles de metros cúbicos) y el número de habitantes que es atendido por dicho servicio, para los últimos 5 años monitoreados. Asimismo, señala el porcentaje de habitantes que representa la población interés con respecto a la Provincia de Huaraz, con el propósito de resaltar que la planta de tratamiento contempla satisfacer las necesidades de la mayoría de la población.

Tabla 5. Población proyectada al año 2037. Fuente: (INEI, 2015a).

Periodo	2010	2011	2012	2013	2014
Producción de agua potable (Mm ³)	12383	12496	10556	11172	11950
Población Huaraz Provincia	157267	159125	161003	162889	164768
Población de interés	128041	129955	131883	133819	135750
Población urbana (%)	81.40%	81.70%	81.90%	82.20%	82.40%

A partir de los datos señalados en la Tabla 5, se estimó la población proyectada de la provincia de Huaraz para el año 2037; tal y como se muestra en la Figura 7. Dicha tasa de crecimiento es de aproximadamente de 2000 personas al año y se mantiene prácticamente constante. Al igual que la población proyectada para los distritos de Huaraz e Independencia, se utilizó una regresión exponencial.

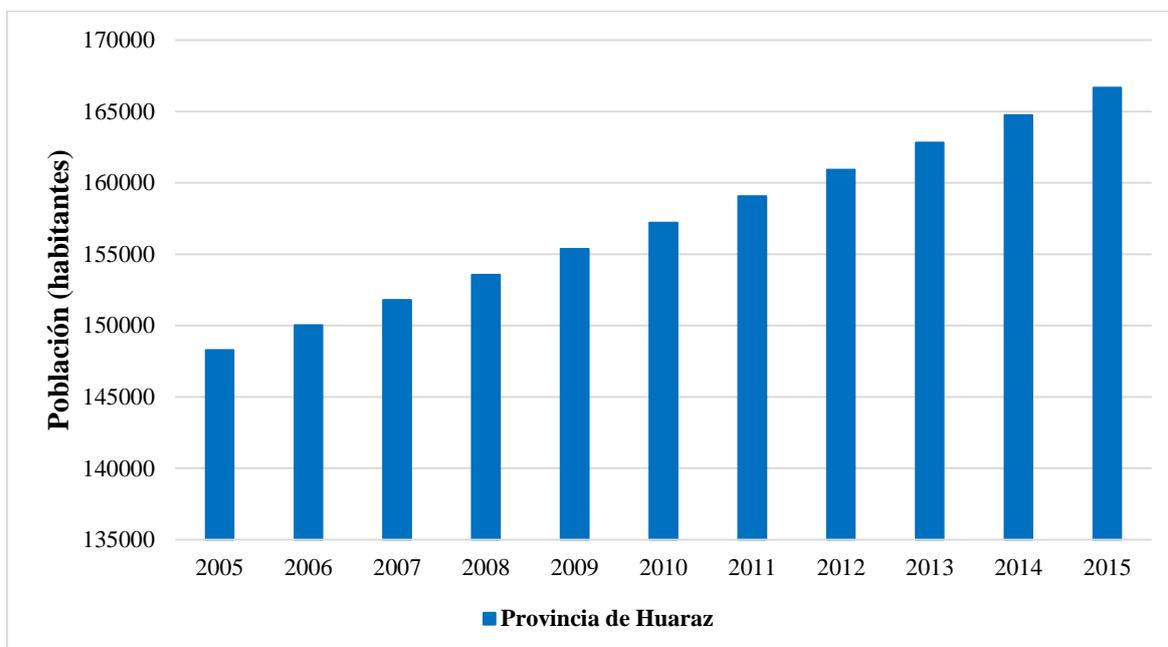


Figura 7. Población de la provincia de Huaraz para el periodo 2005-2015 (INEI, 2015a).

Posteriormente, se fijó la relación existente entre la producción de agua potable y el número de habitantes, a partir de una regresión del tipo potencial. Por ende, se examinó la relación entre dichas variables, pero restringiendo una de estas. En otras palabras, se estimó la producción de agua potable en función de la población en el período 2005-2014; tal y como se muestra en la Figura 8. A partir de esta, se puede rescatar un hecho contradictorio en el año 2012, relacionado con la menor producción de agua potable ante el incremento de la población. Sin embargo, esto pudo deberse a fenómenos naturales o problemas de medición.

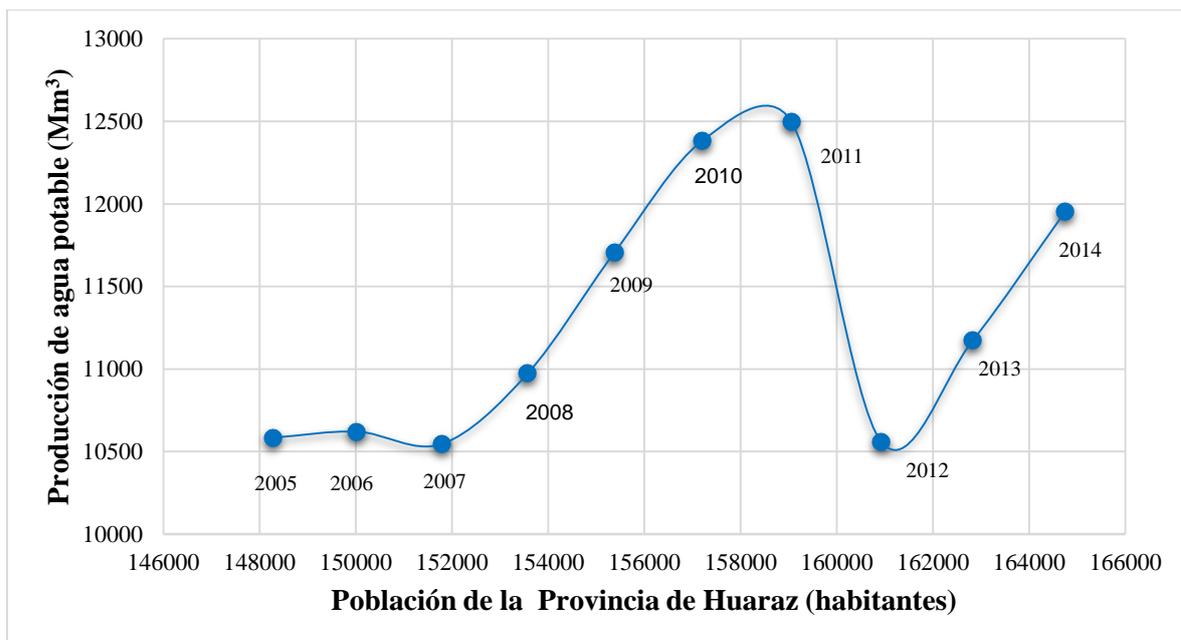


Figura 8. Producción de agua potable en función de la población (INEI, 2015a)

La Tabla 6 señala la producción de agua potable para los últimos cinco años de proyección. Un aspecto resaltante es que la producción de agua se incrementa año tras año, lo cual debería ocurrir en la medida de que los recursos hídricos sean suficientes para abastecer a la población. El hecho de que ocurra lo contrario representa una limitación del estudio. Asimismo, muestra la población de la Provincia de Huaraz y cuanto de esta representa la población de interés.

Tabla 6. Producción de agua potable de la empresa EPS Chavín S.A. proyectada al año 2037.

Fuente: Propia

Periodo	2033	2034	2035	2036	2037
Producción de agua potable (Mm3)	14931	15103	15277	15453	15631
Población Huaraz Provincia	208177	210627	213105	215613	218151
Población de interés	181976	184795	187657	190565	193518
Población urbana (%)	87.41%	87.74%	88.06%	88.38%	88.71%

Ulteriormente, se realizó una distinción entre los niveles socioeconómicos de los pobladores situados en el área urbana y rural de Huaraz, con la finalidad de estimar el consumo per cápita diario de agua potable. De hecho, se estableció una diferencia de consumo de 75 L/persona/día entre los sectores C y D. Lo cual se refleja en la siguiente ecuación:

$$PU * (CU) + PR * (CU - 75) = PTA$$

Donde:

- PU: Población urbana
- CU: Consumo urbano
- PR: Población rural
- PTA: Producción total de agua potable

La Tabla 7 indica los consumos per cápita diarios correspondientes a los últimos 5 años de proyección. Sin embargo, el de mayor relevancia es el del año 2037 puesto que permitirá estimar el caudal doméstico característico de la temporada de estiaje, que equivale al primer caudal de diseño.

Tabla 7. Consumo per cápita diario proyectado al año 2037 para la zona urbana de Huaraz.

Consumo per cápita proyectado	2033	2034	2035	2036	2037
L/persona/día	206	205	205	205	205

Fuente: Propia

Una vez determinado el consumo per cápita proyectado para el 2037, se procede a estimar el caudal residual doméstico promedio. Para ello, la dotación diaria de agua potable se multiplicó por un coeficiente de retorno de 0.8 contemplado en la norma OS. 070 (MVCS, 2006b) concerniente a las redes de aguas residuales. En otras palabras, se exoneró el agua destinada al consumo humano.

$$Q_{dp} = 0.8 * \frac{PU * q_{ap}}{1000 * 24 * 3600} \quad \text{Ec. (3)}$$

$$Q_{dp} = 0.8 * \frac{193518 * 205}{1000 * 24 * 3600}$$

$$Q_{dp} = 0.37 \frac{m^3}{s}$$

Donde:

- Q_{dp} : Caudal residual doméstico promedio (m^3/s)
- PU: Población urbana
- q_{ap} : Caudal promedio de agua potable (L/persona*día)

Finalmente, se debió determinar la variación del caudal residual doméstico durante el día, para ello se utilizaron los coeficientes de mayoración y menoración recomendados por Metcalf & Eddy (2014). Prestando especial atención en el caudal pico horario, el cual representa 50% más del caudal promedio. Dicho coeficiente de mayoración está respaldado por el intervalo de 1.3 a 1.7 sugerido por Orozco (2005).

Asimismo, se debió establecer el caudal máximo diario. Para ello, Orozco (2005) recomienda utilizar un coeficiente de mayoración comprendido entre 1.5 y 1.8. La Figura 9 muestra la variación del caudal durante el día de acuerdo a Metcalf & Eddy (2014). Es así que, en las primeras horas de la mañana, en el que el consumo de agua es mínimo, el caudal residual doméstico también lo es. Asimismo, el caudal pico suele presentarse en las últimas horas de la mañana; mientras que el segundo caudal punta suele darse entre las 19 y 21 horas.

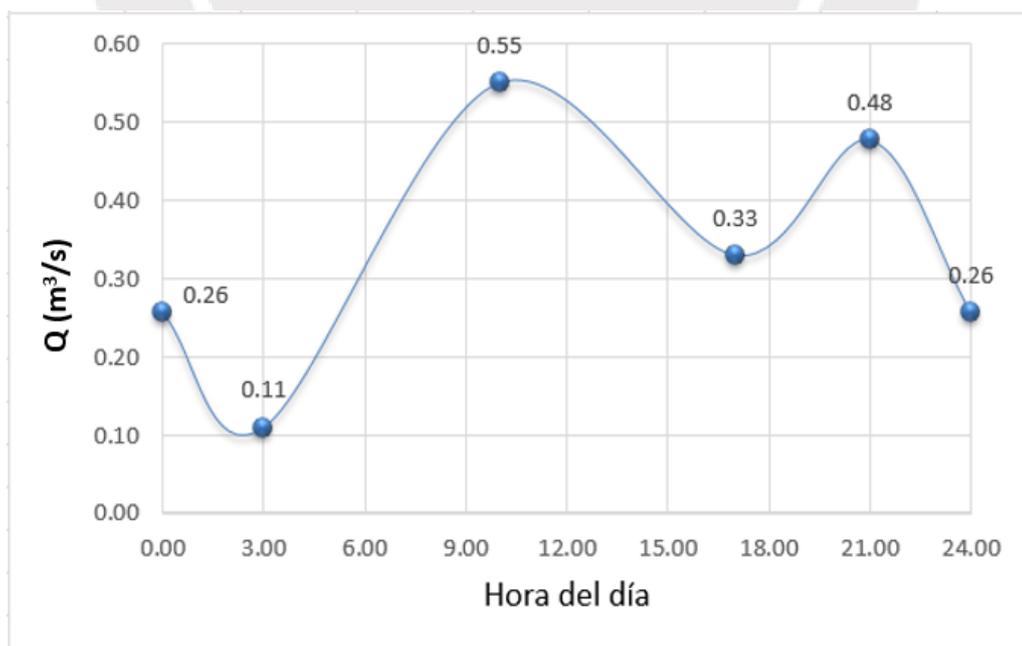


Figura 9. Variación del caudal residual doméstico en el transcurso del día (Metcalf & Eddy, 2014).

Así:

$$Q_{ph} = 0.55 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{pd} = 0.61 \frac{m^3}{s}$$

Donde:

- Q_{ph} : Caudal punta horario (m^3/s)
- Q_{pd} : Caudal punta diario (m^3/s)

5.1.2. Caudal residual combinado

Huaraz pertenece a la región Quechua debido a que está situado a 3052 m.s.n.m. Esta región se caracteriza por intensas precipitaciones en el periodo comprendido entre diciembre y marzo. En ese sentido, se debe cuantificar el caudal pluvial para sumarlo con el caudal de estiaje y obtener el caudal combinado, correspondiente al periodo de tormenta.

En primer lugar, se debe estimar la intensidad máxima promedio. Con tal propósito, se recolectaron los datos de precipitación máximos diarios para el periodo comprendido entre los años 2011 – 2016 correspondientes a la estación meteorológica Santiago Antúnez de Mayolo ($S9^{\circ}30'59.5''O77^{\circ}31'29.5''$) ubicado en el distrito de Independencia. La Tabla 8 señala los máximos registros de precipitación para los meses comprendidos entre diciembre y marzo. La finalidad de esta tabla es fijar un valor de precipitación que permita simular uno de los peores escenarios para la operación de la planta. Definitivamente, estos niveles de precipitación no se presentarán frecuentemente. Sin embargo, es importante conocer los problemas que podrían ocasionarse.

Tabla 8. Precipitaciones máximas diarias – Estación Santiago Antúnez de Mayolo (.5''O77°31'29.5''). Fuente: SENAMHI

Precipitación Máxima Diaria (mm)		
2011	Enero	13.7
	Febrero	10.6
	Marzo	11.2
	Diciembre	18.8
2012	Enero	19.7
	Febrero	20.6
	Marzo	46.7
	Diciembre	12.4
2013	Enero	22.1
	Febrero	25.8
	Marzo	13.1
	Diciembre	13.5
2014	Enero	27.5
	Febrero	18.1
	Marzo	18.2
	Diciembre	20.5
2015	Enero	-
	Febrero	13.2
	Marzo	16.2
	Diciembre	-
2016	Enero	19.6
	Febrero	15.2
	Marzo	22.4
	Diciembre	11.8
Promedio		18.7

La Figura 10 corresponde a un histograma de precipitación máxima diario. En este se señala la precipitación máxima promedio de 18.7 mm y los meses en los que se superó dicho valor, correspondiente al periodo 2011 – 2016. En la mayoría de los casos, la precipitación máxima diaria es inferior a 18.7 mm. Además, este histograma permite intuir una diferencia notable en magnitud entre el caudal pluvial y el doméstico.

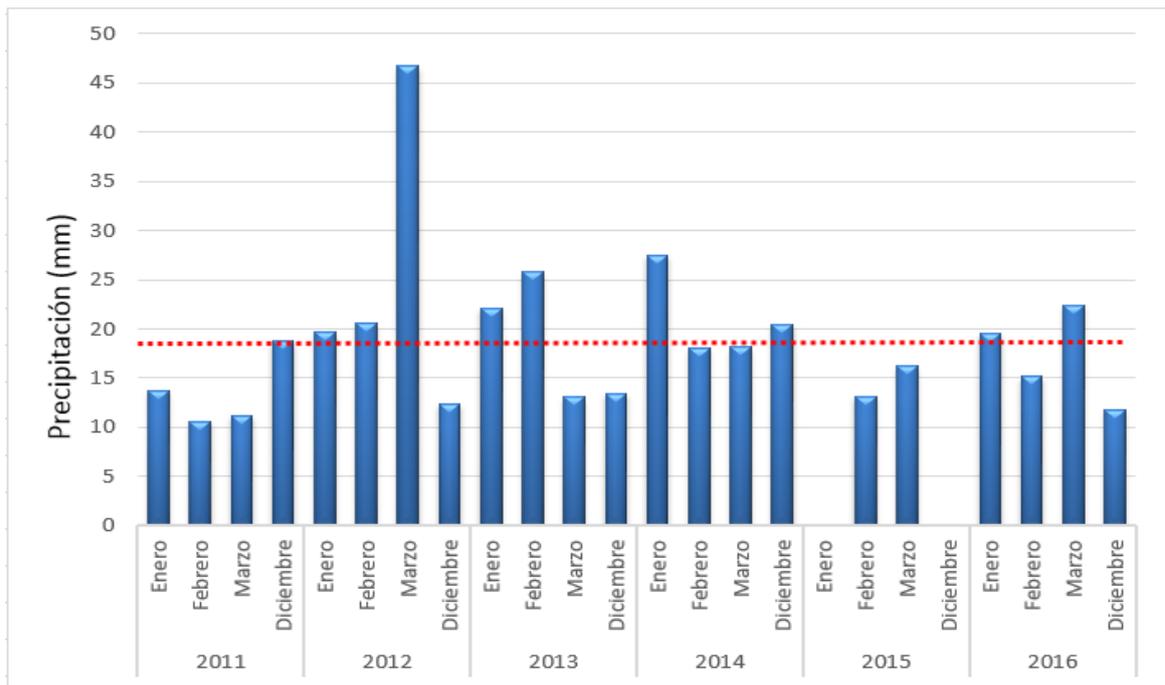


Figura 10. Precipitaciones máximas diarias – Estación Santiago Antúnez de Mayolo (SENAMHI).

Otro factor que se debe tomar en cuenta ineludiblemente es la duración de las tormentas. Para ello, se recurrió a la observación de las distintas precipitaciones, prestando especial atención en las lluvias de mayor escorrentía superficial puesto que la información procesada corresponde a valores máximos. De esta manera, se estableció que las precipitaciones persistían alrededor de 3 horas. Como resultado de la observación y los datos de precipitación, se puede fijar una intensidad máxima promedio de 6.23 mm/h.

En segundo lugar, al igual que el caudal residual doméstico, se debieron fijar los límites de la zona de estudio, pero con el propósito de estimar la superficie urbana que retiene las precipitaciones. De acuerdo al Plan de Desarrollo Urbano de Huaraz para el periodo 2012 – 2022, el área correspondiente a la zona urbana de Huaraz provincia equivale a 5 km². La Figura 11 muestra la extensión geográfica de los distritos de Huaraz e Independencia. Lamentablemente, el Plan de Desarrollo Urbano está proyectado al 2022. En otras palabras, el área de interés se ampliará. Consecuentemente, el caudal se incrementará por la instalación de nuevas redes de alcantarillado. Este hecho podría convertirse en un problema si la decisión fuese tratar el caudal combinado en su totalidad. De lo contrario, representaría volúmenes adicionales de agua libres de tratamiento.

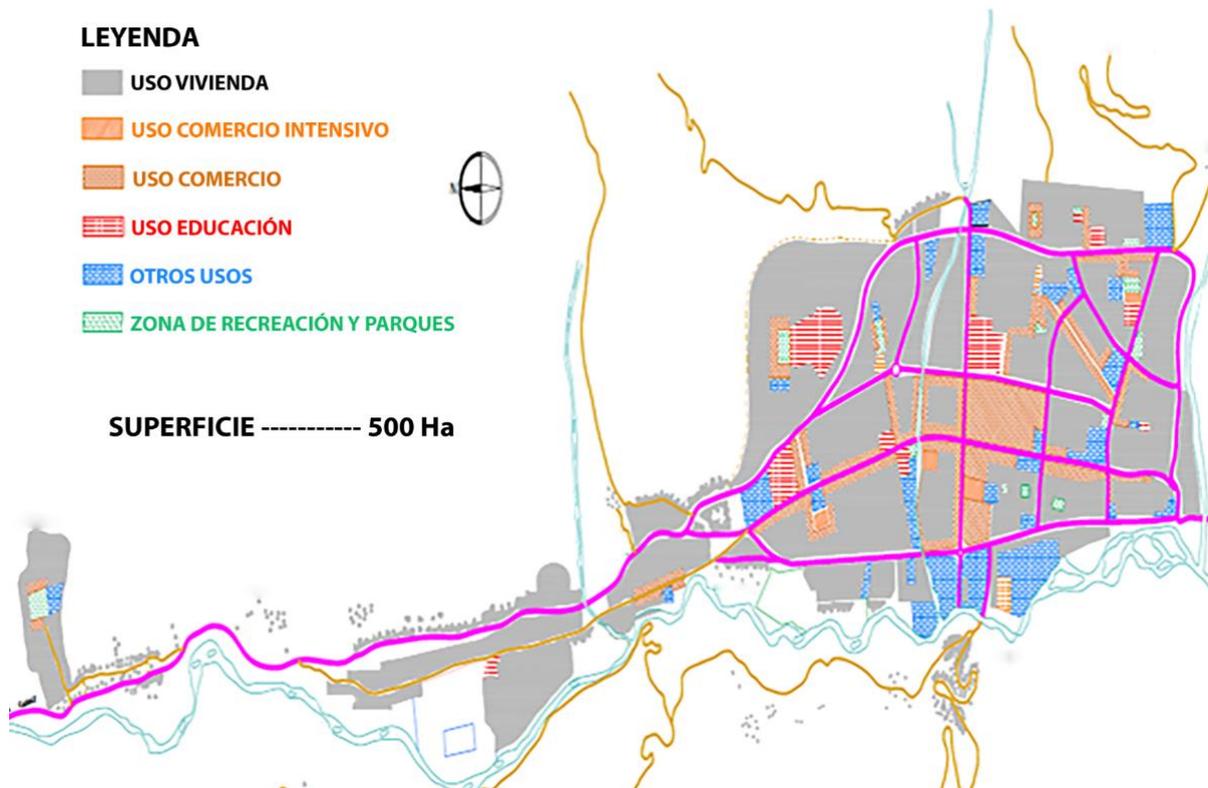


Figura 11. Superficie urbana de los distritos de Huaraz e Independencia (Municipalidad Provincial de Huaraz, 2013).

En tercer lugar, se debió establecer un valor coherente para el coeficiente de escorrentía. Por tratarse de una zona urbana, un valor aproximado es de 0.8, el cual representa la cantidad de agua que se pierde antes de llegar a la planta de tratamiento, aproximadamente 20%. Evidentemente, este factor depende de factores climáticos, tipo de superficie y de impermeabilizante. No obstante, considerar un 20% de pérdidas es un buen criterio de diseño que funciona en la mayoría de casos (Carmona et al., 2008). Finalmente, se procedió a calcular el caudal pluvial, mediante la fórmula que se muestra a continuación:

$$Q_{plu} = C * \frac{I * A}{1000 * 3600} \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde:

- Q_{plu} : Caudal pluvial (m^3/s).
- I: Intensidad (mm/h).
- A: Superficie (m^2).
- C: Coeficiente de escorrentía.

La Figura 12 muestra la variación del caudal pluvial para distintos valores de intensidad. En efecto, se calculó dicho caudal para diez valores equidistantes entre sí, hasta alcanzar la intensidad máxima promedio. El objetivo es analizar el orden de magnitud del caudal pluvial para los escenarios más desfavorables. Es evidente que el caudal de precipitación supera descomunalmente al caudal doméstico, aún para valores de intensidad reducidos.

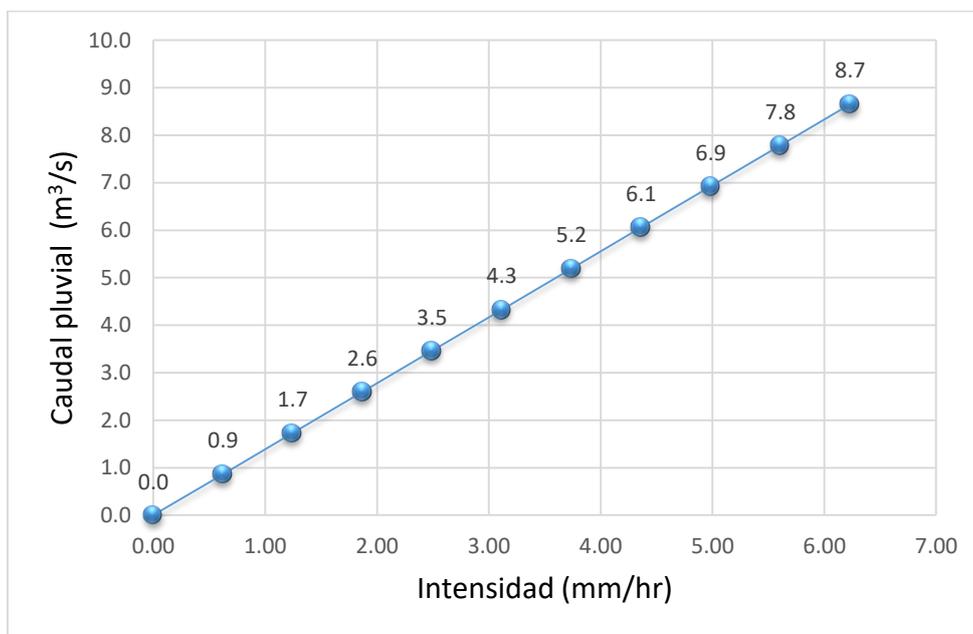


Figura 12. Variación del caudal pluvial (Propia)

Recapitulando, se estimó el caudal correspondiente a la temporada de estiaje y se estableció el orden de magnitud del caudal pluvial. El siguiente paso es fijar el caudal de diseño de la PTAR que asegure la operatividad de la misma. En otras palabras, la planta debe funcionar adecuadamente bajo condiciones diferentes a las del diseño nominal (Grossmann & Morari, 1983). Esto involucra, en la mayoría de los casos, un incremento en el capital y el costo de operación (Hopkins et al., 2001). En ese sentido, el diseño de ingeniería debe asegurar que la relación entre dichas variables sea óptima con el propósito de alcanzar altas eficiencias de remoción, que aseguren el cumplimiento de la legislación ambiental, con el menor costo posible.

Existen muchos factores que determinan la operatividad de una planta. Entre ellos, la flexibilidad, la resiliencia, la simpleza operativa, la controlabilidad y la simplicidad de encendido y apagado (Hopkins et al., 2001). Sin embargo, la flexibilidad es el concepto más relacionado con la fijación del caudal de diseño. Puesto que, esta se define como el grado en el que el proceso puede manejar cambios a largo plazo sin mostrar perturbaciones. Esta

condición incluye cambios en los flujos en temporadas de estiaje y de tormenta, en la concentración de contaminantes debido al desarrollo industrial, entre otros (Grossmann & Morari, 1983).

Con la intención de lograr un diseño flexible, se fijó un caudal de diseño de $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Las razones más relevantes para tomar dicha decisión son las siguientes:

En primer lugar, aspirar a un proyecto capaz de depurar el caudal pluvial en su totalidad parecería ser muy ambicioso, teniendo en cuenta que el proyecto actual es una primera medida para mitigar los impactos ambientales de la ciudad de Huaraz. Se espera que en el futuro se construya una nueva planta que trabaje en paralelo. En ese sentido, el diseño procuró tratar un caudal pluvial similar al caudal de estiaje con la finalidad de no elevar excesivamente la inversión inicial y que los equipos no experimenten cambios severos en el caudal de operación. Puesto que los cambios bruscos de caudal pueden traer consigo desmesurados costos de mantenimiento debido a constantes fallas operativas.

En definitiva, se cuidó que la relación entre la inversión inicial y el costo de operación sea óptima. En otras palabras, se evitó elevar el presupuesto inicial en la compra de equipos que iban a operar a su capacidad nominal únicamente en la temporada de tormenta. Asimismo, esta decisión evitó tener equipos en desuso durante la mayor parte del año. Esto no significa que no existan equipos de resguardo ante posibles eventualidades. De hecho, el diseño contempla la compra de equipos que permitan realizar rotaciones periódicas con el propósito de cuidar la integridad de los mismos y que la realización de mantenimientos y/o reparaciones no signifiquen que las actividades dentro de la planta deban interrumpirse.

En segundo lugar, las características del agua residual combinada favorecen el diseño puesto que la concentración de contaminantes es inferior al agua residual doméstica (Metcalf & Eddy, 2014). Esto indiscutiblemente reduce la complejidad de tratar un caudal mayor, y permite alcanzar niveles de remoción similares a lo largo de todo el año que satisfacen la legislación ambiental peruana (MINAM, 2010). Sin embargo, se espera que las autoridades realicen las gestiones pertinentes para que Huaraz cuente con un sistema de drenaje separado, es decir, redes independientes de agua residual doméstica y agua pluvial combinada.

En tercer lugar, de acuerdo al SENAMHI (2009) las precipitaciones proyectadas al 2030 se reducirán entre 0 y 10%; tal y como se muestra en la Figura 13. Lo cual permite suponer, a pesar que estos tipos de estudios son muy sensibles, que se podría tratar mayores porcentajes del caudal pluvial total. A pesar que estos modelos son altamente sensibles, lo que debe rescatarse es la tendencia hacia las disminuciones de las precipitaciones en la provincia.

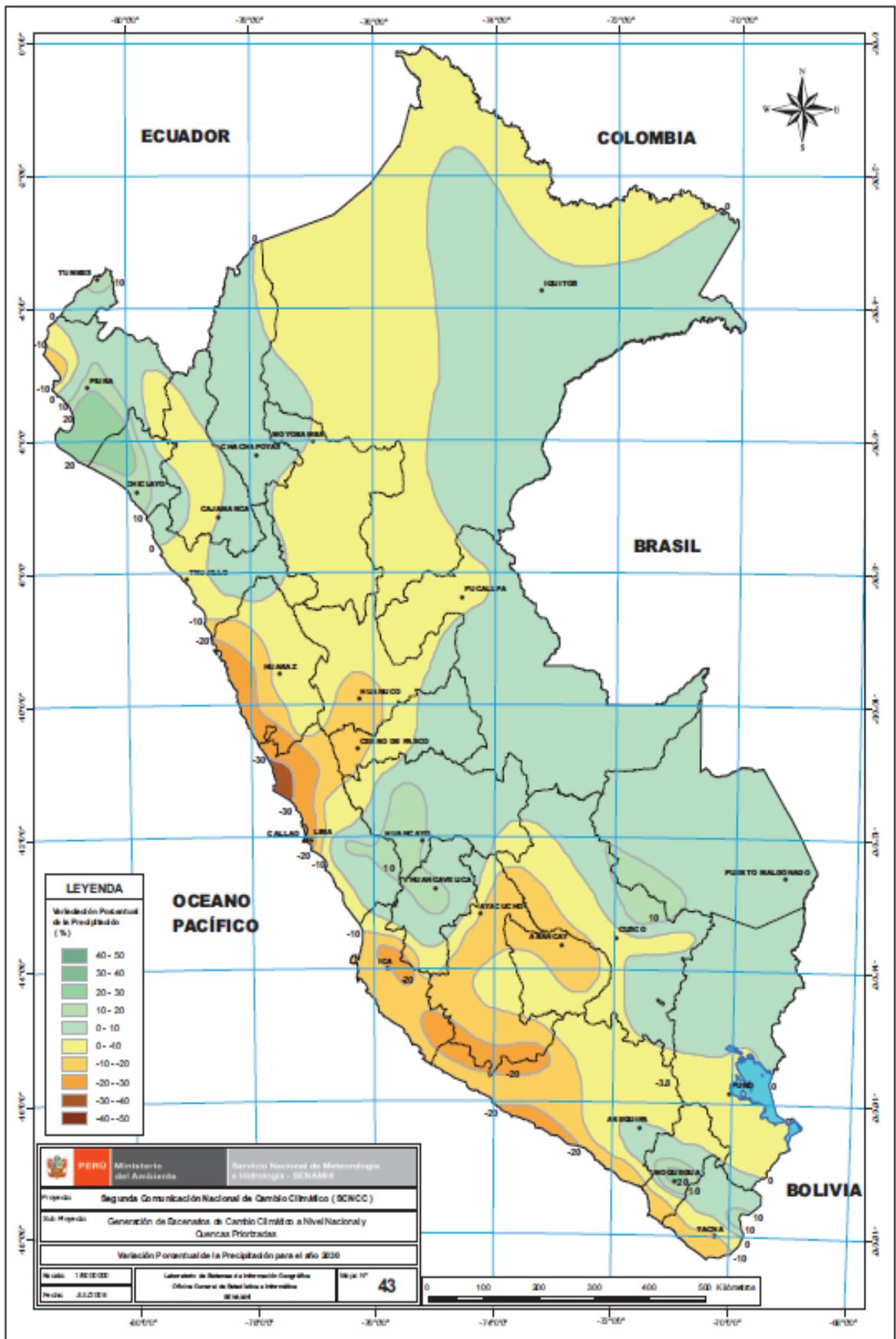


Figura 13. Variación porcentual de las precipitaciones proyectadas al 2030 (SENAMHI, 2009).

En cuarto lugar, El Callejón de Huaylas es un destino turístico altamente concurrido, y la Provincia de Huaraz es el principal centro de alojamiento. En efecto, en el año 2012 alrededor de 36 000 turistas visitaron los principales atractivos de la región; y se espera que el flujo turístico continúe en alza (Perú.com, 2018). Este factor incide drásticamente en la eficiencia de remoción de la PTAR; y por ende se acrecientan los impactos ambientales (Lorenzo-Toja et al, 2015). Como la alta demanda turística se suscita en temporada de estiaje, el diseño permite afrontar dicha sobrepoblación con relativa facilidad puesto que el caudal promedio es $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ que equivale a una población de 193 518; mientras que la población equivalente a $1 \text{ m}^3/\text{s}$ es de 526 830 personas.

Finalmente, el diseño implica la construcción de un bypass que permita trasladar el caudal a tratar dentro de la PTAR y el caudal excedente hacia la cuenca del río Santa. Evidentemente, esta no es una situación ideal; sin embargo, se espera que las autoridades trabajen en la construcción de futuras plantas complementarias porque existe aún una gran demanda de agua residual libre de tratamiento. Específicamente, las aguas contaminadas del río Santa debido a los pasivos ambientales (Villanueva , 2011) y las aguas pluviales excedentes.

5.2. Características del agua residual

A lo largo de la historia, se han manifestado diversas intenciones para el tratamiento de aguas residuales; sin embargo, las primeras plantas tal y como las concebimos actualmente surgieron en Inglaterra al término del siglo XIX, con la finalidad, únicamente, de evitar la propagación de enfermedades por medio de las aguas fecales. En otras palabras, lo que se pretendía era disminuir la presencia de materia orgánica. Ulteriormente, a inicios del siglo XX, se realizaron los primeros modelos de calidad de agua, los cuales permitieron estimar la cantidad de materia orgánica que puede ser asimilada por un medio. Asimismo, proporcionaron pautas de cuál debe ser la cantidad de materia orgánica eliminada en una planta de tratamiento de aguas servidas (Carrasco & Díaz, 2010).

El desarrollo industrial producido a mediados del siglo XX modificó los objetivos de las estaciones depuradoras. En efecto, las plantas se caracterizaban por tratar únicamente los contaminantes convencionales (DBO, SST, pH, coliformes fecales, aceites y grasas). Sin embargo, durante el desarrollo industrial surgió la necesidad de tratar contaminantes que hasta ese entonces eran desconocidos, los cuales pueden ser denominados como no convencionales (amoníaco, nitrógeno, fósforo, DQO, aluminio, magnesio, entre otros) (Driscoll, 2008). Asimismo, una gran diversidad de productos farmacéuticos son

descargados continuamente al medioambiente, los cuales deberán seguir varios niveles de tratamiento para reducir las concentraciones en los efluentes (Peake et al. 2015).

A lo largo de la historia, la diversidad de contaminantes se ha extendido; y con ello, las tecnologías de tratamiento. Actualmente, existen las herramientas para tratar y aprovechar los recursos relacionados a las aguas residuales. Entonces, la labor del diseñador consiste en seleccionar dentro de las herramientas disponibles aquellas que permitan alcanzar los resultados más eficientes. Con tal propósito, se debe identificar las características de los contaminantes presentes en el agua residual. En este sentido, dentro de este capítulo se describirán las propiedades del agua servida de Huaraz.

5.2.1. Agua residual doméstica

Las aguas residuales, en general, se caracterizan por su composición física, química y biológica; sin embargo, si se estudia el agua residual de esta índole este último factor es el más representativo. Dado que son las provenientes de las actividades domésticas de las personas, tales como la generación de excretas, residuos domésticos, entre otros. Efectivamente, las normas que regulan el tratamiento de vertidos residuales domésticos están enfocadas en la eliminación de parámetros como materia orgánica, nutrientes, sólidos en suspensión y patógenos presentes en el agua residual.

La Tabla 9 muestra los distintos constituyentes del agua residual para distintas concentraciones. Con el objetivo de estimar el grado de contaminantes del agua residual local; y posteriormente el porcentaje de remoción requerido de acuerdo a la legislación peruana.

Tabla 9. Concentración de constituyentes del agua residual doméstica de acuerdo a la dotación per cápita. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Constituyente	Unidad	Concentración		
		Baja (Q = 570 L/persona.día)	Media (Q = 380 L/persona.día)	Alta (Q = 190 L/persona.día)
Sólidos totales	mg/L	537	806	1612
Sólidos disueltos	mg/L	374	560	1121
Fijos	mg/L	224	336	672
Volátiles	mg/L	150	225	449
Sólidos en suspensión	mg/L	130	195	389
Fijos	mg/L	29	43	86
Volátiles	mg/L	101	152	304
Sólidos sedimentables	mg/L	8	12	23
DBO5	mg/L	133	200	400
COT	mg/L	109	164	328
DQO	mg/L	339	508	1016
Nitrógeno	mg/L	23	35	69
Orgánico	mg/L	10	14	29
Libre de amoníaco	mg/L	13	21	40
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fósforo	mg/L	3.7	5.6	11
Orgánico	mg/L	2.1	3.2	6.3
Inorgánico	mg/L	1.6	2.4	4.7
Grasas y aceites	mg/L	51	76	153
Coliformes totales	No./100 ml	10E6 - 10E8	10E7 - 10E9	10E7 - 10E10
Coliformes fecales	No./100 ml	10E3 - 10E5	10E4 - 10E6	10E5 - 10E8
Cryptosporidium	No./100 ml	10E-1 - 10E1	10E-1 - 10E2	10E-1 - 10E3
Giardia lamblia	No./100 ml	10E-1 - 10E2	10E-1 - 10E3	10E-1 - 10E4

A partir de la Tabla 9, se determinaron las concentraciones de los constituyentes del agua residual doméstica de la zona urbana de Huaraz. La manera en que se estimaron dichas concentraciones fue mediante una interpolación lineal entre las concentraciones media y alta dado que el caudal promedio de Huaraz es equivalente a 205 L/persona*día. La Tabla 10 señala los contaminantes que deben ser removidos de acuerdo a las normativas peruana y europea (MINAM, 2010; EC, 1998; ECC, 1991). Sin embargo, los porcentajes de eliminación correspondientes a cada una de ellas serán revisadas con mayor detalle dentro del capítulo 6.

Tabla 10. Concentración de constituyentes del agua residual para una dotación per cápita de 205 L/persona*día. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Constituyente	Unidad	Cantidad
Sólidos totales	mg/L	1548
DBO5	mg/L	384
DQO	mg/L	976
Nitrógeno	mg/L	66
Fósforo	mg/L	11
Grasas y aceites	mg/L	147
Coliformes totales	No./100 ml	<10E7

5.2.2. Aguas pluviales

Huaraz, al igual que la mayoría de ciudades de la sierra peruana, se caracteriza por presentar precipitaciones importantes en los primeros meses del año; motivo por el cual las aguas pluviales corresponden un factor ineludible a tomar en cuenta en la concepción del diseño de la PTAR.

Efectivamente, este capítulo se enfoca en estudiar los efectos del agua de precipitación sobre el agua residual doméstica. Puesto que las redes de alcantarillado del área de interés corresponden a un sistema mixto, es decir, en la época de tormenta, el agua pluvial se mezcla con las aguas domésticas a lo largo de las redes de alcantarillado. Esto produce que el agua residual resultante no tenga las mismas características que sus predecesoras. La Tabla 11 indica el rango de concentraciones del agua resultante combinada. El inicio del intervalo corresponde al agua pluvial mezclada con agua doméstica de baja concentración; mientras que el final corresponde a la mezcla con agua doméstica de alta concentración.

Tabla 11. Constituyentes del agua residual combinada.

Constituyente	Unidad	Cantidad
SST	mg/L	270-550
DBO5	mg/L	60-220
DQO	mg/L	260-480
Nitrógeno total	mg/L	4-17.0
Nitrato	mg/L	0.48-0.91
Fósforo	mg/L	1.2-2.8
Plomo	ug/L	140-600
Coliformes fecales	MPN/100ml	10E5 - 10E6

Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

En concordancia con la Tabla 11, se estimaron las concentraciones de contaminantes presentes en el agua residual combinada. Al igual que el agua residual doméstica, se realizó una interpolación lineal; sin embargo, en este caso se cuenta únicamente con concentraciones bajas y altas. La Tabla 12 señala los contaminantes que deben ser removidos de acuerdo a las normativas peruana y europea (MINAM, 2010; EC, 1998; ECC, 1991). Además, se aprecia que las concentraciones del caudal combinado son inferiores a las correspondientes al caudal doméstico.

Tabla 12. Constituyentes del influente combinado de los distritos de Huaraz e Independencia. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014)

Constituyente	Unidad	Cantidad
SST	mg/L	540
DBO ₅	mg/L	215
DQO	mg/L	470
Nitrógeno total	mg/L	16.5
Fósforo	mg/L	2.7
Coliformes fecales	MPN/100ml	10E6

5.3. BioWin 5

BioWin es un software desarrollado por la empresa china EnviroSim orientado a diseñar, renovar y optimizar las PTARs mediante la simulación de flujos de tratamientos de aguas residuales que enlazan modelos físicos, biológicos y químicos (EnviroSim, 2017). Para el presente estudio, se dispone del modelador en su versión BioWin 5 para estudiante, el cual funciona a través de rigurosos modelos matemáticos que determinan los niveles de remoción, consumo de energía, consumo de químicos y disposición de lodos.

Este software es utilizado con fines académicos y profesionales desde hace 25 años. Entre sus principales aplicaciones se encuentran: seleccionar los procesos óptimos de tratamiento, reducir el capital de inversión, reducir los gastos energéticos, reducir los costos de operación, evaluar la extensión de las plantas, enseñanza de conceptos relacionados al tratamiento de aguas y conducir investigaciones sobre tecnologías emergentes. De hecho, la primera aplicación de BioWin en el mundo académico fue llevada a cabo por Wilson & Marstaller (1994); y desde entonces se utiliza como una herramienta de soporte para distintas investigaciones científicas (Emami et al., 2016; Polo et al., 2017; Bashar et al., 2018).

Por lo que se refiere al funcionamiento del software, se debe precisar que el proceso inicia con la selección de tecnologías de tratamiento. En este punto, surge la primera limitación de BioWin; y es que la versión estudiantil ofrece una variedad restringida de tecnologías. Sin embargo, son suficientes para llevar a cabo el diseño de la planta adecuadamente. Una vez seleccionadas las tecnologías, se deben enlazar entre sí con el propósito de crear trenes de tratamiento. Seguidamente, se debe especificar las características propias para cada unidad de tratamiento. Por ejemplo, la capacidad volumétrica, la efectividad de remoción, los parámetros a monitorear, el caudal de salida, entre otros.

Asimismo, se deberá definir el caudal del influente y su concentración correspondiente, los cuales pueden ser constantes o variables en el tiempo. Las variaciones en las características del influente (concentración de contaminantes, caudales, entre otros) dependen exclusivamente del tipo de análisis que se desee realizar. Puesto que BioWin permite al usuario analizar la configuración de la planta de dos maneras. Por un lado, es factible realizar un análisis estático que involucra que el volumen a depurar y sus características sean constantes en el tiempo. Por otro lado, se puede realizar un análisis dinámico en el que el volumen a tratar y sus características varíen para distintos intervalos de tiempo. Esto implica, conocer las tendencias de variación de ambos parámetros en el

tiempo. Por ello, el estudio se limitó a un análisis estático para distintos escenarios, los cuales serán explicados con mayor detalle en el Capítulo 6. La Figura 14 señala cada uno de los aspectos descritos anteriormente sobre el funcionamiento del software. Dentro de los cuales se pueden destacar, el cuadro de diálogo que indica el tipo de análisis, las características propias de una las tecnologías y la asociación de los procesos unitarios para conformar un tren de tratamiento.

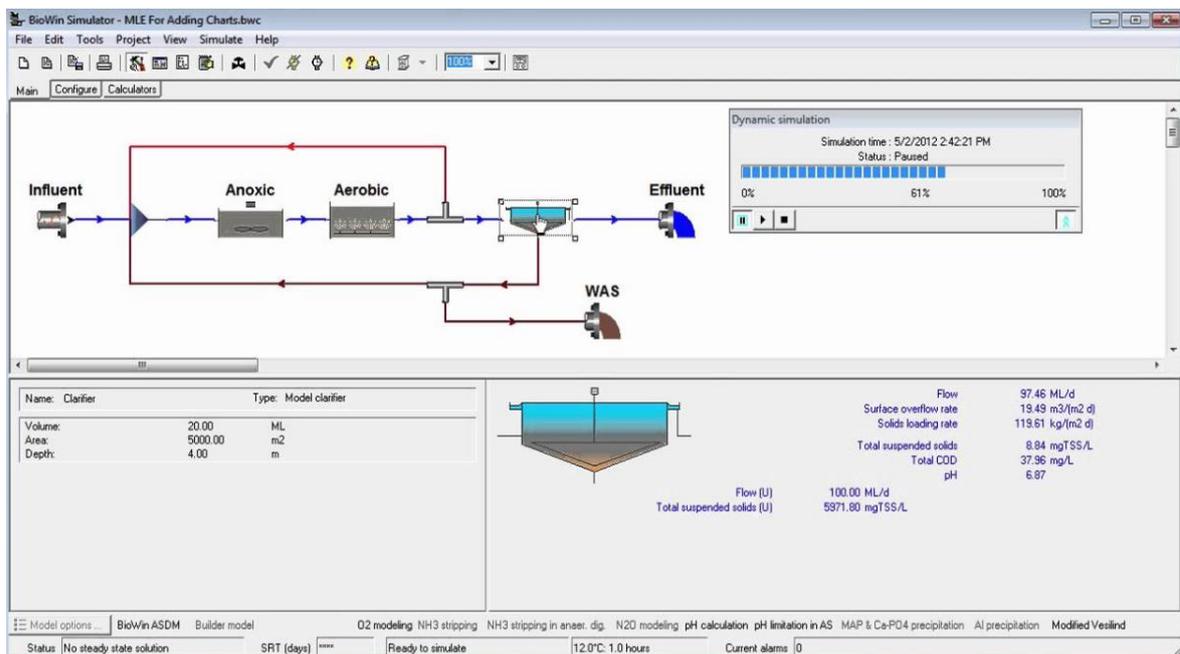


Figura 14. Diagrama de flujo para líneas de tratamiento de agua residual y lodos (EnviroSim, 2017).

5.4. Análisis de ciclo de vida (ACV)

En los últimos años, temas relacionados al desarrollo sostenible comenzaron a preocupar a la sociedad, cuya definición global es “la capacidad de una sociedad para satisfacer sus necesidades sin comprometer la capacidad de las futuras generaciones para satisfacer las suyas” (WCOED, 1987). Una medida para alcanzar el desarrollo sostenible es la creación de métodos y herramientas que permitan cuantificar y comparar los impactos ambientales de las actividades humanas relacionadas con la provisión de bienes y servicios, los cuales son resumidos por el término de “productos” (Rebitzer et al., 2004). Dichos impactos incluyen los provenientes de las emisiones al medio ambiente y el consumo de recursos; así como, otras intervenciones asociadas al suministro de productos, que ocurren al momento de la extracción de recursos, producción de materiales, manufactura de productos, duración del consumo/uso y fin de ciclo de vida del producto.

Las emisiones y el consumo de recursos contribuyen a una amplia gama de impactos ambientales, tales como el cambio climático, disminución del ozono estratosférico,

eutrofización, acidificación, disminución de los recursos naturales, entre otros. En ese sentido, la herramienta del Análisis de Ciclo de Vida permite estimar los impactos ambientales de las actividades humanas; y como consecuencia de ello, identificar las oportunidades de prevención de contaminación ambiental, comparación de perfiles ambientales asociados a productos y reducción en el consumo de recursos ligados a todo el ciclo de vida de un producto.

5.4.1. Evolución de los estudios de Análisis de Ciclo de Vida (ACV)

El inicio de los estudios de ACV o LCA (por sus siglas en inglés) datan de los 1960s, los cuales estaban vinculados básicamente a requerimientos energéticos. Sin embargo, la aplicación del ACV fue formalmente iniciado en 1970s (Rebitzer et al., 2004). Los primeros estudios se enfocaron básicamente en comparar dos productos (¿es el producto “A” mejor que el producto “B”?). Este enfoque abarcó problemas ambientales como eficiencia energética, control de contaminación y eliminación de sólidos (Guinée et al., 2011).

Posteriormente, a mediados de los 1990s se inaugura el periodo de estandarización, lo cual se reflejó en los lineamientos propuestos por la serie de normativas ISO 14000. Los cuales representan las bases teóricas de los estudios que se realizan actualmente. Las normativas enunciadas son los siguientes:

- ISO 14040 (1997) – Principios y marco teórico.
- ISO 14041 (1998) – Objetivo, alcance y análisis de inventario.
- ISO 14042 (2000) – Evaluación del impacto del ciclo de vida.
- ISO 14043 (2000) – Interpretación del ciclo de vida.

Inicialmente, La Sociedad de Toxicología Ambiental y Química (SETAC, por sus siglas en inglés) emitió un “código de prácticas” que describía cuatro componentes metodológicos dentro del ACV (Consoli et al., 1993): definición del objetivo y alcance, análisis de inventario del ciclo de vida, evaluación del impacto de ciclo de vida y evaluación de mejoras del ciclo de vida; sin embargo, este último componente no fue considerado por los lineamientos del ISO 14040, y en su lugar se introdujo la etapa de interpretación del ciclo de vida (ISO, 1997). La Figura 15 señala las fases de un ACV, cada una de ellas constituyen parte de un proceso cíclico y de constante retroalimentación de tal manera que la conclusión sea irrefutable.

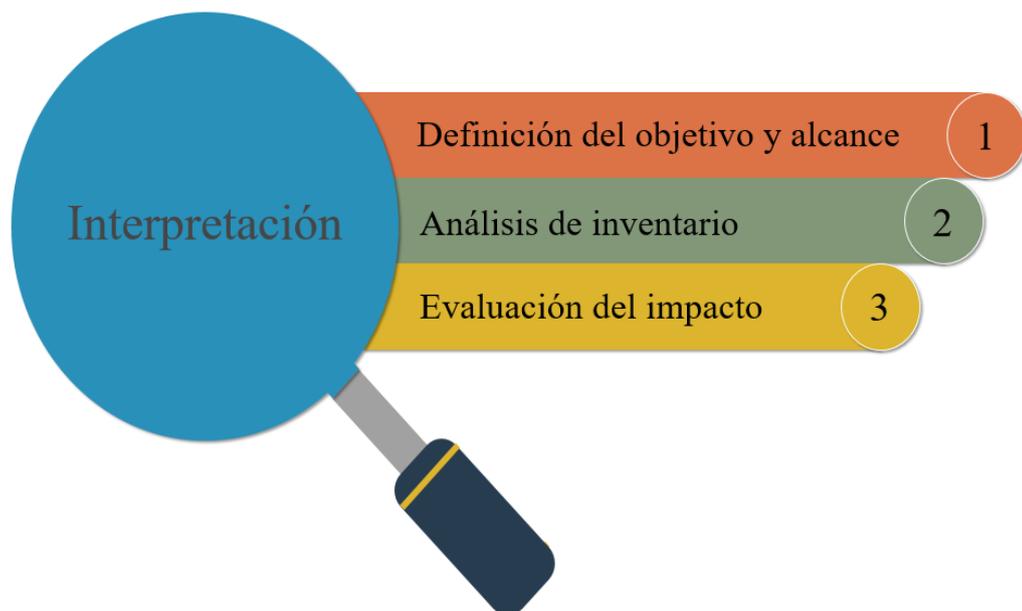


Figura 15. Fases correspondientes a la metodología del Análisis del Ciclo de Vida. Adaptado de (ISO, 2006).

Actualmente, los estudios de ciclo de vida orbitan básicamente alrededor de las pautas presentes en las normativas ISO 14040 Y 14044 (ISO 2006, 2006b). Por un lado, la ISO 14040 se convirtió en un marco teórico y una norma de orientación; mientras que la ISO 14044 contiene todos los requisitos técnicos y directrices sobre los mismos (Finkbeiner et al., 2006). La Figura 16 muestra la transferencia de los requerimientos técnicos hacia la ISO 14044, provenientes de la normativa anterior. Asimismo, señala los cambios en la norma actual ISO 14040, los cuales están basados en los lineamientos de la serie de normativas 14000. Estos cambios se realizaron para que la ISO 14040 ofrezca una descripción de los principios y el marco teórico.

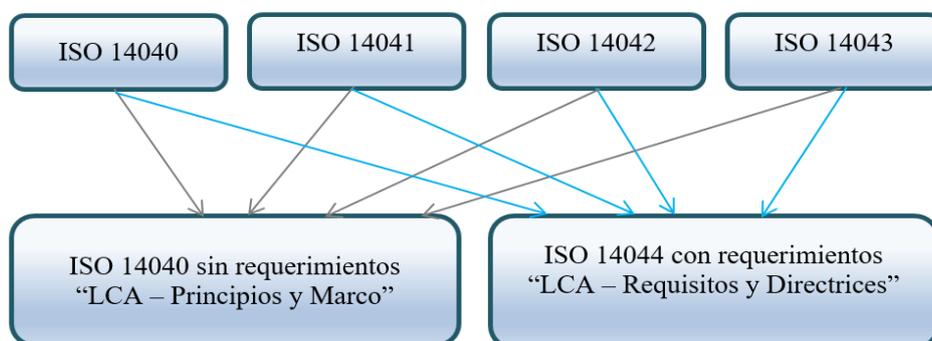


Figura 16. Descripción de las nuevas estructuras de los estándares ISO 14040 y 14044 (Finkbeiner et al., 2006).

5.4.2. Definición del objetivo y alcance

En esta etapa se debe fijar la intencionalidad de realizar el estudio de ACV, es decir, se debe sustentar por qué se ejecuta el estudio, cuáles son los motivos que llevan a realizarlo. Asimismo, es necesario establecer la manera en qué va a utilizarse el estudio. Esto implica definir si el estudio se llevará a cabo con la finalidad de analizar un determinado sistema o si se pretende comparar un conjunto de sistemas (Matthews et al., 2015). En ambos casos es imprescindible fijar la unidad funcional y los límites del sistema.

Por un lado, la unidad funcional describe la función principal del sistema con el propósito de que los bienes o servicios pueden ser comparados y analizados (Rebitzer et al., 2004). Puesto que no es factible comparar dos productos en sí, sino bienes o servicios que lleven a cabo la misma función. Para ilustrar, no se pueden comparar los impactos ambientales de dos tipos de detergentes que no cumplan la misma función de lavar ropa de algodón. En efecto, que uno de las detergentes sea utilizado como agente de limpieza de autos distorsionaría por completo el estudio puesto que otros factores incidirían en el impacto ambiental generado por el sistema. Por otro lado, se deben establecer los límites del sistema dada la naturaleza global de los estudios de ACV. Dichos límites determinan qué procesos unitarios deberán incluirse dentro de la evaluación. Entre los factores que establecen los límites del sistema están el destinatario previsto, las hipótesis planteadas, la proporción de datos, la aplicación prevista del estudio, entre otros.

Específicamente, el objetivo del estudio de ACV de la propuesta de diseño de la PTAR en la ciudad de Huaraz es cuantificar los impactos ambientales relacionados al calentamiento global y la eutrofización, como resultado de la implementación de la planta, para luego compararlos con los impactos implícitos a la ausencia de la misma. Cada una de estas categorías está vinculada a una unidad funcional; que, por lo general, en el caso de las plantas de tratamiento es 1 m^3 de agua tratada (Corominas et al., 2013); sin embargo, la planta en cuestión presenta un bypass debido a la imposibilidad de tratar todo el caudal residual en temporada de lluvias. En otras palabras, el porcentaje tratado del caudal combinado se reducirá a medida que se incremente la intensidad de las lluvias. Por tanto, la unidad funcional adoptada para el sistema es 1 m^3 de agua entrante a la PTAR. La Figura 17 ilustra la unidad funcional del sistema. En temporada de estiaje 1 m^3 de agua entrante es, en esencia, equivalente al volumen doméstico; mientras que en temporada de tormenta el volumen entrante es la suma del caudal tratado y bifurcado. Cabe resaltar que los escenarios modelados están en función a la proporción señalada en la Figura 17.

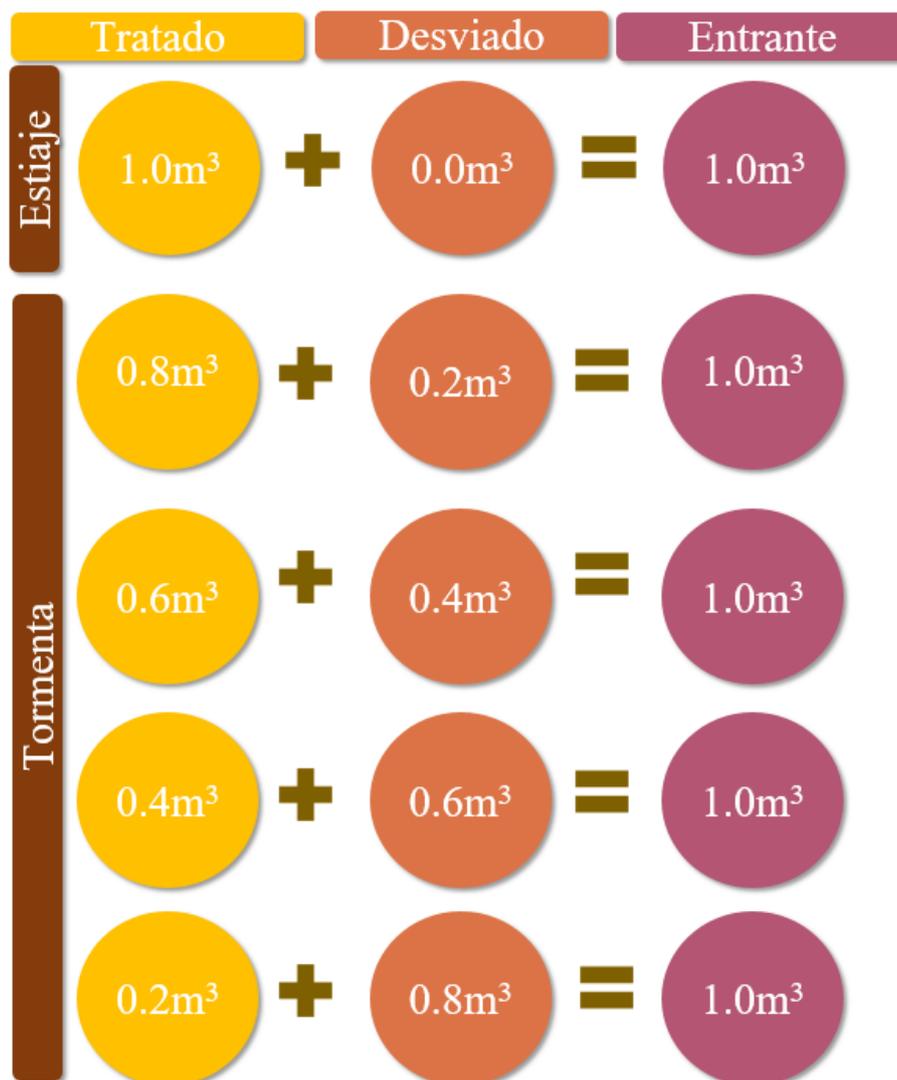


Figura 17. Unidad funcional del sistema – 1m³ de agua entrante (Fuente: Propia).

Otro punto relevante es identificar las etapas del ciclo vida de la PTAR a tomar en cuenta. Puesto que el ciclo inicia con la construcción, continúa con la operación y finaliza con el desmantelamiento. En primer lugar, una conclusión de la literatura existente es que la construcción suele representar un componente menor (Renou et al., 2008). En segundo lugar, la operación es la que genera mayor impacto ambiental debido al consumo energético, uso de químicos, entre otros. Finalmente, la bibliografía correspondiente a la etapa de desmantelamiento es escasa; sin embargo, en muchos casos la PTAR es renovada in situ y no es desmantelada por completo (Renou et al., 2008). Asimismo, en un caso similar, relacionado al tratamiento de agua potable, Vince et al. (2008) indican que esta última etapa representa menos del 1% del total.

Si bien, en la mayoría de casos, se suele analizar únicamente la operación de la PTAR, y no se incluye la construcción y desmantelación de la misma. Puesto que estas dos etapas

no son influyentes al momento de estimar los impactos ambientales (Corominas et al., 2013). Sin embargo, si la planta está equipada con biorreactores de membrana la fase de construcción podría ser representativa (Ortiz et al., 2007). Evidentemente, esto dependerá de los materiales y el tiempo de vida útil de la PTAR (Remy & Jekel, 2008). De acuerdo a lo descrito, el estudio se limitó a analizar las fases de construcción y operación de la PTAR. En la primera, se presta mayor atención a los materiales de construcción; tales como concreto, acero y las instalaciones sanitarias. En la segunda, el consumo energético será el factor más relevante. En definitiva, el objetivo de estudiar ambas etapas es estimar los impactos ambientales de manera más certera.

5.4.3. Inventario de Ciclo de Vida (ICV)

Esta fase involucra la recolección de datos necesarios para identificar y cuantificar el consumo de recursos, emisiones y residuos asociados al ciclo de vida de un producto o de alguna otra forma atribuible al mismo (Rebitzer et al., 2004). Dichos efectos adversos pueden denominarse genéricamente como “carga ambiental”, los cuales están vinculados a la unidad funcional del sistema y a los procesos unitarios. Dentro de aquella definición están incluidas las entradas o salidas de flujo de materia y energía que provocan efectos negativos. Por ejemplo, las emisiones de gases contaminantes, residuos sólidos, malos olores, radiaciones, entre otros. Cabe mencionar, que de presentarse sistemas que impliquen un conjunto de productos, se deberá asignar las cargas ambientales correspondientes a cada producto o subproducto.

5.4.4. Análisis de impacto de Ciclo de Vida (AICV)

En esta etapa se pretende entender y evaluar la magnitud y significancia de los impactos ambientales utilizando los resultados del ICV. En efecto, este proceso se caracteriza por asociar los datos del inventario con categorías específicas de impacto ambiental con el propósito de incrementar la relevancia ambiental de los resultados, permitir la comparación de resultados, presentar los resultados de manera más comprensible y fácil de comunicar (ISO, 2006).

Asimismo, como parte de la naturaleza iterativa de los estudios de ACV, esta etapa permite revisar los objetivos y el alcance para verificar si fueron cumplidos o de lo contrario sean reformulados. El AICV no solo permite revisar las fases previas como se mencionó anteriormente, sino también proporciona información para la fase ulterior correspondiente a la interpretación de resultados.

Esta fase posee una estructura definida por la normativa ISO 14040, presentando elementos obligatorios y opcionales; tal y como se muestra en la Figura 18. Cada una de estas etapas son dependientes y necesarias si se pretende cuantificar los impactos ambientales de un producto.



Figura 18. Descripción general de la estructura del AICV (ISO, 2006).

El primer elemento obligatorio apunta a identificar las categorías de impacto, es decir, aquellos aspectos ambientales adversos a los cuales contribuyen los resultados del ICV. Dentro de las categorías de impacto más usuales se encuentran el calentamiento global, toxicidad, eutrofización, acidificación, agotamiento de recursos, entre otros. Seguidamente, se deberán identificar los métodos para la caracterización, los cuales describen y cuantifican los efectos ambientales para una sustancia extraída o emitida. De hecho, para evaluar los impactos ambientales se dispone de métodos “midpoints” y “endpoints”.

Por un lado, los métodos “midpoints” pueden definirse como un parámetro en una cadena de causa-efecto (mecanismo ambiental) para una categoría de impacto en particular (Bare et al., 2000), que consideran los efectos intermedios comprendidos entre el nivel de las emisiones y el nivel final. Por otro lado, los métodos “endpoints” trabajan con indicadores para la comparación de efectos cerca o al nivel de áreas de protección, también denominados efectos últimos. Por tanto, este método es utilizado para entender la relevancia directa de los efectos finales dentro de la sociedad, los cuales son daño a la salud humana, daño al ecosistema y escasez de recursos. Es relevante señalar que siempre que se trabajen con métodos “endpoints” deberán presentarse además resultados “midpoints”. La Figura 19 muestra la correlación entre el inventario, midpoints y endpoints para alcanzar una interpretación pertinente.



Figura 19. Descripción general de los métodos “midpoints” y “endpoints” (Bare et al., 2000).

Una vez seleccionados los métodos de caracterización, se procede a la clasificación, es decir, ordenar y asignar los resultados del inventario a las categorías de impacto. Vale decir, que se deben identificar los resultados del inventario que sean asignados exclusivamente a una categoría de impacto y aquellos otros resultados que sean asignados a más de una. Para ilustrar, las sustancias NO_x están relacionados a categorías de impacto como eutrofización y acidificación independientemente; sin embargo, pueden existir mecanismos seriales como los efectos que contribuyen al calentamiento global y pérdida de la biodiversidad debido al calentamiento global que pueden involucrar un conteo doble.

Dado que los métodos de caracterización describen el mecanismo ambiental de las sustancias emitidas, presentan factores de caracterización que permiten estimar las consecuencias ambientales para cada una de las categorías, que corresponden a las fases ulteriores de caracterización y resultados por categoría; tal y como se señala en la siguiente ecuación:

$$\text{Resultado del inventario} \times \text{Factor de caracterización} = \text{Resultado de categoría} \quad \text{Ec. (5)}$$

Dentro de los métodos “midpoints” y “endpoints” más utilizados para la caracterización se encuentran CML 2002, Recipe, UseTOX, Eco-Indicator 99, Impact 2002+, entre otros. De hecho, los factores de caracterización varían de acuerdo al método seleccionado y por ende brindan resultados distintos. Entonces, surge la interrogante respecto a qué método es el más apropiado para analizar un determinado caso estudio. Esto dependerá de las categorías de impacto de mayor relevancia del proyecto, y que por ende deberán ser evaluadas (Renou et al., 2008). Para el caso puntual de la propuesta de diseño

de una PTAR en la ciudad de Huaraz, la selección y sustento del método de caracterización serán descritos con mayor detalle dentro de este capítulo.

5.4.5. Interpretación

La última fase de un estudio de ACV corresponde a la interpretación. En esta etapa se realizan las conclusiones y recomendaciones a partir de la combinación de los resultados obtenidos en el ICV y el AICV. Asimismo, la interpretación permite determinar los procesos unitarios que generan las principales cargas ambientales, y por tanto permite identificar las oportunidades para reducir el impacto ambiental (Howe et al., 2016). En los casos de comparaciones permite seleccionar el producto de mejor perfil ambiental. Por lo expuesto, esta etapa está orientada a la toma de decisiones. Cabe resaltar, que los resultados serán más consecuentes y fáciles de interpretar si la unidad funcional refleja la magnitud del cambio investigado (Rebitzer et al., 2004).

5.4.6. ACV orientado al tratamiento de aguas residuales

La primera referencia encontrada sobre estudios de ACV orientado al tratamiento de aguas residuales data de 1995 (Emmerson et al., 1995), en el cual se resaltó la importancia de incluir las emisiones de CO₂ asociadas a la producción de energía; sin embargo, el primer trabajo sofisticado de ACV para evaluar la sustentabilidad de una PTAR municipal data de 1997 (Roeleveld et al., 1997). Este estudio recalcó la importancia de reducir la carga del efluente (fósforo y nitrógeno) y minimizar la producción de lodos.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales son diseñadas para minimizar los impactos ambientales de las descargas sin tratamiento a los flujos naturales de agua. Por tanto, su función principal, en general, es la reducción materia orgánica, nutrientes, fosfatos, nitratos y sólidos en suspensión para su ulterior vertido al medio receptor. Por ello, en la mayoría de casos los diseños están enfocados únicamente en cumplir las legislaciones que regulan los efluentes, dejando de lado las consideraciones energéticas (Rojas & Zhelev, 2012). Afortunadamente, esta situación está cambiando debido a la carencia de agua y energía. Efectivamente, se está generando una interdependencia entre ambos recursos (mayor grado de depuración con el menor gasto de energía posible) (Lazarova et al., 2012).

Actualmente, reducir el consumo de energía es un asunto complementario al diseño; y no tan solo una alternativa (McCarty et al., 2011). Por ejemplo, Pasqualino et al. (2009) presentan una PTAR equipada en la línea de tratamiento de agua con tamices, rejas, desarenadores, desengrasadores, clarificador primario, reactor anaerobio, reactor aerobio y

un clarificador secundario. En dicho estudio se enfatiza que el reactor aerobio consume alrededor del 70% de la energía de la planta; y, por tanto, se propone como alternativa la digestión anaerobia en pro de utilizar el biogás para la generación de electricidad y calor. Esto se debe a que las principales contribuciones a la carga ambiental están dadas por el consumo de energía (Lim et al., 2008) y las características del efluente y los lodos (Hospido et al., 2004).

Finalmente, la evaluación ambiental de la PTAR siguiendo los lineamientos del ACV requiere distinguir los métodos de caracterización. En ese sentido, se optó por dos categorías de impacto ambiental correspondientes al método CML-IA baseline (Guinée, 2002), el potencial de calentamiento global (GWP, por sus siglas en inglés) y el potencial de eutrofización (EP, por sus siglas en inglés) debido a la envergadura de estas dos categorías en el tratamiento de aguas residuales. En efecto, Pasqualino et al. (2009), Remy & Jekel (2008) y Renou et al. (2008) utilizan ambas categorías para evaluar el desempeño ambiental de las plantas de tratamiento correspondientes a cada uno de los estudios.

Por un lado, respecto al GWP, el consumo de energía representa una influyente contribución de gases de efecto invernadero, aún más si la energía proviene de recursos fósiles (Laurent & Espinoza, 2015). Por otro lado, la categoría de eutrofización analiza el potencial impacto ambiental causado por la presencia de nitrógeno y fósforo, lo cual está vinculado a la principal función de las PTARs: eliminación de nutrientes. Un aspecto importante al momento de evaluar el EP en el actual proyecto es aceptar la limitación que significa no conocer las características del río Santa aguas arriba (Renou et al., 2008).

5.5. SimaPro:

Esta herramienta fue creada en 1990 y desde entonces es uno de los softwares más usados en los estudios de ciclo de vida. Los especialistas en estudios de ACV usan este software porque cuenta con una interfaz de usuario para modelar el sistema del producto, una base de datos para procesos unitarios de ciclo de vida, una base de datos de impactos ambientales que pueden analizarse mediante distintas metodologías de impacto y un calculador de impactos para cada categoría de análisis (Pre-sustainability, 2018). Asimismo, los resultados brindados por el software son constantemente evaluados por especialistas del ACV; y hasta el momento los reportes apuntan a que se trata de una herramienta confiable (Herrmann & Moltesen, 2014).

6. Resultados

6.1. Diseño

6.1.1. Parámetros básicos de diseño

La metodología para alcanzar los parámetros de diseño de la nueva planta de tratamiento fue descrita en el Capítulo 5, entre estos, los caudales de diseño y las características del agua residual. Sin embargo, es necesario especificar qué parámetros se tomaron en cuenta en el diseño y explicar los criterios adoptados. Asimismo, se detallan las discrepancias que existen entre las fuentes bibliográficas consultadas y los indicadores propios del software BioWin.

Por un lado, las características climatográficas de la zona de estudio compelen a evaluar distintos escenarios con la finalidad de verificar la eficiencia operativa de la planta. En ese sentido, se analizaron cinco caudales diferentes en magnitud, pero, en la mayoría de los casos, con concentraciones equivalentes. Esto significa que se evaluaron los caudales máximos y mínimos de la época de estiaje debido a las fluctuaciones diarias. Asimismo, se analizó el caudal máximo operativo correspondiente a la temporada de tormentas. Las consideraciones descritas anteriormente están señaladas en la Tabla 13.

Tabla 13. Caudales de diseño. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Caudales de diseño		
Caudal	Unidad	Valor
Promedio	m ³ /s	0.37
Máx. Horario	m ³ /s	0.55
Máx. Diario	m ³ /s	0.61
Mín. Horario	m ³ /s	0.11
Máx. Operativo	m ³ /s	1.00

Por otro lado, la caracterización de las aguas residuales en base a lo propuesto por Metcalf & Eddy (2014) supone una relación aproximada entre la DBO₅ y la DQO de 1:2.5. Sin embargo, EnviroSim por medio de su software BioWin propone una relación de 1:2. Vale decir que ambas están basadas en estudios realizados en Estados Unidos; y por ende no

representan estrictamente las características del agua residual en cuestión, lo cual, evidentemente, corresponde una limitación adicional al estudio. A pesar de ello, es necesario optar por aquella que se acomode mejor a las características locales.

En ese sentido, Ronzano & Dapena (1995) sugieren una relación 1:2.08 para las aguas residuales urbanas en general, en las que el 80% de la DQO lo genera la materia orgánica degradable, y el 20% restante la materia inerte. Asimismo, señalan la posibilidad de una relación mayor de presentarse dos situaciones independientemente o conjuntamente. Por un lado, la fracción no degradable de DQO podría ser superior al 20%. Por otro lado, la cinética de degradación podría ser inferior; considerando los valores característicos de la constante cinética ente 0.07 d^{-1} y 0.12 d^{-1} .

Partiendo del supuesto que el agua residual urbana en cuestión presenta las características globales y sumado a ello, la escasa presencia de componentes industriales. Es válido desestimar la idea de mayor presencia de materia inerte, que además pudiese retrasar la cinética de degradación. Por tanto, se adoptó la relación recomendada por el software BioWin debido a que la relación propuesta se acopla mejor a las características generales del agua residual doméstica de Huaraz.

Otro punto singular de la pautas de caracterización propuestas por Metcalf & Eddy (2014) radica en el incremento de la concentración de los sólidos en suspensión totales luego de un evento de tormenta. En primera instancia, este hecho pareciese contradictorio debido a la presencia adicional de agua de precipitación; sin embargo, el fenómeno denominado como “el primer flujo” podría explicar este suceso. Este fenómeno es comúnmente observado seguidamente de la fase inicial de la tormenta, en el cual la mayoría de los contaminantes localizados en la superficie son arrastrados dentro del sistema de drenaje combinado. De esta manera, el incremento del flujo podría ser capaz de re-suspender el material depositado en el colector mixto previo a la tormenta.

Una vez definido los caudales de diseño y las características de los mismos es menester fijar los porcentajes de remoción pretendidos, si bien el diseño de la PTAR debe estar orientado a cumplir lo estipulado en la legislación peruana (MINAM, 2010), señalada en la Tabla 14. Las legislaciones se vuelven más estrictas continuamente, y exigen mayores niveles de remoción en una serie de contaminantes (Renou, Thomas, Aoustin, & Pons, 2008). En ese sentido, el diseño debió procurar, en la mayor medida posible, satisfacer los límites máximos permisibles descritos en las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991), señalados en la Tabla 15.

Tabla 14. Límites máximos permisibles para efluentes de PTARs – Directiva Peruana.
Fuente: (MINAM, 2010).

Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM		
Parámetro	Unidad	LMP
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	10000
DBO5	mg/L	100
DQO	mg/L	200
pH	unidad	6.5-8.5
SST	mg/L	150
Temperatura	°C	<35

Tabla 15. Límites máximos permisibles para efluentes de PTARs – Directiva Europea.
Fuente: (EC,1998; ECC, 1991)

Directivas Ambientales Europeas		
Parámetro	Unidad	LMP
DBO5	mg/L	25
DQO	mg/L	125
SST	mg/L	35
Fósforo Total	mg/L	1
Nitrógeno Total	mg/L	10

Con el propósito de cumplir las normativas descritas anteriormente, la planta está equipada con una serie de procesos unitarios correspondientes al tratamiento previo, primario, secundario y terciario. Lamentablemente, BioWin no permite modelar los procesos correspondientes al pretratamiento y al terciario. Sin embargo, los primeros son utilizados básicamente para preparar las aguas residuales para el tratamiento; sin que estas perturben el correcto funcionamiento de los equipos. De hecho, estos procesos están compuestos básicamente de rejillas con distintos tamaños de abertura. Respecto al tratamiento terciario, la planta está equipada con una etapa de desinfección constante.

En la mayoría de los casos, el diseño de equipos se basa en las pautas propuestas por Metcalf & Eddy (2014). De hecho, una consideración inicial corresponde a la temperatura a la que está expuesta la planta. Puesto que los climas fríos, como los que caracterizan a Huaraz, suelen dificultar el tratamiento. De hecho, la temperatura promedio es de 17 °C (INEI, 2015b). Ante ello, Metcalf & Eddy (2014) sugieren que los equipos sean diseñados con mayor capacidad con el objetivo de no experimentar disminuciones en los niveles de remoción.

Dentro de este capítulo, se explicarán brevemente los motivos por los cuales se seleccionó los equipos presentes en la planta. Asimismo, se describirán las consideraciones básicas adoptadas para el diseño de cada uno de estos.

6.1.2. Rejas

Las rejas pueden ser del tipo manual o mecánicas; sin embargo, las primeras requieren de espacios relativamente grandes y la necesidad de instalar rejas mecánicas posteriormente. Asimismo, pueden ocasionar problemas de desbordamiento por las obstrucciones que pudiesen presentarse. Y evidentemente, requieren de un mayor trabajo manual. Por tanto, se optó por rejas mecánicas que aseguren la operatividad de la planta, ocasionando el menor número de inconvenientes (Metcalf & Eddy, 2014).

Dentro de las rejas mecánicas las más convencionales son las de cadena y las oscilantes. En ese sentido, la Tabla 16 describe las principales ventajas y desventajas de dichos sistemas con el objetivo de dilucidar la opción más apropiada para la planta. Vale decir, que se pretende que el equipo sea de fácil mantenimiento, versátil y práctico.

Tabla 16. Cuadro comparativo entre rejas operadas por cadenas y de movimiento oscilatorio. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Tipo	Ventajas	Desventajas
De cadena	<ul style="list-style-type: none"> • Las partes que requieren mantenimiento están sobre el agua. Por tanto, pueden ser reparados e inspeccionado fácilmente. • Es versátil puesto que es usado tanto para cribado fino como grueso. • La limpieza y retorno frontal minimiza el paso de sólidos. 	<ul style="list-style-type: none"> • La capacidad es limitada debido a que el equipo cuenta con un único rastrillo • Requiere de espacios libres altos debido a que el rastrillo es de alto alcance
De movimiento oscilatorio	<ul style="list-style-type: none"> • La remoción es continúa debido a los múltiples rastrillos acoplados al equipo. • La capacidad de estos equipos es superior a otras tecnologías similares. 	<ul style="list-style-type: none"> • Limitado a cribado fino. • Se requiere vaciar el canal para realizar las reparaciones correspondientes. • Las cadenas tienen que ser ajustadas y reparadas periódicamente.

Se optó por las rejas de movimiento oscilatorio debido a que son de fácil operación, inspección y mantenimiento. Asimismo, su capacidad se ajusta a la magnitud del proyecto. Por otro lado, el objetivo de las rejas se limita a evitar que los sólidos intervengan en los procesos posteriores de la planta. En ese sentido, se utilizó rejas medianas con tamaño de abertura comprendido entre 6 a 38 mm. Cabe mencionar, que rejas con aberturas más pequeñas pueden considerarse como tratamiento preliminar puesto que elimina cierta cantidad de DBO₅.

6.1.3. Desarenador

Estas unidades están destinadas a la retención de arenas. Su funcionamiento se basa en la diferencia de pesos específicos entre el agua residual y los sólidos. Los desarenadores son colocados usualmente posteriores a los tamices y antes de los tanques de sedimentación. Entre sus principales funciones se encuentra la protección de las bombas ante el desgaste, evitar las obstrucciones e impedir que se deposite material inerte en los sedimentadores. Asimismo, las tecnologías más usuales son las de flujo horizontal, aireados y de vórtice (Metcalf & Eddy, 2014). La Tabla 17 señala las principales virtudes y deficiencias de dichas tecnologías con el propósito de identificar la tecnología más apropiada para la planta. En ese sentido, los factores preponderantes a tomar en cuenta son el consumo de energía y el control de olores.

Tabla 17. Cuadro comparativo entre desarenadores de flujo horizontal, aireados y de vórtice.

Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Tipo	Ventajas	Desventajas
De flujo horizontal	<ul style="list-style-type: none"> • No son necesarios trabajos de construcción inusuales. • No requiere de maquinaria específica para la remoción de arena; siempre y cuando, se asegure la carga superficial. • Estructura simple. • Gastos de operación más baratos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Un control ineficiente del flujo significará que el desarenador remueva materia orgánica. Es decir, podría requerir un lavado y clasificado adicional. • Podría ocurrir un desgaste excesivo en cadenas, de utilizarse equipos de recolección mecánica.
Aireado	<ul style="list-style-type: none"> • Es factible lograr eficiencias constantes y próximas al 100% para un amplio rango de variaciones de caudal. • Como resultado de un adecuado diseño es factible obtener arenas limpias y libres de malos olores. • La pérdida de carga a través del desarenador es mínima. 	<ul style="list-style-type: none"> • Excesivo desgaste en los equipos de manipulación de arenas. • El consumo energético es superior a otras tecnologías similares. • Existe cierta confusión entre los criterios de diseño. Por tanto, compuestos orgánicos volátiles y malos olores podrían ser liberados.
De vórtice	<ul style="list-style-type: none"> • Carece de equipos sumergidos que requieran mantenimiento. • Los espacios requeridos son mínimos. Por ende, se reduce los costos constructivos. • Buena eficiencia energética. • Remueve eficientemente las arenas finas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Las paletas rotativas pueden incurrir en desgastes excesivos. • Es susceptible a atascamientos. • Las paletas podrían acumular trapos. • Requiere de un diseño muy preciso.

Se optó por el desarenador de flujo horizontal debido a que su operación y mantenimiento son sencillos, dada su estructura simple. Asimismo, no requiere de gastos excesivos de energía debido a la aireación. Sumado a ello, el gasto concerniente a la mano de obra en estos equipos es la más barata del mercado.

Luego de seleccionar los desarenadores de flujo horizontal, se procede al diseño de los mismos. Por un lado, se debió fijar la tasa de aplicación superficial. Comúnmente, el valor de dicho parámetro es de 1200 m³/m²/día a una temperatura de 20°C; sin embargo, la temperatura local compele a asumir un valor de 1100 m³/m²/día (Metcalf & Eddy, 2014). Por otro lado, se deberá asegurar que la velocidad se mantenga constante a su valor óptimo de 0.3 m/s (Metcalf & Eddy, 2014). Partiendo de ambas consideraciones se procedió a determinar la relación entre las medidas del desarenador con el objetivo de estimar el valor de cada una de ellas.

Partiendo de la tasa de aplicación superficial de $1100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ y la velocidad óptima de 0.3 m/s , se obtiene la siguiente relación:

$$L = \frac{v * h * Q}{Q/A} \quad \text{Ec. (6)}$$

$$L \approx 25h$$

Asimismo, Metcalf & Eddy (2014) señalan que la relación usual entre el ancho y profundidad del desarenador es la siguiente:

$$b \approx 1.2h$$

Una vez establecida la relación entre todas las dimensiones del desarenador es necesario estimar el volumen de cada uno de estos. Para ello, es necesario conocer el valor de retención y el número de equipos a utilizarse. Por un lado, los tiempos de retención hidráulico (HRT, por sus siglas en inglés) oscilan entre 30 y 60 s (Metcalf & Eddy, 2014). Por otro lado, la planta dispone de tres desarenadores, con el objetivo que dos de estos operen continuamente, y el tercero sea utilizado como contingencia ante la falla de alguno de los anteriores. Cabe mencionar, que los equipos deben ser rotados periódicamente para evitar que queden inoperativos como consecuencia del desuso.

Entonces, se utilizó dos desarenadores y un tiempo de retención de 60 s para estimar el volumen de cada uno de estos equipos. Lo cual está reflejado en la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q * HRT}{n} \quad \text{Ec. (7)}$$

$$V = 30 \text{ m}^3$$

Al resolver las tres ecuaciones se determinó lo siguiente:

$$h = 1.0 \text{ m}$$

$$b = 1.2 \text{ m}$$

$$L = 25.0 \text{ m}$$

Dónde:

- Q: Caudal máximo operativo ($1 \text{ m}^3/\text{s}$ o $86400 \text{ m}^3/\text{día}$)
- h: Profundidad (m)
- b: Ancho (m)
- L: Largo (m)
- Q/A: Tasa de aplicación superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$)
- v: Velocidad óptima del flujo (m/s).

- V: Volumen del desarenador (m³)
- HRT: Tiempo de retención hidráulico (s)
- n: Número de desarenadores.

6.1.4. Sedimentador primario

La sedimentación primaria es típicamente el primer paso posterior a la extracción de sólidos gruesos y arena. De hecho, el objetivo de estos equipos es eliminar los sólidos sedimentables fácilmente y el material flotante presente en las aguas residuales; y como consecuencia de ello, el contenido de sólidos en suspensión.

Los sedimentadores diseñados y operados correctamente presentan eficiencias de remoción de alrededor de 50 a 70% de los sólidos en suspensión y de 25 a 40% de la DBO₅ (Metcalf & Eddy, 2014). Por tanto, la siguiente labor consistió en verificar que los porcentajes de remoción obtenidos a través de BioWin sean concordantes con los valores teóricos presentes en la literatura. En ese sentido, se realizó el diseño de los sedimentadores primarios rectangulares. Además, se estimó los porcentajes de remoción de ambos contaminantes mencionados anteriormente. Para cumplir con ambas labores se debió seguir el procedimiento descrito a continuación:

En primer lugar, fue necesario determinar el área superficial en condiciones de caudal promedio. Para ello, se asumió una tasa de aplicación superficial de 40 m³/m²/día. Asimismo, se utilizaron dos equipos. Así, se obtiene la siguiente expresión:

$$A = \frac{Q_{medio}}{\frac{Q}{A} * n} \quad Ec. (8)$$

$$A \approx 400 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se debió fijar el tiempo de retención del sedimentador. Metcalf & Eddy (2014) señalan que el valor de dicho parámetro oscila entre 1.5 y 2.5 h. El objetivo de esto fue estimar el volumen de cada uno de los sedimentadores, en concordancia con la siguiente expresión:

$$V = \frac{HRT * Q_{medio}}{C * n} \quad Ec. (9)$$

$$V = 1332 \text{ m}^3$$

A una temperatura de 20°C el volumen de cada sedimentador sería el obtenido anteriormente. Sin embargo, la temperatura local obliga a usar un coeficiente de mayoración que varía de acuerdo a la siguiente expresión (Metcalf & Eddy, 2014):

$$F = 1.82e^{-0.03t}, t < 20^{\circ}\text{C} \quad \text{Ec. (10)}$$

$$F = 1.1$$

Por tanto, el volumen final de los sedimentadores es:

$$V \approx 1500 \text{ m}^3$$

A diferencia de los desarenadores, no se establecieron relaciones entre las dimensiones del equipo; sin embargo, Metcalf & Eddy (2014) proponen rangos de medidas característicos para cada una de ellas, y sus valores típicos. En efecto, la Tabla 18 señala dichos valores, a partir de la cual se seleccionaron valores tentativos para cada una de las dimensiones que permiten tratar el volumen estimado anteriormente.

Tabla 18. Rangos y valores característicos de las dimensiones de un sedimentador primario. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014)

Dimensión (m)	Rango	Valor Típico
h	3-4.9	4.3
L	15-90	24-40
b	4.5-35.2	4.9-9.8

De acuerdo a ello, las dimensiones tentativas son las siguientes:

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$b = 12.5 \text{ m}$$

$$L = 30.0 \text{ m}$$

Dónde:

- Q_{medio} : Caudal medio ($\text{m}^3/\text{día}$)
- h: Profundidad (m)
- b: Ancho (m)
- L: Largo (m)
- Q/A: Tasa de aplicación superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$)
- V: Volumen del sedimentador primario (m^3)

- HRT: Tiempo de retención hidráulico (s)
- n: Número de desarenadores.
- C: Constante (24 h/d)
- F: Factor de mayoración.
- t: Temperatura (°C).

Finalmente, se estimaron los porcentajes de remoción de sólidos en suspensión y de la DBO₅ para el caudal promedio. Asimismo, se realizó el mismo cálculo para el caudal máximo diario con el objetivo de observar como varía la eficiencia de eliminación ante un incremento del flujo. Los porcentajes de remoción pueden ser estimados mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{HRT}{a + b * HRT} \quad \text{Ec. (11)}$$

Dónde:

- R: Eficiencia de remoción.
- a, b: Constantes empíricas
- HRT: Tiempo de retención hidráulico (s)

La Tabla 19 señala los valores que adoptan las constantes empíricas de acuerdo al contaminante que se esté analizando. Estas constantes son válidas para 20°C. Por ello, el HRT equivale a 2 horas.

Tabla 19. Constantes empíricas para estimar los porcentajes de remoción de DBO₅ y SST. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Parámetro	B	A
DBO ₅	0.02	0.018
SST	0.014	0.0075

La Tabla 20 muestra los porcentajes de eliminación de DBO₅ y sólidos en suspensión totales (SST) para el caudal medio y máximo horario. Es evidente la disminución de la eficiencia ante el incremento del flujo puesto que el HRT para el caudal máximo diario es 0.6 h.

Tabla 20. Porcentajes de remoción de DBO₅ y SST para el caudal medio y máximo diario.

Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Parámetro	Q _{medio}	Q _{mh}
DBO ₅	34.00%	20.00%
SST	56.00%	38.00%

6.1.5. Tanque ecualizador

El tanque ecualizador permite que efluente entrante altamente fluctuante llegue a los equipos posteriores a una tasa constante. Es decir, durante las horas de caudal pico, el ecualizador almacena el caudal entrante hasta que ocurra una reducción del flujo.

Se utilizó un tanque ecualizador debido a la disminución de eficiencia de eliminación por el incremento del flujo. Esto permitió tasas de remoción constantes en la mayoría de los escenarios. En otras palabras, el tanque no está orientado a almacenar el caudal máximo operativo correspondiente a la temporada de lluvias puesto que involucraría espacios y gastos excesivos. A pesar de ello, el caudal pluvial posee un aspecto muy favorable, ya que la concentración de contaminantes es inferior. En ese sentido, fue necesario realizar un análisis de sensibilidad a través de BioWin, con la finalidad de obtener el volumen óptimo del ecualizador que permita obtener características similares en los efluentes para todos los escenarios.

El análisis de sensibilidad consiste en cambiar el volumen del ecualizador en un rango de 1000 a 3000 m³, con una tasa de variación de 500 m³. De hecho, luego de realizarse dicho análisis, el volumen más apropiado para el equipo resultó 2000 m³. Esto permitió mantener constantes los tiempos de retención en temporada de estiaje y se obtuvieron porcentajes de remoción similares. Por otro lado, permite elevar el tiempo de retención para la temporada de lluvias; y como consecuencia de ello, que las concentraciones de contaminantes no sean muy distintas a las obtenidas en temporada de estiaje.

La Tabla 21 señala los porcentajes de remoción de SST y DBO₅ alcanzados por el sedimentador primario debido a la presencia del ecualizador. Asimismo, señala los tiempos de retención en cada uno de los escenarios. Por lo tanto, dicha tabla permite comparar la eficiencia de remoción obtenidos por medio de BioWin con lo propuesto por Metcalf & Eddy (2014).

Tabla 21. Porcentajes de remoción de DBO₅ y SST alcanzados en el sedimentador primario a 17°C.

Constituyente	Unidad	Q=0.37m ³ /s	Q=0.56m ³ /s	Q=0.61m ³ /s	Q=0.11m ³ /s	Q=1m ³ /s
HRT	h	2	2	2	2	1.3
SST	mg/L	65.00%	65.00%	65.00%	65.00%	55.00%
DBO ₅	mg/L	36.85%	35.49%	35.22%	32.82%	29.65%

Fuente: Propia

En definitiva, los porcentajes de eliminación suministrados por BioWin son muy cercanos a los esperados, lo cual es un buen indicativo del funcionamiento del software. Cabe mencionar que, para la temporada de estiaje los porcentajes de remoción teóricos son 50 y 29% para SST y DBO₅ respectivamente.

6.1.6. Biorreactor de membrana (MBR)

El biorreactor de membrana es una tecnología de tratamiento muy compacta compuesta por dos partes integradas. Por un lado, el reactor responsable de la depuración biológica. Por otro lado, un sistema de filtración directa por membranas encargada de la separación física de la biomasa y el agua residual (Akshaya et al., 2016). Debido a ello, esta tecnología permite alcanzar altos niveles de remoción, lo cual es concordante con las legislaciones cada vez más estrictas.

Por lo general, los biorreactores de membrana permiten eliminar la DQO a un nivel superior al 90% (Chiemchaisri & Yamamoto, 1994); sin embargo, se observaron eficiencias alrededor del 60% (Nagano et al. 1992). Cabe mencionar que el porcentaje de eliminación está estrechamente ligado a la configuración de diseño. La Figura 20 señala las cuatro configuraciones típicas asociadas a la tecnología MBR (por sus siglas en inglés). Ante ello, surgen dos interrogantes preponderantes, qué configuración presenta las mayores eficiencias de remoción y cuál posee el mejor perfil ambiental.

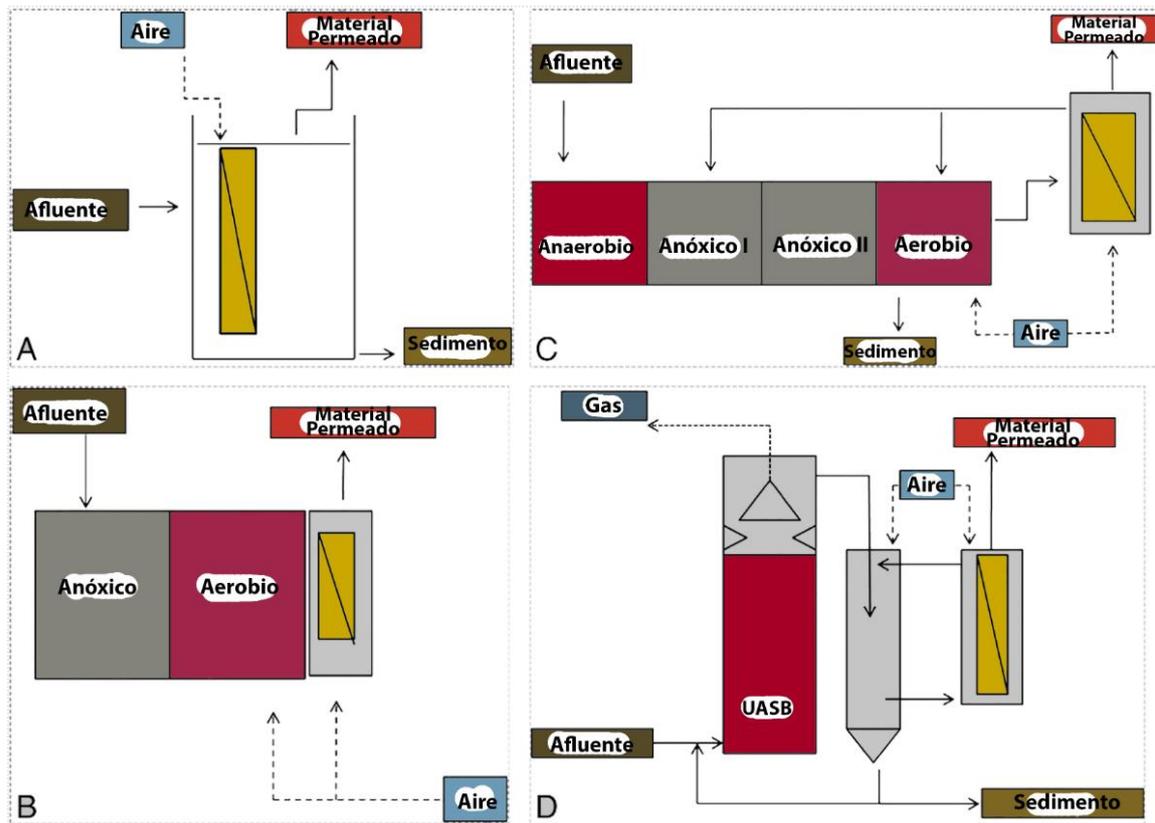


Figura 20. Configuraciones típicas asociadas a la tecnología MBR (Hospido et al., 2012).

En todas las configuraciones, Hospido et al. (2012) alcanzaron porcentajes de remoción superiores al 90%; sin embargo, el arreglo D es comúnmente usada para el tratamiento de aguas industriales. En ese sentido, se analizaron únicamente las tres configuraciones restantes. Dado que la eficiencia de eliminación es similar el factor determinante será el perfil ambiental. De hecho, la configuración que permitió alcanzar los menores niveles de eutrofización es el arreglo B. Asimismo, presentó uno de los menores potenciales de calentamiento global, junto a la configuración C.

Por lo expuesto anteriormente, lo más conveniente debió ser seleccionar la opción B; sin embargo, no es factible modelar dicha configuración por medio de BioWin. A consecuencia de ello, se debió optar por la opción A puesto que es la única opción disponible. Esta limitación involucra, evidentemente, mayores impactos ambientales. A pesar de ello, es válido suponer que el estudio de ACV brindará indicadores factibles en las categorías de impacto evaluadas, por las características esperadas del efluente.

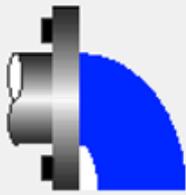
Al margen de la excelente calidad de agua del efluente, se seleccionó la tecnología MBR porque la huella de carbono es menor (Yeo et al., 2015) puesto que permite prescindir del clarificador secundario, los tiempos de retención hidráulico son relativamente cortos y los tiempos de retención de sólidos son variados (Ersu et al., 2008), la separación microbiana

es excelente (Pouet et al., 1994), la tasa de producción de biomasa es baja (Chaize & Huyard, 1991) y presenta flexibilidad operativa (Visvanathan, et al., 2000). Probablemente, este último factor sea el más importante debido a lo fluctuante del caudal local.

Los biorreactores de membrana disponibles en el mercado presentan distintas características de acuerdo al fabricante. Debido a ello, los criterios de diseño son muy variables. Por tanto, se realizó un análisis de sensibilidad basado en el HRT, el cual está en un rango comprendido entre 2 y 12 h (Ersu et al., 2008; Hospido et al., 2012), con una tasa de variación de 2 h. Cabe recalcar, que el análisis de sensibilidad se realizó para el caudal promedio, que, en esencia, representa los otros caudales de estiaje dada la presencia del tanque ecualizador.

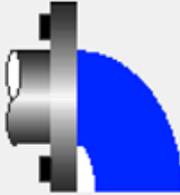
Los primeros resultados correspondientes al HRT de dos horas son favorables puesto que permiten cumplir con la normativa peruana (MINAM, 2010); y ,parcialmente, con las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). La disyuntiva está asociada a la eliminación de los nutrientes (N y P); sin embargo, la solución a este problema no depende en gran medida del HRT. De hecho, una buena manera de asegurar la remoción de nutrientes es la presencia de una zona anóxica y/o la recirculación del licor mezclado y permeado (Ersu et al., 2008).

Las Figuras 21 y 22 señalan las concentraciones de los contaminantes en el efluente para la temporada de estiaje (caudal promedio) y tormenta respectivamente. En ambos casos, la eliminación de DBO₅ y DQO es suficiente para satisfacer las legislaciones más rigurosas vigentes en la actualidad; sin embargo, no ocurre lo mismo para la remoción de nutrientes. A pesar de ello, el objetivo primordial es cumplir la normativa peruana (MINAM, 2010). Las estrellas señalan los contaminantes que deben ser removidos de acuerdo a las normativas vigentes adoptadas para el diseño (MINAM, 2010; EC, 1998; ECC, 1991).



Flow	31954.00 m ³ /d
Ammonia N	47.18 mgN/L
Nitrate N	0.00 mgN/L
Nitrite N	0.00 mgN/L
Filtered TKN	48.92 mgN/L
Total N	48.92 mgN/L ★
Total P	4.35 mgP/L ★
Total suspended solids	0.00 mgTSS/L ★
Total COD	68.92 mg/L ★
Total Carbonaceous BOD	21.99 mg/L ★
pH	7.09

Figura 21. Concentración de contaminantes para el caudal promedio. (Fuente: Propia).



Flow	86372.00 m ³ /d
Ammonia N	9.68 mgN/L
Nitrate N	0.00 mgN/L
Nitrite N	0.00 mgN/L
Filtered TKN	10.17 mgN/L
Total N	10.17 mgN/L ★
Total P	0.65 mgP/L ★
Total suspended solids	0.00 mgTSS/L ★
Total COD	52.78 mg/L ★
Total Carbonaceous BOD	21.27 mg/L ★
pH	7.05

Figura 22. Concentración de contaminantes para el caudal máximo operativo (Fuente: Propia).

Por lo expuesto anteriormente, el volumen del bioreactor de membrana es de 3000 m³ para asegurar un HRT de dos horas a 17°C. Consecuentemente, las dimensiones tentativas, considerando que está tecnología está situada próxima a los sedimentadores primarios, son las siguientes:

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$b = 25.0 \text{ m}$$

$$L = 30.0 \text{ m}$$

Dónde:

- h: Profundidad (m)
- b: Ancho (m)
- L: Largo (m)

6.1.7. Desinfección

El proceso de desinfección radica en la aplicación de un agente desinfectante y algunos medios que permiten que este agente entre en contacto con el agua residual. Para cumplir con esta labor, en la actualidad se utilizan cinco agentes de desinfección: cloro libre, cloro combinado, dióxido de cloro, ozono y luz ultra violeta. Los cuatro primeros son oxidantes químicos; mientras que el último implica el uso de radiación electromagnética (Howe et al., 2016).

La Tabla 22 muestra las principales diferencias entre los sistemas disponibles de desinfección. El propósito es determinar la tecnología que se adecúa a las necesidades de la planta. Vale decir, que los parámetros de selección más relevantes serán la eficiencia de

remoción y el costo. Este último, será un factor determinante puesto que permitirá balancear los costos implicados por el uso del MBR.

Tabla 22. Cuadro comparativo de las tecnologías disponibles de desinfección. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Característica	Gas cloro	Hipoclorito de sodio	Cloro combinado	Ozono	Radiación UV
Costo	Bajo	Moderadamente bajo	Moderadamente bajo	Moderadamente alto	Moderadamente alto
Desodorizante	Alto	Moderado	Moderado	Alto	-
Eliminación de bacterias	Excelente	Excelente	Bueno	Excelente	Bueno
Eliminación de protozoos	Medio a pobre	Medio a pobre	Pobre	Bueno	Excelente
Eliminación de virus	Excelente	Excelente	Justo	Excelente	Bueno
Usado como desinfectante	Comúnmente	Comúnmente	Comúnmente	Incrementa lentamente	Incrementa rápidamente

Debido a su precio y eficiencia, los agentes desinfectantes comúnmente usados son los derivados del cloro. A pesar de que estos presentan características similares, se adoptó el hipoclorito de sodio puesto que el gas cloro es sumamente tóxico (Howe et al., 2016) y el cloro combinado es menos eficiente en la eliminación de bacterias, protozoos y virus (Metcalf & Eddy, 2014).

6.1.8. Digestor anaerobio

El digestor anaerobio es uno de los procesos comúnmente usados para el tratamiento de lodos, producción de energía y reciclaje de nutrientes (Mao et al., 2015; Zhang et al., 2014), que involucra la descomposición de la materia orgánica y la reducción de la materia inorgánica en ausencia de ozono molecular (Metcalf & Eddy, 2014).

Precisamente, mediante la descomposición de la materia orgánica es factible la generación de biogás (55-65% CH₄; 35-45% CO₂), el cual puede ser utilizado como una fuente de electricidad y/o calor (Sanscartier et al., 2012; Pöschl et al., 2010; Börjesson et al., 2006). En cierta medida, la bioenergía generada puede reemplazar la energía fósil convencional, así como disminuir la emisión de gases de efecto invernadero (Zhang et al., 2017).

Para afinar el diseño del biodigestor anaerobio, los costos deben ser considerados dentro del estudio. De hecho, la mejor manera de controlar el coste es a través del tamaño del equipo, el cual depende directamente del tiempo de retención de sólidos (SRT, por sus siglas en inglés) (Lee & Rittmann, 2011). De hecho, para digestiones libres de recirculación, el SRT es equivalente al HRT (Metcalf & Eddy, 2014).

Asimismo, las tres reacciones presentes en el biodigestor (hidrólisis, fermentación y metanogénesis) dependen directamente del SRT. Cada una de estas reacciones requieren un mínimo SRT, de lo contrario las bacterias no crecerán lo suficientemente rápido y el proceso de digestión podría fallar eventualmente (Metcalf & Eddy, 2014). En ese sentido, muchas tecnologías usan calor, químicos y mecanismos electrónicos con el objetivo de generar mayor cantidad de sólidos biodisponibles para la hidrólisis y las subsecuentes etapas de fermentación y metanogénesis (Rittmann et al., 2008).

Otro factor relevante es la temperatura puesto que determina la tasa de digestión, particularmente el ritmo de hidrólisis y la formación de metano. En general, los digestores anaerobios son diseñados para operar en el rango de la temperatura mesofílica (30-38°C) (Metcalf & Eddy, 2014). La Tabla 23 señala las temperaturas de operación y sus respectivos SRT mínimos y de diseño. Cabe recalcar que la temperatura más frecuente de diseño es 35°C.

Tabla 23. Cuadro comparativo de las tecnologías disponibles de desinfección. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Temperatura de operación (°C)	SRT _{min} (días)	SRT _{diseño} (días)
18	11	28
24	8	20
30	6	14
35	4	10
40	4	10

Si bien el SRT mínimo es de 4 días para la temperatura de 35°C, en la práctica, este valor oscila entre 15 y 20 días (Metcalf & Eddy, 2014), lo cual implica un margen de sobredimensionamiento para el SRT de 10 días. Cabe recalcar que este último es considerado suficiente para asegurar la metanogénesis. Asimismo, la temperatura debe mantenerse constante, puesto que las bacterias dedicadas a la formación del metano son muy sensibles a los cambios de temperatura. Por tanto, esta no debe variar más de 0.5 °C/d (Metcalf & Eddy, 2014).

Otro factor determinante para lograr una adecuada metanogénesis es el pH. En efecto, este debe estar comprendido entre 6.5 y 8.2. De lo contrario, la eficacia de producción de metano definitivamente mermaría. Asimismo, los pH óptimos para la hidrólisis y acidogénesis son 5.5 y 6.5, respectivamente (Zhang et al., 2017). Una vez establecidos los criterios básicos para el diseño del biodigestor, se procedió al desarrollo del mismo. El diseño siguió las premisas establecidas por Metcalf & Eddy (2014). Por consiguiente, se siguieron los pasos descritos a continuación:

En primer lugar, se estimó la masa de lodo producido por día, como consecuencia de la depuración del caudal promedio. Para ello, se utilizó la concentración de SST en el lodo luego del MBR, obtenida a través de BioWin, la cual es equivalente a 18.67 mg/L. La masa de lodo por día está determinada por la siguiente expresión:

$$M_L = \frac{Q * C_{SST}}{10^3} \quad \text{Ec. (12)}$$

$$M_L = 596.84 \frac{kg}{d}$$

En segundo lugar, se calculó el volumen de lodo producido por día. Para esto, se partió del supuesto que el 95% del lodo es húmedo (Metcalf & Eddy, 2014). Dicha medida está en concordancia con la siguiente expresión:

$$V_L = \frac{M_L}{\gamma * (1 - w)} \quad \text{Ec. (13)}$$

$$V_L = 11.7 \frac{m^3}{d}$$

Finalmente, se determinó el volumen y cada una de las dimensiones del biodigestor. Para ello, se asumió un valor de SRT equivalente a 20 días. La capacidad se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$V_{DA} = V_L * SRT \quad \text{Ec. (14)}$$

$$V_{DA} \approx 250 \text{ m}^3$$

Luego de probar el desempeño a través de BioWin, se observó un mensaje de advertencia que indicaba que el pH no era el apropiado para la metanogénesis. En efecto, el pH era menor a 6.5 (Zhang et al., 2017). Por tal motivo, se decidió aumentar el volumen en 50 m³, lo cual involucró un incremento del pH a 6.6. Las decisiones tentativas son las siguientes:

$$h = 4.0\text{m}$$

$$b = 7.5\text{ m}$$

$$L = 10.0\text{ m}$$

Dónde:

- Q: Caudal ($\text{m}^3/\text{día}$)
- M_L : Masa de lodos ($\text{kg}/\text{día}$)
- C_{SST} : Concentración de SST (mg/L)
- V_L : Volumen de lodo ($\text{m}^3/\text{día}$)
- γ : Peso específico (kg/m^3)
- w : Humedad
- h : Profundidad (m)
- b : Ancho (m)
- L : Largo (m)

6.1.9. Deshidratación de lodos

Una actividad intrínseca de la depuración de aguas residuales es la generación de lodos, los cuales están constituidos por una serie de nutrientes, patógenos, metales pesados y otros compuestos perjudiciales. Por tanto, deben ser dispuestos de manera ambientalmente segura (Hong et al., 2009). Afortunadamente, en la actualidad existe una gran diversidad de mecanismos para el tratamiento de los biosólidos en general, sin dejar de lado la gestión de los mismos, con el objetivo de recuperar los recursos y usarlos de manera ventajosa.

Una manera apropiada de preparar los lodos para su subsecuente disposición es el proceso de deshidratación, el cual consiste en separar la materia sólida del agua presente en los lodos, de manera física. Como resultado de esta operación se obtiene un flujo con alto contenido de sólidos denominado “cake” y un flujo líquido (Metcalf & Eddy, 2014). La aplicación del proceso de deshidratación es cada vez mayor debido a una serie de razones descritas a continuación:

- La deshidratación disminuye el volumen de sólidos. Por tanto, los costos asociados al transporte se reducirán considerablemente.
- La deshidratación permite reducir la producción de lixiviados en los rellenos sanitarios.
- Los lodos deshidratados son más manejables que los lodos espesados o líquidos.

- La deshidratación permite remover el agua presente en los lodos de manera física. Al compararlo con procesos de evaporación, los ahorros económicos son significativos.

La deshidratación y disposición de lodos son los factores económicos más relevantes en la operación de una PTAR (Mikkelsen & Keiding, 2002). En efecto, únicamente la deshidratación demanda alrededor del 30-50% del costo de operación anual (Sorensen et al., 1995). Por tal motivo, la selección de la tecnología de deshidratación debe estar en relación con disminuir los costos, disposición última de los lodos, espacio disponible y las características del lodo a procesar.

Por lo general el principal factor para decidir la tecnología a utilizar es el costo; sin embargo, no se puede dejar de lado eficiencia técnica. En ese sentido, la Tabla 24 señala los mecanismos más usados para la deshidratación de lodos. Asimismo, resalta las ventajas y desventajas propias de cada sistema.

Tabla 24. Cuadro comparativo entre los principales mecanismos de deshidratación.
Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Tipo	Ventajas	Desventajas
Centrifugación	<ul style="list-style-type: none"> • Mínimos problemas de olores. • Fácil de instalar. • Produce “cake” relativamente seco. • Bajo costo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere de filtrado previo. • Mantenimiento constante. • Personal capacitado de mantenimiento. • Moderado a alto contenido de sólidos en suspensión.
Prensa de cinta filtrante	<ul style="list-style-type: none"> • Alta concentración de sólidos en el “cake” • Operación simple. • Alta tasa de captura de sólidos 	<ul style="list-style-type: none"> • Altos costos de equipamiento. • Gran área requerida. • Personal capacitado de mantenimiento. • Requiere de estructuras especiales de soporte.
Lagunas	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo consumo de energía. • Libre de sustancias químicas. • Económicamente viable si hay espacios disponibles. • La materia orgánica es estabilizada. 	<ul style="list-style-type: none"> • Malos olores. • Posible contaminación de aguas subterráneas. • Los diseños requieren considerar factores climáticos.
Lechos de secado	<ul style="list-style-type: none"> • Económicamente viable si hay espacios disponibles. • Bajo consumo energético. • Mayor cantidad de sólidos que los procesos mecánicos. • Reducida cantidad de equipo para la operación. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere extensas áreas. • Requiere lodo estabilizado. • Los diseños requieren considerar factores climáticos. • La remoción de lodos es una labor muy intensa.

Debido al bajo costo y el menor espacio requerido para la operación se optó por la deshidratación por centrifugación, de tal manera que el lodo procesado es transportado hacia rellenos sanitarios y el líquido producido es recirculado a la línea de tratamiento de aguas residuales.

6.1.10. Configuración de la planta

Dadas las limitaciones propias del software, el modelo cuenta con tres desarenadores, un tanque ecualizador, dos sedimentadores primarios y un biorreactor de membrana. Por otra parte, la línea de lodos cuenta con dos deshidratadores y un biodigestor anaerobio. Cabe resaltar, que los lodos son dispuestos de manera distinta de acuerdo al nivel de tratamiento recibido. En efecto, los lodos inorgánicos son transportados hacia rellenos sanitarios controlados y autorizados, mientras que el lodo orgánico es dispuesto para actividades agrícolas. Ambas líneas de tratamiento descritas anteriormente están señaladas en la Figura 23, así como las recirculaciones del agua residual post deshidratación de lodos.

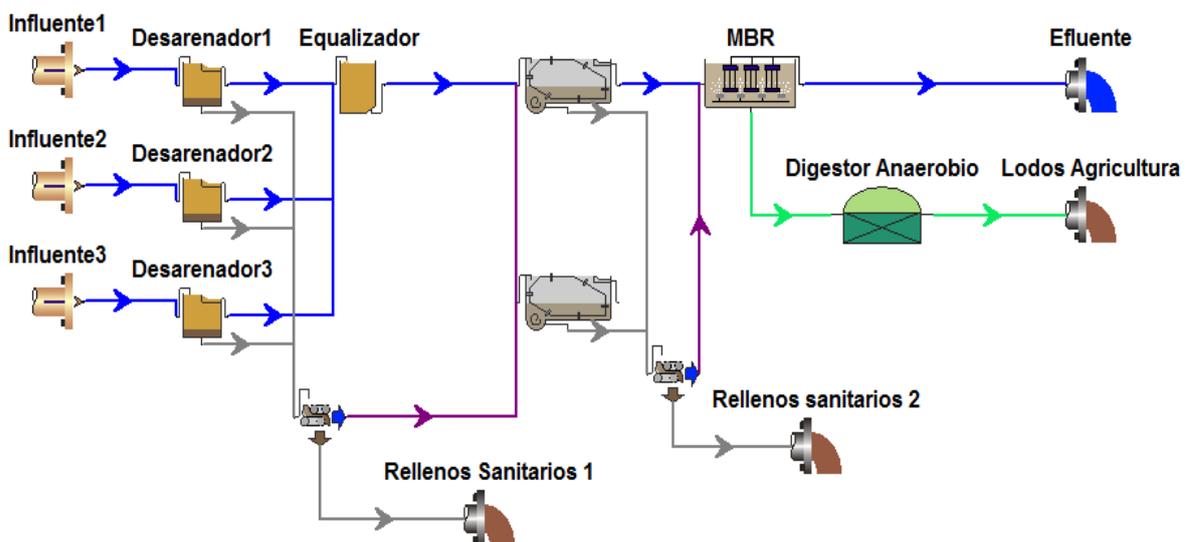


Figura 23. Diagrama del flujo conceptual de la planta (Propia).

6.1.11. Resultados del diseño

Al concluir la etapa de análisis teórico y determinar los porcentajes de remoción esperados, se procedió a estimar la eficiencia de eliminación global de contaminantes por medio de BioWin. El objetivo de esto, en primera instancia, fue verificar que se cumplan los límites máximos permisibles contemplados por la normativa peruana; sin dejar de lado, claro

está, las directivas europeas. Asimismo, se comprobó que los resultados teóricos sean similares a los suministrados por el modelo.

La Tabla 25 señala la concentración de los principales contaminantes presentes en el efluente para los cinco caudales de diseño; y se verifica que cada una de estas cumple lo estipulado por la normativa peruana. Además, las concentraciones en el efluente son concordantes con los porcentajes de remoción esperados al utilizar los biorreactores de membrana.

Tabla 25. Concentración de los principales contaminantes para los cinco caudales estudiados obtenidos por medio de BioWin. Fuente: Propia

Constituyente	Unidad	Q=0.37m ³ /s	Q=0.56m ³ /s	Q=0.61m ³ /s	Q=0.11m ³ /s	Q=1m ³ /s
SST	mg/L	0	0	0	0	0
DBO ₅	mg/L	21.99	32.98	35.53	1.11	21.27
DQO	mg/L	68.92	83.94	87.29	64.75	52.78
Nitrógeno total	mg/L	48.92	49.78	49.99	51.59	10.17
Fósforo	mg/L	4.35	4.58	4.64	1.06	0.65

Un primer aspecto que es importante explicar es la variación entre la eliminación de contaminantes para el periodo de estiaje. Esto se debe principalmente al tipo de análisis que se realizó. En otras palabras, el análisis estático supone que el caudal de diseño permanecerá constante durante el día y por tanto el tanque equalizador no puede cumplir adecuadamente su función principal de homogenizar el caudal; sin embargo, la situación real esta más próxima al escenario del caudal promedio puesto que los caudales picos suelen presentarse únicamente por unas horas, lo cual fue contemplado en el diseño.

Otra cuestión relevante es que en la temporada de tormenta se alcanza los mayores niveles de remoción, lo cual de alguna manera compensa el caudal que se deja de tratar. Evidentemente, el análisis ambiental permite esclarecer el panorama relacionado a los impactos ambientales para ambas temporadas, pero los resultados obtenidos por BioWin son un buen indicador de que ambos escenarios mostrarán rendimientos favorables, principalmente, porque la concentración de nutrientes en la temporada de tormenta es considerablemente menor, los cuales son los principales causantes de eutrofización.

6.2. Análisis ambiental:

6.2.1. Inventario de Ciclo de Vida (ICV)

El objetivo principal del estudio de ACV es comparar los impactos ambientales de la implementación de la planta con los impactos intrínsecos a la ausencia de la misma. En ese sentido, el primer paso consiste en fijar las características del influente. Inicialmente se habían definido las características de los influentes para las temporadas de estiaje y tormenta de acuerdo a Metcalf & Eddy (2014); sin embargo, por discrepancias con los parámetros del software BioWin se realizaron las correcciones pertinentes. La Tabla 26 señala las características de ambos influentes. En la cual, se puede observar la relación aproximada de 2:1 entre la DQO y DBO₅.

Tabla 26. Concentraciones de los contaminantes computados para el ACV correspondientes a las temporadas de estiaje y tormenta, referidos a 1m³ de agua entrante. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014).

Constituyente	Unidad	Estiaje	Tormenta
SST	mg/L	375	540
DBO ₅	mg/L	384	231.1
DQO	mg/L	773.1	470
Nitrógeno total	mg/L	66	16.5
Fósforo	mg/L	11	2.7

De igual manera, se debe especificar las entradas correspondientes a la fase de construcción de la planta. Con tal propósito, se siguieron las recomendaciones propuestas por Foley et al., (2010), puesto que, como resultado de su estudio es factible estimar cantidades referenciales de recursos de construcción asociados a 1 m³ de concreto. La Tabla 27 indica los materiales y procesos tomados en cuenta dentro del inventario y las cantidades respectivas. Cabe resaltar, que la cantidad de concreto estimada para el proyecto asciende a 594.1 m³. Está cantidad incluye únicamente la infraestructura requerida para la implementación de las unidades de tratamiento

Tabla 27. Recursos y procesos asociados a 1m³ de infraestructura de concreto construida dentro de una PTAR, para cada 1 m³ de agua entrante. Fuente: (Foley et al., 2010).

Recursos y procesos asociados a la construcción de una PTAR		
Recurso	Cantidad	Unidad
Excavación, excavadora hidráulica	3.48	m ³
Polietileno de baja densidad	0.02	kg
Polietileno de alta densidad	2.44	kg
Tereftalato de polietileno	2.46	kg
Trasporte de carga en camiones	49.29	Tkm
Trasporte de carga en tren	58.3	Tkm
Electricidad, alto voltaje	0.04	kWh
Acero de refuerzo	77.58	kg
Llaves de agua	121.98	kg
Aluminio	0.87	kg
Piedra	21.45	kg
Cobre	0.92	kg
Fibra de vidrio	1.96	kg
Tuberías metálicas cromadas	6.23	kg
Componente adhesivo bituminoso	0.5	kg
Lana mineral de roca	0.87	kg
Caucho sintético	0.88	kg
Concreto, 35 Mpa	1	m ³

La etapa más importante del estudio de ACV de una PTAR es sin lugar a dudas la operación de la misma puesto que el funcionamiento de cada unidad de tratamiento está vinculada a un gasto energético; y, por consiguiente, a un efecto ambiental adverso. Por lo general, las unidades biológicas son las de mayor consumo eléctrico; más aún, si se trata de un sistema aerobio con altas tasas de aeración. En ese sentido, es importante conocer los rangos de consumo eléctrico de las tecnologías presentes en el proyecto. La Tabla 28 señala dicho rango de consumo (kWh/m³) para cada una de las unidades de tratamiento. Como era de esperarse, la operación del MBR es el de mayor gasto energético.

Tabla 28. Consumos típicos de energía de los distintos procesos utilizados para el tratamiento de aguas residuales, para la unidad referencial de 1m^3 de agua tratada. Fuente: (Metcalf & Eddy, 2014)

Tecnología	Consumo de energía (kWh/m ³)
Rejas	0.0003-0.0005
Desarenador	0.003-0.013
Sedimentador primario	0.003-0.004
Biorreactor de membrana	0.5-1.0
Digestor anaerobio	0.015-0.02
Deshidratación por centrifugación	0.005-0.013
Cloración	0.0003-0.0008

Dado que el consumo eléctrico de las unidades de tratamiento está expresado como un rango, el estudio de ACV consideró dos escenarios. El primero asumió el mínimo consumo de energía; mientras que el segundo, el máximo. El objetivo es determinar la influencia del gasto eléctrico al estimar los impactos ambientales. Es importante mencionar, que si bien se sabe por la literatura existente que la etapa de operación es la de mayor relevancia ambiental (Renou et al., 2008); el evaluar un rango de consumo permite obtener conclusiones adicionales relacionadas a la variación de magnitud de impacto en función del consumo de energía.

Una vez determinadas las entradas de la etapa de construcción y operación, se debe incluir las características de los efluentes; cuyas características son los factores más importantes al momento de estimar el potencial de eutrofización (Lorenzo-Toja et al., 2016). Esto es completamente deducible puesto que la eutrofización puede definirse como el exceso de nutrientes, los cuales se pretende sean eliminados o reducidos con la incursión de la PTAR. Las características de los efluentes ya fueron definidas en la Tabla 6.12 como resultado del diseño de planta. De la cual, se desprende que la eliminación de nutrientes no es óptima por las limitaciones descritas anteriormente.

Cabe mencionar que se dejaron de lado dos elementos fuera de los límites del sistema, al momento de completar el inventario de ciclo de vida. Por un lado, las características de lodos. Esta decisión se debió estrictamente a que no se conocía con certeza los contaminantes presentes en los lodos residuales. Si bien BioWin permite estimar el volumen de lodo generado, no brinda un resumen detallado de contaminantes. En ese sentido, el estudio se limitó a determinar el impacto ambiental del traslado de los mismos hacia el relleno sanitario de Pongor. Para ello, se consideró una distancia aproximada de 12 km entre la ciudad de Huaraz y el relleno de destino. Por otro lado, no se consideraron los agentes desinfectantes puesto que su tasa de aplicación depende directamente de la concentración de patógenos. La

razón principal, como se describió anteriormente, es que BioWin no permite modelar los tratamientos terciarios.

Finalmente, el análisis se dividirá en dos segmentos. Por un lado, cuando el caudal entrante sea equivalente al caudal tratado. Este segmento engloba diez escenarios correspondientes a la operación de planta en ambas temporadas, tanto al mínimo como al máximo consumo eléctrico (resultado de combinar cinco efluentes con dos niveles de consumo). Por otro lado, cuando el caudal entrante sea superior al tratado, para ello se evaluaron ocho escenarios. Tal cual se señaló al momento de seleccionar la unidad funcional del sistema, los escenarios corresponden a la variación del volumen tratado en función del volumen entrante (20, 40, 60 y 80%). Al igual que el segmento anterior, se evaluaron los dos niveles de consumo eléctrico.

6.2.2. Resultados del Análisis Ambiental (AICV)

El estudio de ACV permite evaluar el desempeño ambiental de la implementación de la PTAR. En otras palabras, permite medir los niveles de reducción en el potencial de eutrofización y el incremento en los niveles del potencial de calentamiento global. Cabe resaltar que, si bien los resultados obtenidos son cualitativos respecto a las categorías de impacto, y se espera que el EP sea reducido lo máximo posible con un mínimo GWP generado; no existe una ley que indique cuánta reducción de un impacto es equivalente a la generación de otro. Entonces, el estudio está basado en prioridades, es decir, qué categoría de impacto es más relevante para un problema en un determinado contexto.

Por un lado, los niveles de eutrofización obtenidos son el resultado de dos segmentos de evaluación. En el primero, la unidad funcional del sistema coincide con el volumen tratado; y corresponde a la temporada de estiaje. En el segundo, el volumen entrante es una mezcla entre el volumen tratado y desviado en diferentes proporciones. Lo cual implica combinar las propiedades del efluente correspondiente al caudal máximo operativo y las del influente. Vale decir, que se espera que la reducción del potencial de eutrofización mantenga cierta similitud entre ambos sectores; a pesar de que se dejen de tratar volúmenes importantes de agua.

La Figura 24 muestra los resultados correspondientes al primer segmento de evaluación, en el cual se diferencian los dos niveles de consumo descrito anteriormente. Un aspecto relevante es el potencial de eutrofización del influente de tormenta es equivalente al 32.5% del influente de estiaje. Este escenario contempla que el caudal combinado sea tratado en su totalidad, como resultado de una breve llovizna. Otro aspecto importante es la que en la mayoría de los casos no se alcanza la reducción indicada en las directivas europeas (EC,

1998; ECC, 1991). El motivo principal es que no se pudo modelar la configuración de la planta con la recirculación del material permeado por el MBR y; por consiguiente, no se alcanzaron los niveles de remoción de nutrientes esperados.

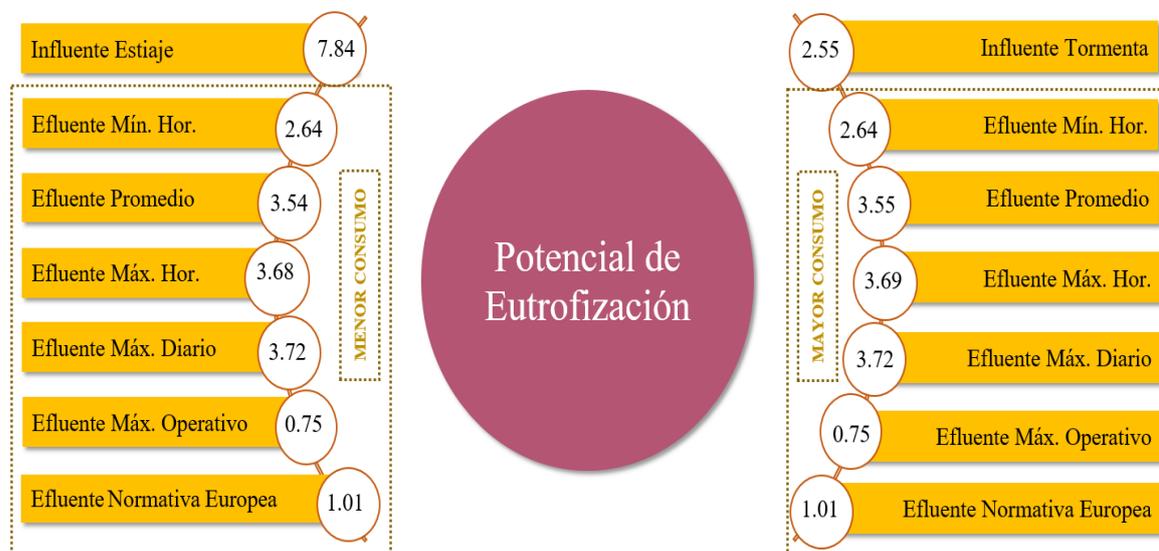


Figura 24. Potencial de eutrofización (g) de los escenarios correspondientes al primer segmento de evaluación, referidos a 1m³ de agua entrante (Propia).

La Figura 25 señala los resultados correspondientes al segundo segmento de evaluación. El aspecto más destacado es que los niveles de eutrofización son menores a los del segmento anterior; a pesar de que volúmenes significativos queden libres de tratamiento. En otras palabras, las características del caudal combinado permiten que la planta mantenga un perfil ambiental a lo largo del año; inclusive, mejora su desempeño.

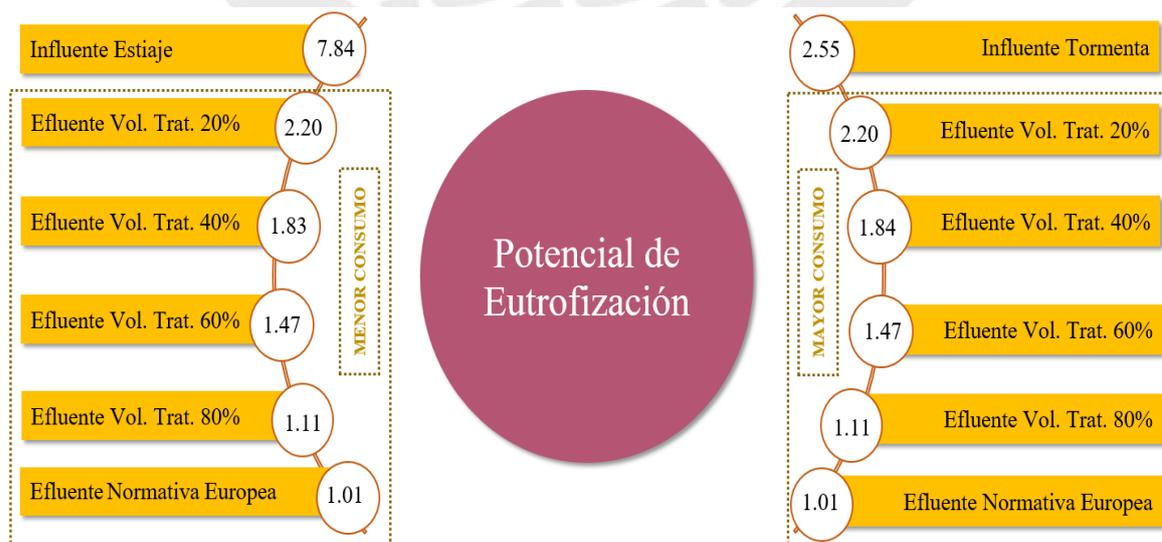


Figura 25. Potencial de eutrofización (g) de los escenarios correspondientes al segundo segmento de evaluación, referidos a 1m³ de agua entrante (Propia).

Por otro lado, los niveles de calentamiento global son el resultado de la operación de la planta de acuerdo a las fluctuaciones del caudal. A diferencia del potencial de eutrofización no existen dos segmentos de evaluación puesto que el segundo corresponde al caudal máximo operativo, el cual está incluido dentro el primer grupo de análisis. La Figura 26 muestra los resultados del potencial de calentamiento global, los cuales están divididos de acuerdo al nivel de consumo eléctrico. El primer aspecto relevante es que los potenciales de impacto de calentamiento global entre un nivel de consumo y otro para un mismo caudal varían en el orden de 2:1; y siguen el mismo patrón del rango de variación de consumo energético. El segundo aspecto, es que los resultados no varían significativamente para un mismo nivel de consumo puesto que las características del flujo no son preponderantes en esta categoría de impacto.

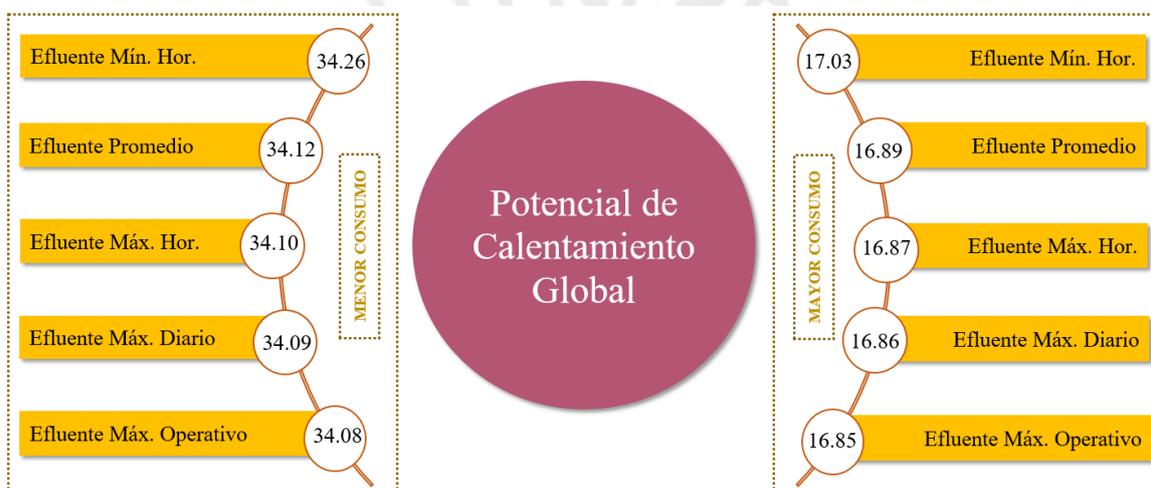


Figura 26. Potencial de calentamiento global (g) para los cinco caudales de operación, referidos a 1m³ de agua entrante (Fuente: Propia).

Esta categoría no es la más relevante al momento de evaluar una PTAR; sin embargo, es considerada un aspecto sobresaliente desde la perspectiva política y social (Lorenzo-Toja et al., 2016). En ese sentido, los últimos estudios apuntan a diseñar plantas autosuficientes de energía; si bien el reto es inmenso, es completamente posible (Gu et al., 2017). Desafortunadamente, por limitaciones en el software se tuvo que utilizar el MBR aerobio; sin embargo, identificar dicha tecnología como la más influyente al momento de estimar esta categoría delimita el camino para una futura optimización del diseño.

7. Conclusiones y comentarios

El diseño de la planta permitió alcanzar niveles permisibles en la calidad de agua. En concreto, los mínimos porcentajes de eliminación fueron 89, 90 y 100% para DQO, DBO₅ y SST respectivamente, para cada uno de los casos de evaluación; mientras que la normativa peruana (MINAM, 2010) exigía niveles de remoción del orden de 80, 74 y 90%. Asimismo, los porcentajes de remoción alcanzados en dichos contaminantes cumplen con lo estipulado por las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). Sin embargo, en el caso de los nutrientes, N y P, la situación es distinta. Puesto que las concentraciones mínimas de nitrógeno fueron de 48.9 y 10.2 mg/L para las temporadas de estiaje y tormenta respectivamente; mientras que, los niveles mínimos de fósforo fueron de 1.06 y 0.65 mg/L. En ambos casos, no se alcanzan las concentraciones concertadas en las normativas europeas que indican concentraciones mínimas de 10 y 1 mg/L para nitrógeno y fósforo, respectivamente.

Un aspecto que se debe tener en cuenta es que la planta fue diseñada para cumplir lo estipulado en la normativa peruana (MINAM, 2010); y en la medida de lo posible lo descrito en las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). En ese sentido, los resultados obtenidos son satisfactorios. Cabe mencionar que los porcentajes insuficientes de eliminación de nutrientes se deben a la imposibilidad de modelar la recirculación del licor mezclado y permeado en el MBR a través de BioWin en su versión estudiantil. Otro aspecto preponderante es la flexibilidad intrínseca a los biorreactores de membranas. En otras palabras, dichas tecnologías permiten alcanzar altos niveles de remoción de nutrientes si se siguen las consideraciones descritas anteriormente, lo cual permite operar bajo las condiciones del diseño mientras la normativa (MINAM, 2010) continúe vigente y realizar las modificaciones respectivas en la operación de la planta si las normativas futuras así lo ameritan.

La planta permite disponer de dos tipos de lodos residuales: orgánicos e inorgánicos. Los primeros pueden ser utilizados como biocombustibles, fertilizantes, entre otros (Kacprzak et al., 2017). Dado que la agricultura es una de las principales actividades económicas del Callejón de Huaylas, se destaca la opción de utilizar los lodos como fertilizantes. Los segundos pueden ser utilizados como agregados o deben ser transportados hacia rellenos sanitarios controlados para mitigar los efectos adversos sobre los espacios naturales. Igualmente, las aguas depuradas pueden ser utilizadas como volúmenes sustitutos de riego de cultivos o áreas verdes de la ciudad. En definitiva, el diseño contempla el uso eficiente de los recursos a pesar que no se incluyeron los beneficios ambientales dentro del

estudio de ACV. Asimismo, como resultado de la operación del biodigestor anaerobio se produjeron cantidades menores de biogás, por lo cual no se consideró la generación de energía como un valor agregado de la planta; más aún si las tecnologías actuales no permiten aprovechar el biogás producido en su totalidad.

El análisis ambiental evaluó dos categorías de impacto ambiental: potencial de eutrofización y calentamiento global. Ambos fueron estimados a través del método CML-IA baseline. Por un lado, el potencial de eutrofización se dividió en dos segmentos de estudio, que reflejan la variación en dicho impacto a lo largo del año. En primera instancia, la planta permite reducir en 55.5% el potencial de eutrofización en la temporada de estiaje; y en 13.7% en la época de lluvias. A pesar de que el porcentaje de reducción de la temporada de tormenta es menor, las características del influente combinado permiten alcanzar menores niveles de impacto. En efecto, los valores de eutrofización en la temporada de avenida oscilan entre 1.11 y 2.20 g, los cuales están muy próximos al potencial generado de 1.01 g, que es el resultado de cumplir estrictamente las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). Vale decir, que los impactos ambientales de esta categoría pueden reducirse, en la medida que se permita la recirculación del material permeado a través del MBR.

Por otro lado, el potencial de calentamiento global se dividió en dos niveles de consumo: mínimo y máximo. Entonces, se estimaron dos impactos por caudal de operación de la planta. De los diez resultados obtenidos, se aprecia que el impacto entre un nivel y otro de consumo varía en el orden de 2:1; y que las diferencias para un mismo nivel de consumo no son significativas puesto que las características del flujo no son influyentes en esta categoría de impacto. En suma, la PTAR permite reducir los niveles de eutrofización a un valor promedio de 3.54 g en la temporada de estiaje; y un valor máximo de 2.20 g en la temporada de tormenta, causando un potencial de impacto ambiental que oscila entre 16.85 y 34.26 g.

Luego de evaluar cada uno de los resultados del diseño y análisis ambiental, se identifica el biorreactor de membrana como el factor neurálgico, puesto que cambiar la operación aerobia a anaerobia implicaría dos beneficios ambientales. En primer lugar, los MBR operados de manera anaerobia se están desarrollando rápidamente en la actualidad y los resultados son alentadores ya que se alcanzan altos niveles de remoción de nutrientes, lo cual se traduce en una reducción en el potencial de eutrofización. En segundo lugar, las tecnologías anaerobias no requieren de aireación, lo que significa una reducción en el nivel del potencial de calentamiento global. Entonces, una futura optimización de la PTAR debido a una mayor rigurosidad en las normativas debería comenzar por esta tecnología.

La concepción del diseño de la PTAR supone un menor nivel de eutrofización en la temporada de tormenta. Sin embargo, la situación podría cambiar ante una eventual optimización de la planta, puesto que el potencial de eutrofización en la temporada de estiaje estaría debajo de 1.01 g si se logra satisfacer lo descrito por las directivas europeas (EC, 1998; ECC, 1991). En la temporada de tormenta, es menos probable que ocurra ello debido al gran volumen de agua libre de tratamiento que se desvía hacia el río Santa. En ese sentido, la implementación de esta planta es una primera medida para mitigar los impactos ambientales producidos por el vertimiento descontrolado de flujos contaminados a las masas de agua. Se espera que en el futuro se implementen plantas complementarias para atender las necesidades de la Provincia de Huaraz. Asimismo, que se adopten las medidas necesarias para descontaminar el río Santa, el cual experimenta una concentración de metales pesados como consecuencia de los pasivos mineros.

En el Perú, aún no existe una predisposición generalizada para el estudio del tratamiento de agua residuales. Por ello, los trabajos de investigación referentes al tema son escasos. En ese sentido, este estudio pretende ser una base importante para futuras investigaciones, que probablemente cuenten con las mismas limitaciones de información y puedan aplicar la metodología propuesta y desarrollarla. Asimismo, se realizó una extensa recopilación de información correspondiente al diseño de plantas y a los estudios de ACV; con el propósito de mostrar cómo combinar herramientas de diseño y gestión ambiental. Finalmente, los estudios de ACV no son optativos al diseño, sino más bien complementarios. Efectivamente, la ausencia de los mismos implica que no se puedan cuantificar los impactos ambientales y, por tanto, no se pueda estimar, con rigurosidad, el beneficio ambiental de la implementación de las PTARs.

8. Referencias

- Akshaya, V. K., Prangya, R. R., Puspendu, B., & Rajesh, D. R. (2016). Anaerobic Treatment of Wastewater. En W. Guo, R. Y. Surampalli, & T. C. Zhang, *Green Technologies for Sustainable Water Management* (págs. 297-336). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Azbar, N., & Speece, R. E. (2001). Two-phase, two-stage, and single-stage anaerobic process comparison. *Journal of Environmental Engineering*, 240-248.
- Bare, J. C., Hofstetter, P., Pennington, D. W., & Udo de Haes, H. A. (2000). Midpoints versus endpoints. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 319-326.
- Bashar, R., Gungor, K., Karthikeyan, K. G., & Barak, P. (2018). Cost effectiveness of phosphorus removal processes in municipal wastewater treatment. *Chemosphere*, 280-290.
- Bonnet, S., & Gheewala, S. H. (2016). LCA for Decision-Making in Solid Waste Management. *In Sustainable Solid Waste Management*, 693-711.
- Börjesson, P., & Berglund, M. (2006). Environmental systems analysis of biogas systems— Part I: Fuel-cycle emissions. *Biomass and Bioenergy*, 469-485.
- Bradley, R. S., Vuille, M., Diaz, H. F., & Vergara, W. (2006). Threats to water supplies in the tropical Andes. *Science*, 1755-1756.
- Carmona, G., Adler, I., & Bojalil, J. A. (2008). *Manual de captación de aguas de lluvia para centros urbanos*. México: International Renewable Resources Institute.
- Carrasco, F., & Díaz, J. Á. (2010). *Nuevos materiales y tecnologías para el tratamiento de agua*. Sevilla: Universidad Internacional de Andalucía.
- Cervantes, F. J., Pavlostathis, S. G., & van Haandel, A. (2006). Advanced biological treatment processes for industrial wastewaters. *IWA publishing*.
- Chaize, S., & Huyard, A. (1991). Membrane bioreactor on domestic wastewater treatment sludge production and modeling approach. *Water Science and Technology*, 1591-1600.
- Chan, Y. J., Chong, M. F., Law, C. L., & Hassell, D. G. (2009). A review on anaerobic-aerobic treatment of industrial and municipal wastewater. *Chemical Engineering Journal*, 1-18.
- Chiemchaisri, C., & Yamamoto, K. (1994). Performance of membrane separation bioreactor at various temperature for domestic wastewater treatment. *Journal of Membrane Science*, 119-129.
- Consoli, F., Allen, D., Boustead, I., Fava, J., Franklin, W., & Jensen, A. (1993). *Guidelines for life-cycle assessment*. Pensacola: SETAC.
- Corominas, L., Foley, J., Guest, J., Hospido, A., Larsen, H. F., Morera, S., & Shaw, A. (2013). Life cycle assessment applied to wastewater treatment: state of the art. *Water Research*, 5480-5492.
- Coskun, T., Kabuk, H. A., Varinca, K. B., Debik, E., Durak, I., & Kavurt, C. (2012). Antibiotic Fermentation Broth Treatment by a pilot upflow anaerobic sludge bed reactor and kinetic modeling. *Bioresource Technology*, 31-35.
- Driscoll, T. P. (2008). *Industrial wastewater management, treatment and disposal*. New York: McGraw-Hill.
- EC. (1998). Directive 98/15/EC of 27 February 1998 mending council directive 91/271/EEC with respect to certain requirements established in annex I thereof. En E. Communities.
- ECC. (1991). Directive 91/271/1991 EEC of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment. En E. Communities.

- Emami, N., Sobhani, R., & Rosso, D. (2016). Circadian Amplification of Energy Consumption, its Associated Costs, and GHG Emissions in Aeration Processes. *Proceedings of the Water Environment Federation*, 5174-5187.
- Emmerson, R. H., Morse, G. K., Lester, J. N., & Edge, D. R. (1995). The Life-Cycle Analysis of Small Sewage-Treatment Processes. *Water and Environmental Journal*, 317-325.
- EnviroSim. (21 de Mayo de 2017). *BioWin*. Obtenido de <http://envirosim.com/products/biowin>
- Ersu, C. B., Ong, S. K., Arslankaya, E., & Brown, P. (2008). Comparison of recirculation configurations for biological nutrient removal in a membrane bioreactor. *Water Research*, 1651-1663.
- Espinoza Paz, R. E. (5 de abril de 2010). *Planta de tratamiento de aguas residuales en San Juan de Miraflores*. Piura: Universidad de Piura. Recuperado el 6 de noviembre de 2016, de [http://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con4_uibd.nsf/29571C95BEF797F705257DCC0053233E/\\$FILE/MAS_GAA_010.pdf](http://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con4_uibd.nsf/29571C95BEF797F705257DCC0053233E/$FILE/MAS_GAA_010.pdf)
- Fang, J. J., Yang, N., Cen, D. Y., Shao, L. M., & He, P. J. (2012). Odor compounds from different sources of landfill: characterization and source identification. *Waste Management*, 1401-1410.
- Fernández, A. (2011). *Aguas residuales en el Perú, problemática y uso en la agricultura*. Lima.
- Fijalkowski, K. L., Kacprzak, M. J., & Rorat, A. (2014). Occurrence changes of *Escherichia coli* (including O157: H7 serotype) in wastewater and sewage sludge by quantitation method of (EMA) real time—PCR. *Desalination and Water Treatment*, 3965-3972.
- Finkbeiner, M., Inaba, A., Tan, R., Christiansen, K., & Klüppel, H. (2006). The new international standards for life cycle assessment: ISO 14040 and ISO 14044. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 80-85.
- Foley, J., De Haas, D., Hartley, K., & Lant, P. (2010). Comprehensive life cycle inventories of alternative wastewater treatment systems. *Water research*, 1654-1666.
- Frostell, B. (1983). Anaerobic-Aerobic Biological Treatment of Starch Industry Waste Waters. *Starch-Stärke*, 185-189.
- Grady Jr, C. L., Daigger, G. T., Love, N. G., & Filipe, C. D. (2011). *Biological wastewater treatment*. CRC press.
- Grady, J., Daigger, G., & Lim, H. (1999). *Biological wastewater treatment*. New York: Marcel Dekker.
- Grigg, N. S. (2011). *Water finance: Public responsibilities and private opportunities*. John Wiley & Sons.
- Grossmann, I. E., & Morari, M. (1983). Operability, resiliency, and flexibility: process design objectives for a changing world. *Computers & Chemical Engineering*, 675.
- Gu, Y., Li, Y., Li, X., Luo, P., Wang, H., Wang, X., . . . Li, F. (2017). Energy Self-sufficient Wastewater Treatment Plants: Feasibilities and Challenges. *Energy Procedia*, 3741-3751.
- Guinée, J. B. (2002). Handbook on lyfe cycle assessment operational guide to the ISO standards. *The international journal of life cycle assessment*, 311-313.
- Guinée, J. B., Heijungs, R., Huppes, G., Zamagni, A., Masoni, P., Bounamici, R., . . . Rydberg, T. (2011). Life cycle assessment: past, present, and future. *Environmental science & technology*, 90-96.
- Hammer, M. (2008). *Water and wastewater technology*. New Jersey: Pearson.
- Herrmann, I. T., & Moltesen, A. (2014). Does it matter which Life Cycle Assessment (LCA) tool you choose?—a comparative assessment of SimaPro and GaBi. *Journal of Cleaner Production*, 1-7.

- Ho, L. S. (2010). *First-stage and single-stage continuously stirred tank anaerobic digestion of synthetic complex wastewater and piggery wastewater*. Doctoral dissertation, Murdoch University.
- Hong, J., Hong, J., Otaki, M., & Jolliet, O. (2009). Environmental and economic life cycle assessment for sewage sludge treatment processes in Japan. *Waste Management*, 696-703.
- Hopkins, L. N., Lant, P. A., & Newell, R. B. (2001). Increasing flexibility in the design of wastewater treatment processes. *Water environment research*, 486-493.
- Hospido, A., Moreira, M. T., Fernández-Couto, M., & Feijoo, G. (2004). Environmental performance of a municipal wastewater treatment plant. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 261-271.
- Hospido, A., Sanchez, I., Rodriguez-García, G., Iglesias, A., Buntner, D., Reif, R., . . . Feijoo, G. (2012). Are all membrane reactors equal from an environmental point of view? *Desalination*, 263-270.
- Howe, K., Hand, D., Crittenden, J., Trussell, R., & Tchobanoglous, G. (2016). *Principios del Tratamiento de Agua*. México: CENGAGE Learning.
- Im, J. H., Woo, H. J., Choi, M. W., Han, K. B., & Kim, C. W. (2001). Simultaneous organic and nitrogen removal from municipal landfill leachate using an anaerobic-aerobic system. *Water research*, 2403-2410.
- INEI. (2014). *Estado de la Población Peruana 2014*. Lima.
- INEI. (2015). *Perú: Anuario de Estadísticas Ambientales 2015*. Lima: Biblioteca Nacional del Perú.
- INEI. (2015). *Síntesis Estadística*. Lima: Biblioteca Nacional del Perú. Obtenido de https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1292/libro.pdf
- Isik, M., & Sponza, D. T. (2008). Anaerobic/aerobic treatment of a simulated textile wastewater. *Separation and Purification Technology*, 64-72.
- ISO. (1997). *International Standard ISO 14040. Environmental management - life cycle assessment - goal and scope definition and inventory analysis*.
- ISO. (2006). *International Standard ISO 14040 -Environmental management - life cycle assessment - Principles and Framework*.
- ISO. (2006). *International Standard ISO 14044 - Environmental management - life cycle assessment - requirements and guidelines*.
- Kacprzak, M., Neczaj, E., Fijałkowski, K., Grobelak, A., Grosser, A., Worwag, M., . . . Singh, B. R. (2017). Sewage sludge disposal strategies for sustainable development. *Environmental research*, 39-46.
- Klai, N., Tyagi, R. D., Surampalli, R. Y., & Zhang, T. C. (2016). Value-Added Products from Sludge. In *Green Technologies for Sustainable Water Management*, 255-296.
- Laurent, A., & Espinoza, N. (2015). Environmental impacts of electricity generation at global, regional and national scales in 1980–2011: what can we learn for future energy planning? *Energy & Environmental Science*, 689-701.
- Lazarova, V., Choo, K. H., & Cornel, P. (2012). *Water-energy interactions in water reuse*. IWA publishing.
- Lee, I. S., & Rittmann, B. E. (2011). Effect of low solids retention time and focused pulsed pre-treatment on anaerobic digestion of waste activated sludge. *Bioresource technology*, 2542-254.
- Lewkowska, P., Cieślak, B., Dymerski, T., Konieczka, P., & Namieśnik, J. (2016). Characteristics of odors emitted from municipal wastewater treatment plant and methods for their identification and deodorization techniques. *Environmental research*, 573-586.

- Liao, B. Q., Kraemer, J. T., & Bagley, D. M. (2006). Anaerobic membrane bioreactors: applications and research directions. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 489-530.
- Lim, S. R., Park, D., & Park, J. M. (2008). Environmental and economic feasibility study of a total wastewater treatment network system . *Journal of environmental management*, 564-575.
- Lorenzo-Toja, Y., Alfonsín, C., Amores, M. J., Aldea, X., Marin, D., Moreira, M. T., & Feijoo, G. (2016). Beyond the conventional life cycle inventory in wastewater treatment plants. *Science of the Total Environment*. *Science of the Total Environment*, 71-82.
- Lorenzo-Toja, Y., Vázquez-Rowe, I., Chenel, S., Marín-Navarro, D., Moreira, M. T., & Feijoo, G. (2015). Eco-efficiency analysis of Spanish WWTPs using the LCA+ DEA method. *Water research*, 651-666.
- Mao, C., Feng, Y., Wang, X., & Ren, G. (2015). Review on research achievements of biogas from anaerobic digestion. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 540-555.
- Matthews, H. S., Hendrickson, C. T., & Matthews, D. H. (2015). *Life cycle assessment: Quantitative approaches for decisions that matter*.
- McCarty, P. L., Bae, J., & Kim, J. (2011). Domestic wastewater treatment as a net energy producer—can this be achieved? *Environmental Science & Technology*, 7100–7106.
- Metcalf, & Eddy. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales*. Madrid: McGraw-Hill.
- Metcalf, & Eddy. (2014). *Wastewater engineering : treatment and resource recovery*. New York: McGraw-Hill.
- Mikkelsen, L. H., & Keiding, K. (2002). Physico-chemical characteristics of full scale sewage sludges with implications to dewatering. *Water research*, 2451-2462.
- MINAM. (2010). *Decreto Supremo N° 003-2010*. Obtenido de http://www.minam.gob.pe/wp-content/uploads/2013/09/ds_003-2010-minam.pdf
- MVCS. (2006). Decreto Supremo 011-2006-VIVIENDA del 05-03-2006. *OS.090 Plantas de tratamiento de aguas residuales*.
- MVCS. (2006). Decreto Supremo 011-2006-VIVIENDA del 05-03-2006. *OS.070 Redes de aguas residuales*.
- Nagano , A., Arikawa, E., & Kobayashi, H. (1992). The treatment of liquor wastewaters containing high-strength suspended solids by membrane bioreactor system. *Water Science and Technology*, 887-895.
- Ngo, H. H., Guo, W., Chen, Z., Surampalli, R. Y., & Zhang, T. C. (2016). Green Technologies for Sustainable Water Management: Introduction and Overview. En W. Guo, R. Y. Surampalli, & T. C. Zhang, *Green Technologies for Sustainable Water Management* (págs. 1-31). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Nicolella, C., Van Loosdrecht, M. C., & Heijnen, J. J. (2000). Wastewater treatment with particulate biofilm reactors. *Journal of biotechnology*, 1-33.
- Noyola, A., Morgan-Sagastume, J. M., & Guereca, L. P. (2013). *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales*. Recuperado el 4 de Noviembre de 2016, de http://www.pronatura-sur.org/web/docs/Tecnologia_Aguas_Residuales.pdf
- NWC. (2011). The national water initiatives-securing Australia's water future: 2011 assesment. <<http://nwc.gov.au/publications/topic/assessments/ba-2011>>, (Dic. 10, 2017).
- Olivera. (2008). *Caracterización socioeconómica de la cuenca del río Santa* . Huaraz: Proyecto: SCNCC-ELI SANTA.
- Orozco, A. (2005). *Bioingeniería de aguas residuales*. Bogotá: Acodal.
- Ortiz, M., Raluy, R. G., & Serra, L. (2007). Life cycle assessment of water treatment technologies: wastewater and water-reuse in a small town. *Desalination*, 121-131.

- Pasqualino, J. C., Meneses, M., Abella, M., & Castells, F. (2009). LCA as a decision support tool for the environmental improvement of the operation of a municipal wastewater treatment plant. *Environmental science & technology*, 3300-3307.
- Peake, B. M., Braund, R., Tong, A., & Tremblay, L. A. (2015). The Life-cycle of Pharmaceuticals in the Environment. *Elsevier*, 153-202.
- Perú.com. (28 de Marzo de 2018). Obtenido de <https://peru.com/viajes/noticia-de-viajes/ancash-mas-120-mil-turistas-recibio-region-durante-2012-noticia-121325>
- Pimentel, D., & Pimentel, M. (2008). Human population growth. *Encyclopedia of Ecology*, 1907-1912.
- Pimentel, D., Whitecraft, M., Scott, Z., Zhao, L., Satkiewicz, P., Scott, T. J., & Moe, T. L. (2012). Ethics of a sustainable world population in 100 years. *Encyclopedia of Applied Ethics*, 173–177.
- Polo, C., Weidner, K., Auten, S., Brinkley, J., Navarrete, E., Lynch, T. J., & Bailey, E. (2017). Comprehensive Wastewater Master Planning for the City of Raleigh—A Sustainable Approach for Future Growth. *Proceedings of the Water Environment Federation*, 2232-2251.
- Pöschl, M., Ward, S., & Owende, P. (2010). Evaluation of energy efficiency of various biogas production and utilization pathways. *Applied Energy*, 3305-3321.
- Pouet, M., Grasmick, A., Homer, F., Nauleau, F., & Cornier, J. C. (1994). Tertiary treatment of urban wastewater by cross flow microfiltration. *Water Science and Technology*, 133-139.
- Pre-sustainability. (8 de Julio de 2018). Obtenido de <https://simapro.com/about/about-pre/>
- Ramalho, R. S., Beltrán, D. J., & De Lora, F. (1990). *Tratamiento de Aguas Residuales*.
- Rebitzer, G., Ekvall, T., Frischknecht, R., Hunkeler, D., Norris, G., Rydberg, T., . . . Pennington, D. W. (2004). Life cycle assessment: Part 1: Framework, goal and scope definition, inventory analysis, and applications. *Environment international*, 701-720.
- Remy, C., & Jekel, M. (2008). Sustainable wastewater management: life cycle assessment of conventional and source-separating urban sanitation systems. *Water Science and Technology*, 1555-1562.
- Renou, S., Thomas, J. S., Aoustin, E., & Pons, M. N. (2008). Influence of impact assessment methods in wastewater treatment LCA. *Journal of Cleaner Production*, 1098-1105.
- Rittmann, B. E., Lee, H. S., Zhang, H., Alder, J., Banaszak, J. E., & Lopez, R. (2008). Full-scale application of focused-pulsed pre-treatment for improving biosolids digestion and conversion to methane. *Water Science and Technology*, 1895-1901.
- Roeleveld, P. J., Klapwijk, A., Eggels, P. G., Rulkens, W. H., & Van Starckenburg, W. (1997). Sustainability of municipal waste water treatment. *Water science and technology*, 221-228.
- Rojas, J., & Zhelev, T. (2012). Energy efficiency optimisation of wastewater treatment: Study of ATAD. *Computers & Chemical Engineering*, 52-63.
- Ronzano, E., & Dapena, J. L. (1995). *Tratamiento biológico de las aguas residuales*. Ediciones Díaz de Santos.
- Sanscartier, D., MacLean, H., & Saville, B. (2012). Electricity production from anaerobic digestion of household organic waste in Ontario: techno-economic and GHG emission analyses. *Environmental science & technology*, 1233-1242.
- Selvam, A., & Wong, J. (2016). Waste Management and sustainability: An Introduction. En J. W. Wong, R. Y. Surampalli, T. C. Zhang, R. D. Tyagi, & A. Selvam, *Waste Management and sustainability* (págs. 1-6). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- SENAMHI. (5 de Junio de 2009). *Escenarios Climáticos en el Perú para el año 2030*. Obtenido de

- http://redpeia.minam.gob.pe/admin/files/item/4d77e7ad5bb27_Resumen_Escenarios_climaticos_del_Peru.pdf
- Show, K. Y., & Lee, D. J. (2016). Anaerobic Treatment Versus Aerobic Treatment. *Current Developments in Biotechnology and Bioengineering: Biological Treatment of Industrial Effluents*, 205-230.
- Soanez, M. (1999). *Aguas residuales urbanas*. Madrid: Mundi-Prensa.
- Sorensen, P. B., Christensen, J. R., & Bruus, J. H. (1995). Effect of small scale solids migration in filter cakes during filtration of wastewater solids suspensions. *Water Environment Research*, 25-32.
- Struck, S. D. (2012). *Vision of green technologies in 2050 for municipal resource management*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- SUNASS. (15 de Noviembre de 2015). *Diagnóstico de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales en el Ámbito de Operación de las Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento*. Obtenido de <https://www.sunass.gob.pe/doc/Publicaciones/ptar.pdf>
- Tchobanoglous, G., Theisen, H., & Vigil, S. A. (1993). *Integrated solid waste management*. Singapore: McGraw Hill.
- UNEP. (2015). Global Waste Management Outlook. *United Nations Environment*.
- USEPA. (November de 2008). *Municipal Solid Waste in The United States: 2007 Facts and Figures*. EPA530-R-08-010. Obtenido de (<http://www.epa.gov/epawaste/nonhaz/municipal/pubs/msw07-rpt.pdf>)
- Vera, M., Aspé, E., Marti, M. C., & Roeckel, M. (1999). Optimization of a sequential anaerobic-aerobic treatment of a saline fishing effluent. *Process Safety and Environmental Protection*, 275-290.
- Villanueva, R. (2011). *Características de la cuenca del río Santa*. Huaraz: Corporación Globalmark.
- Vince, F., Aoustin, E., Bréant, P., & Marechal, F. (2008). LCA tool for the environmental evaluation of potable water production. *Desalination*, 37-56.
- Visvanathan, C., Aim, R. B., & Parameshwaran, K. (2000). Membrane separation bioreactors for wastewater treatment. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 1-48.
- WCOED. (1987). Our common future. *WCOED*, Documento A/42/427.
- Wilson, A. W., & Marstaller, T. (1994). Practical Applications of Biological Nutrient Removal Models. *Presented at the Pre-conference seminar on Modeling & Simulation for Planning, Design, and Operation of Waste Water Systems for the Water Environment Federation 67th Annual Conference & Exposition*.
- Yeo, B. J., Goh, S., Zhang, J., Livingston, A. G., & Fane, A. G. (2015). Novel MBRs for the removal of organic priority pollutants from industrial wastewaters: a review. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, 1949-1967.
- Zhang, C., Su, H., Baeyens, J., & Tan, T. (2014). Reviewing the anaerobic digestion of food waste for biogas production. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 383-392.
- Zhang, J., Loh, K., Li, W., Lim, J., Dai, Y., & Tong, Y. W. (2017). Three-stage anaerobic digester for food waste. *Applied Energy*, 287-295.