

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 antecedentes

El matadero municipal de la ciudad de Tarija es el mayor contaminante de la quebrada cabeza de toro, la cual posteriormente a 3177 m desemboca en el río Guadalquivir; por los estudios que realizó la contraloría, diversos tesis de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y el autor de la presente tesis se pudo evidenciar que las aguas residuales industriales que genera el Matadero Municipal están muy por encima de los parámetros máximos que exige el reglamento ambiental del sector industrial manufacturero en su Anexo 13-C, del 27 de abril de 1992.

1.2 Problemática

Las aguas generadas en el matadero municipal de la ciudad de Tarija generan un alto impacto ambiental, debido a su elevado nivel de contaminación que presentan.

El matadero municipal de la ciudad de Tarija vierte sus aguas residuales generadas en su operación sin un previo tratamiento a la quebrada cabeza de toro.

El matadero municipal de la ciudad de Tarija no cuenta con una planta de tratamiento de agua residual, superando los límites permisibles que exige el reglamento ambiental del sector industrial manufacturero en su Anexo 13-C.

1.3 Justificación del tema

1.3.1 Académica

La presente investigación, contribuye académicamente a la generación de nuevos conocimientos, modelos y conceptos de aplicación en el diseño de una planta de tratamiento a escala y el aprovechamiento de las aguas residuales, así como el desarrollo de una investigación sistematizada cuyos resultados pueden convertirse en antecedentes para posteriores trabajos de investigación.

1.3.2 Técnica

La implementación de sistemas adecuados de tratamiento de aguas residuales industriales, para comunidades pequeñas e intermedias, permite mitigar los efectos de contaminación hacia problemas de la salud de la población, en este contexto el proyecto se orienta a contribuir a la búsqueda de una solución factible.

1.3.3 Social

La producción de aguas residuales provenientes de mataderos en nuestro país es considerada de importancia debido a su alto contenido de contaminación orgánica, produciendo malos olores y causando enfermedades.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Realizar la caracterización de las aguas industriales y diseñar una planta piloto de tratamiento con tecnología UASB para el matadero municipal de la ciudad de Tarija.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Realización de la caracterización de las aguas residuales procedentes de los procesos del faenado.
- Análisis y comparación de los resultados obtenidos en la caracterización y los diferentes estudios con los límites permisibles dentro del reglamento ambiental para el sector industrial manufacturero y la normativa de alcantarillado sanitario (COSAALT LTDA).
- Estimación de los caudales de diseño para una planta de tratamiento real y piloto.
- Diseño de una planta piloto con tecnología UASB.
- Estimación de los costos de implementación, bajo los lineamientos de un proyecto de investigación y su posterior estudio.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

Los parámetros de una planta piloto de tratamiento de aguas residuales industriales para la ciudad de Tarija, nos permitirá comprobar las bondades de la tecnología tipo UASB como alternativa de tratamiento de las aguas generadas en el matadero municipal.

1.6 Limitaciones del Estudio

- El presente proyecto solo se lo podrá aplicar para el matadero municipal de la ciudad de Tarija, pero podrá ser utilizado como referencia para otros proyectos similares.
- El presente proyecto se limitó a la realización de la caracterización y diseño de una planta piloto con tecnología UASB.
- El proyecto solo contempló una sola caracterización para fines de validación de los datos ya existentes en los diferentes estudios ya realizados en el lugar.

El análisis de consistencia y trazabilidad del proyecto se encuentra en el Anexo 10.

CAPÍTULO II

MARCOS DE REFERENCIA

2.1 Marco teórico

2.1.1 Reactores anaerobios U. A. S. B.

La abreviación U. A. S. B. se define como Upflow Anaerobic Sludge Blanquet o Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente. Esta tecnología proveniente de Bélgica y Holanda, es aplicada especialmente al tratamiento de aguas residuales con alto contenido de materia orgánica.

El primer trabajo publicado de un reactor de lecho suspendido data del año 1910 y se le denominó “tanque biológico”, con tiempos hidráulicos de retención de 8,5 horas. Posteriormente, un nuevo invento se llevó a cabo en 1957 que consistió en un lecho suspendido con separador interno sólido-líquido, seguido de un filtro anaerobio. El reactor UASB, fue desarrollado en Holanda por Lettinga y sus colaboradores en los años 70. El diseño de un reactor UASB consiste en una zona de reacción en la parte inferior, en la que se acumula la biomasa, la de mejor sedimentabilidad en el fondo y encima los lodos más ligeros.

La operación de los reactores UASB se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo o barro biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor. La biomasa permanece en el reactor sin necesidad de soporte adicional. Una de las ventajas del tratamiento anaeróbico sobre el tratamiento aeróbico es la producción de gas metano como fuente energética y la baja producción de lodo biológico.

El tratamiento de aguas residuales con reactores tipo U. A. S. B. es el más difundido en América Latina desde 1988. Estos reactores reemplazaron de cierta forma en las plantas de tratamiento aerobio a los sedimentadores primarios, sedimentadores secundarios, biodigestores para el tratamiento de lodos y gran parte de los sistemas de lodos activados, pues logran eficiencias de remoción comprendidas entre el 60 y 80% de la DQO y la DBO

en función de la concentración inicial del agua residual. Los U. A. S. B. funcionan como tratamiento primario, tratamiento secundario, pero no llegan a eficiencias de remoción superiores al 82%. Para lograrlo, deben ser complementados por sistemas aerobios tradicionales como lodos activados, filtros percoladores o lagunas.

El reactor UASB está siendo experimentado con éxito en el tratamiento de aguas residuales muy diversas de procesos de la industria de alimentos, industriales, urbanas y lixiviados, aunque inicialmente se desarrolló para aguas residuales de tipos principalmente solubles y de concentración media. El tratamiento anaerobio se recomienda para el lixiviado con una relación de DBO/DQO entre 0,7 y 0,3 (residuos parcialmente estabilizados).

El afluente es alimentado por el fondo del reactor, donde se pone en contacto con el lodo; la degradación anaerobia de los sustratos orgánicos ocurre en el lecho del lodo, y allí se produce el biogás, o sea, tanto la acidificación como la metanogénesis ocurren en el mismo reactor.

El flujo combinado ascendente de las aguas residuales, puede hacer que algunos de los sólidos del lodo lleguen a la parte superior del reactor, donde un separador gas-sólido-líquido, impide la salida de los sólidos del reactor separándolos del gas producido y del efluente líquido. El biogás es captado bajo una campana y conducido hacia la superficie del reactor. Algunos sólidos son arrastrados con el agua hacia el sedimentador, situado encima de la campana de gas, donde los sólidos sedimentan y retornan al manto de lodos, el efluente cae a un canal situado en la parte superior del reactor, donde es descargado. Las grandes concentraciones de biomasa con elevada actividad que se consiguen, permiten el funcionamiento a alta carga orgánica con buenas eficacias de eliminación. La biomasa activa puede estar en forma de gránulos compactos o en forma de lodos floculentos con buena sedimentabilidad lo cual convierte en su característica principal la retención de la biomasa sin necesidad de soporte.

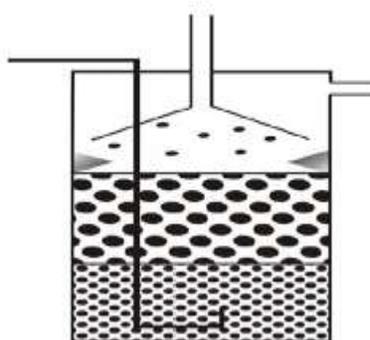


Figura 1. Esquema general de un reactor UASB.

Fuente: Caicedo, F (2006).

Otras características son:

- Mayor superficie para la adhesión de microorganismos.
- Mayor concentración de bacterias que en otros sistemas, lo cual permite operar con velocidades de carga orgánica más elevadas.
- Minimización de problemas de colmatación por sólidos.
- Elevada velocidad de transferencia de materia, que facilita el tratamiento de aguas con un alto contenido de materia orgánica.
- Pérdida de presión en el lecho moderada.
- Concentración de lodos volátiles en la fuente moderada.

2.1.1.1 Ventajas

- Baja producción de lodos (10% en relación al tratamiento aerobio).
- Bajos requerimientos nutricionales.
- El proceso puede manejarse con altas cargas intermitentes.
- Los lodos se conservan (sin alimentación) por largos períodos de tiempo.
- Producción de metano aprovechable.
- Bajos costos de operación al no requerir oxígeno.
- Identificación y medición de productos intermedios que proporcionan parámetros de control adicionales.
- Costo de inversión bajo.

- La fermentación ácida y metánica, así como la sedimentación tienen lugar en el mismo tanque, por lo cual las plantas son muy compactas.
- Como no hay relleno, se reduce la posibilidad de cortos circuitos, obstrucciones y puntos muertos.
- El consumo de potencia es bajo, puesto que el sistema no requiere ninguna agitación mecánica.
- La retención de biomasa es muy buena y por eso no es necesario reciclar el lodo.

2.1.1.2 Desventajas

- Las bacterias anaerobias (particularmente las metanogénicas) se inhiben por un gran número de compuestos.
- El arranque del proceso es lento.
- Su aplicación debe ser monitoreada.
- Puede requerir un pulimiento posterior de su efluente.
- Generación de malos olores si no es eficazmente controlado.

2.1.1.3 Eficiencia de tratamiento

Los reactores anaerobios de flujo ascendente bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y DQO, en la tabla 25 se muestran las eficiencias

Tabla 1. Eficiencia de remoción reactor UASB.

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
DQO	mg/l	60-75%
Sólidos totales	mg/l	80-90%

Fuente: De Lemos Chernicharo, C (2007).

2.1.2 Fundamentos del proceso UASB

El desarrollo de tecnologías anaerobias para el tratamiento de fangos y residuos de alto contenido de materia orgánica se ha incrementado en los últimos 10 años.

En condiciones anaerobias suelen ocurrir procesos como la desnitrificación, reducción de sulfatos, hidrólisis y fermentación acetogénica y metanogénica. La conversión de la materia presente en el agua residual en metano es realizada por una comunidad microbiológica heterogénea compuesta por dos bacterias: No Metanogénicas y Metanogénicas.

La relación simbiótica que debe mantener el grupo de bacterias conserva una asociación sintrófica ya que las bacterias acetogénicas conocidas como bacterias productoras obligadas de Hidrógeno producen Acetato e hidrógeno, el cual es utilizado por las bacterias metanogénicas y hidrogenofílicas.

Los métodos de tratamiento anaerobio se han desarrollado en dos líneas.

1. Bajas tasas de aplicación (Digestores de Biogás, Tanques Sépticos, Lagunas Anaerobias).
2. Altas tasas de Carga Orgánica (Reactores con Crecimiento Celular en Suspensión, Reactores con Biopelícula Fija).

El reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodo describe un reactor de Biopelícula fija sin medio de empaque o soporte, con una cámara de digestión que tiene flujo ascendente y a cierta altura se desarrolla un manto de lodos anaerobios que es altamente activa y en el cual se da la estabilización de la materia orgánica del afluente hasta CH_4 y CO_2 .

2.1.3 Parámetros de seguimiento en un reactor UASB

La operación del reactor está basada en el monitoreo de varios parámetros. Estos parámetros están relacionados ya sea con el agua residual, el lodo, el reactor, el contacto del agua residual con el lodo y la forma como esté distribuido en el interior del reactor. En esta parte se discutirán los parámetros más importantes los cuales son necesarios para la operación del sistema UASB.

2.1.3.1 Temperatura

La temperatura es una de las variables que más influyen en el proceso, cuya eficacia decrece por debajo de 15°C ya que la depuración se debe fundamentalmente a la sedimentación, mientras que por encima de 15 °C la biodegradación se incrementa. La temperatura afecta la actividad de los microorganismos, determina la cantidad de energía neta producida e influye en la relación pH-alcalinidad.

2.1.3.2 pH

La influencia del pH sobre la producción de metano está relacionada con la concentración de AGV. Los diferentes grupos bacterianos presentan niveles de actividad satisfactorios a pH próximos pero un poco diferentes; los hidrolíticos 14 entre 7,2 y 7,4, los acetogénicos entre 6,5 y 7,5. Las bacterias metanogénicas disminuyen su actividad si el pH aumenta por encima de 7,8.

2.1.3.3 DBO5

Es una prueba analítica que permite determinar el contenido de materia orgánica biodegradable en una muestra de aguas residuales midiendo el consumo de oxígeno por una población microbiana heterogénea (durante 5 días generalmente), a una temperatura de incubación de 20 °C y en presencia de nutrientes. La importancia de esta prueba radica en que es un parámetro ambiental que da una medida del grado de contaminación. Se utiliza para el cobro de la tasa retributiva. Medida en el afluente y efluente del reactor permite calcular la remoción del mismo.

2.1.3.4 DQO

Es una medida de la materia orgánica en la muestra equivalente, a la cantidad de oxígeno que se puede oxidar químicamente en un medio ácido. Puede relacionarse con la DBO5. La oxidación se realiza con un agente oxidante fuerte en un medio ácido. Tiene la misma importancia que la DBO5.

2.1.3.5 Ácidos grasos volátiles (AGV)

Son la mayoría de los productos intermedios de la digestión anaeróbica del material degradable a metano: ácidos acético, propiónico, butírico y valérico. Se mide en mg Ac.

Acético/L. La concentración de AGV en el efluente debe ser muy baja y debe mantenerse en estos niveles ya que los incrementos de éstos por encima de la capacidad buffer del sistema tiene un efecto inhibitor de los compuestos intermedios que se produce en función de su grado de ionización.

2.1.3.6 Alcalinidad

Cuantifica la capacidad del agua residual de neutralizar ácidos. Se mide en mg de CaCO₃/L. Es debida principalmente a la presencia de iones bicarbonato, carbonato e hidroxilo. Se ha demostrado que cuando la relación entre AGV y la alcalinidad del medio supera 0,3-0,4 es indicador de fallo inminente en el sistema de digestión anaerobia.

2.1.3.6 Sólidos

La materia suspendida o disuelta que se encuentra en un agua residual recibe el nombre de sólidos. Se divide en tres categorías:

- Sólidos Totales: sedimentables, suspendidos y disueltos.
- Sólidos Suspendidos: porción retenida por el papel filtro de 1,3 µm de tamaño de poro.
- Sólidos Disueltos: porción que pasa por el papel filtro de 1,3 µm de tamaño de poro.

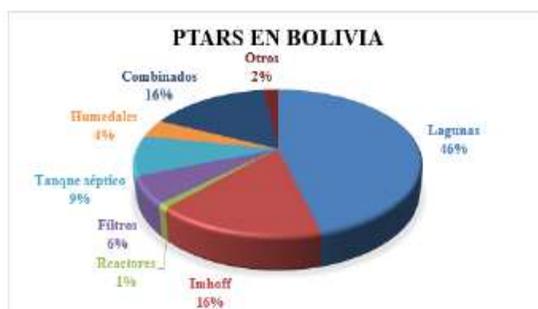
Estos a su vez se dividen en fijos (quedan después de la ignición de la muestra) y volátiles (pérdida de peso de la muestra durante la ignición). La determinación de los sólidos es una prueba indispensable para la operación de reactores biológicos, que, junto con otros parámetros, proporciona información de la eficiencia de remoción del proceso, e indirectamente, de la concentración de biomasa bacteriana en el reactor.

Los sólidos suspendidos volátiles (SSV) representan la porción orgánica de los sólidos suspendidos totales (SST); estos últimos representan el parámetro ambiental para el cobro de tasa retributiva.

2.1.4 Experiencias de la tecnología UASB

Actualmente el proceso UASB es de los pocos empleados a gran escala de manera extensiva. pero en los últimos tiempos se ha podido ver que ha tomado mayor importancia, Llegándose a evidenciar varios UASB construidos en el País.

Figura 2. Ptars en Bolivia.



Fuente: Vanessa Gandarillas, Oliver Saavedra, Ramiro Escalera y Renato Montoya (2017). En las tablas 1, 2 se mencionan las comparaciones de reactores en relación a la velocidad de la puesta en marcha, la eficiencia de depuración, la velocidad de carga orgánica y los diferentes estudios realizados con agua residual.

Tabla 2. Criterios de selección para diferentes procesos anaerobios no convencionales.

PROCESO CRITERIO	RAFA O U.A.S.B.	FA: FILTRO ANAEROBIO	RAPFM: LECHO FLUIDIZADO	RAPFM
VELOCIDAD DE CARGA ORGÁNICA	Lv >	Lv >	Lv >	Lv
SIMPLICIDAD APLICACIÓN INDUSTRIAL	Si	Si	No	Si
ESTABILIDAD DEL PROCESO	Excelente	Buena si hay recirculación	Excelente	Buena si hay recirculación

Fuente: Medina, I (1995).

Tabla 3. Velocidad de puesta en marcha.

SISTEMA DE DIGESTION	RAFA O U.A.S.B.	FA: FILTRO ANAEROBIO	RAPFM	LECHO FLUIDIZADO
Primera puesta en marcha	4-16 semanas	más de 3 a 4 semanas	más de 3 a semanas	3 - 4 semanas
Segunda puesta en marcha	0-2 días	0-2 días	Incierta	Incierta

Fuente: Medina, I (1995).

Como se puede observar el comportamiento del reactor UASB, es mucho más lenta frente a los otros reactores anaerobios en cuanto se refiere a la velocidad de puesta en marcha.

Tabla 4. Comportamiento de diferentes reactores anaerobios alimentados con aguas residuales de matadero.

Tipo de reactor	Agua residual	V. Reactor (l)	T (°c)	DQOinfl. (mg/l)	Vco (kgDQO/m3.d)	Depuración (%DQO)
Lecho Fluidizado	Matadero	4	37	2500	4.6	70
RAFA	Matadero	10.5	30	7500	4.5	90
FA	Matadero	5.5	-	3000-7500	5	70

Fuente: Saez, I y Martinez,A (1992).

La experiencia de la tecnología UASB en mataderos es muy poca, pero se tiene una experiencia piloto que realizó Hudoy Céspedes en el matadero municipal de la ciudad de Tarija. Llegando a ser la mayor referencia que se tenga para el diseño del UASB en el matadero.

2.1.4.1 Experiencia UASB piloto en el matadero municipal de la ciudad de Tarija.

Hudoy Céspedes durante la puesta en marcha del reactor Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente RAFA, dividió su investigación en tres etapas estacionarias:

- Etapa estacionaria 1: Desde el día 1 al 81, periodo en el cual el equipo experimental ha trabajado a temperaturas por arriba de los 20°C, con tiempo de retención hidráulica de 48 horas, sin el requerimiento del sistema de calefacción, este periodo también concuerda con la detección de una granulación de lodo presente dentro del RAFA.
- Etapa estacionaria 2: Desde el día 81 a 215 días, periodo en el cual el equipo experimental ha trabajado con tiempo de retención hidráulica de 24 horas.
- Etapa estacionaria 3: Desde el día 215 a 286 días, periodo en el cual el equipo experimental ha trabajado con tiempo de retención de 12 horas.

2.1.4.1.1 Resultados obtenidos durante la etapa estacionaria 1

Tabla 5. Resultados etapa estacionaria 1.

Característica	Resultado	Unidad
Duración del periodo	81	día
Concentración inicial de lodo en RAF	4.5	gr de SSV/l
Sustrato	Agua residual de matadero, extraída del canal de salida en la quebrada Cabeza de Toro.	
Tiempo de retención hidráulico del agua residual dentro del reactor RAFA	48	horas
Velocidad de ascenso del flujo dentro del RAFA	0.01	m/h
Caudal de agua residual cargada al RAFA Qinfl	0.69 ± 0.07	cc/min
Concentración de agua residual cruda DQOi	3175.9 ± 940.1	mg DQO/l
Concentración de agua residual tratada DQOefl	269.5 ± 89.1	mg DQO/l
Carga orgánica volúmetrica Lv	1.6 ± 0.5	gr. DQO/l*día
Eficiencia de remoción de DQO	91.4 ± 1.9	%
Concentración de agua residual cruda DBOi	1320 ± 586.2	mg DBO/l
Concentración de agua residual tratada DBOefl	204.6 ± 65.3	mg DBO/l
Eficiencia de remoción de DBO	81.3 ± 10.4	%
Temperatura de operación	22.6 ± 1.2	°C
pH influente, pH _i	7.5 ± 0.2	
pH interior RAFA, pH	6.9 ± 0.9	
pH efluente, pH _e	7.5 ± 0.2	
Ácidos volátiles grasos AVG	227.8 ± 149.8	mg de ácido acético/l
Alcalinidad total A.T	1272.2 ± 324.5	mg de ácido acético/l
Factor de capacidad tampón	0.14 ± 0.06	
Potencial redox de hidrógeno Eh	79.5 ± 38.3	mv

Fuente: Céspedes, H (1999).

2.1.4.1.2 Resultados obtenidos durante la etapa estacionaria 2

Tabla 6. Resultados etapa estacionaria 2.

Característica	Resultado	Unidad
Duración del periodo	134	día
Concentración inicial de lodo en RAF	12.02	gr de SSV/l
Sustrato	Agua residual de matadero, extraída del canal de salida en la quebrada Cabeza de Toro.	
Tiempo de retención hidráulico del agua residual dentro del reactor RAFA	24	horas
Velocidad de ascenso del flujo dentro del RAFA	0.03	m/h
Caudal de agua residual cargada al RAFA Q_{infl}	1.39 ± 0.29	cc/min
Concentración de agua residual cruda DQO _i	4116.1 ± 1065	mg DQO/l
Concentración de agua residual tratada DQO _{efl}	372.9 ± 55.5	mg DQO/l
Carga orgánica volumétrica L_v	4.1 ± 1.1	gr. DQO/l*día
Eficiencia de remoción de DQO	90.6 ± 2.1	%
Concentración de agua residual cruda DBO _i	1200.1 ± 191.3	mg DBO/l
Concentración de agua residual tratada DBO _{efl}	256.8 ± 57	mg DBO/l
Eficiencia de remoción de DBO	78.4 ± 4.1	%
Temperatura de operación	20.2 ± 1.3	°C
pH influente, pH _i	7.3 ± 0.1	
pH interior RAFA, pH	7.0 ± 0.1	
pH efluente, pH _e	7.5 ± 0.2	
Ácidos volátiles grasos AVG	68.4 ± 42.3	mg de ácido acético/l
Alcalinidad total A. T	1180.7 ± 450.9	mg de ácido acético/l
Factor de capacidad tampón	0.046 ± 0.01	

Fuente: Céspedes, H (1999).

Los resultados a detalle de la tesis de Hudoy Céspedes, se encuentra en el Anexo 4.

2.1.4.1.2 Resultados obtenidos durante la etapa estacionaria 3

Tabla 7. Resultados etapa estacionaria 3.

Característica	Resultado	Unidad
Duración del periodo	71	día
Concentración inicial de lodo en RAF	4.5	gr de SSV/l
Sustrato	Agua residual de matadero, extraída del canal de salida en la quebrada Cabeza de Toro.	
Tiempo de retención hidráulico del agua residual dentro del reactor RAFA	12	hora
Velocidad de ascenso del flujo dentro del RAFA	0.04	m/h
Concentración de agua residual cruda DQO _i	38889.36	mg DQO/l
Carga orgánica volumétrica L _v	7.4	gr. DQO/l*día
Eficiencia de remoción de DQO	88.54	%
Concentración de agua residual tratada DBO _{efl}	429.74	mg DBO/l
Eficiencia de remoción de DBO	86.54	%
Temperatura de operación		°C

Fuente: Céspedes, H (1999).

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Generalidades de aguas residuales

El agua residual es aquella agua procedente de diversas actividades domésticas, comerciales e industriales, que constituyen el principal foco de contaminación hacia las fuentes acuáticas y si no son debidamente reguladas crean alteraciones en los diversos ecosistemas que dependen de estas fuentes, y deben ser tratadas adecuadamente para garantizar que la descarga a de estos efluentes líquidos sea segura.

2.2.2 Aguas residuales industriales

Son aquellas que proceden de cualquier tipo de actividad industrial. Son enormemente variables en cuanto al tipo y los volúmenes de la industria, y también dependen del grado de reúso y de los métodos de tratamiento in situ (Metcalf & Eddy 2003).

2.3 Marco normativo

2.3.1 Normativa de aplicación general

- Plan Nacional de Desarrollo, 2006-2011.
- Programa de Gobierno “Bolivia Avanza”, 2010-2015.
- Constitución Política del Estado Plurinacional de Bolivia del 7 de febrero del 2009, artículo 33 y 34.
- Ley de medio ambiente 1333 del 27 de abril de 1992, artículo 112,114 y 115.
- Reglamento de la ley 1333 de Medio Ambiente en materia de Contaminación Hídrica del 8 de diciembre del 1995 aprobado por D.S. 24176, capítulo II, III, IV y V.
- Decreto Supremo 24716 al Reglamento General de Gestión Ambiental y Prevención y Control Ambiental y Auditorías Ambientales del 8 de diciembre de 1995.
- Ley de Aguas del 28 de noviembre de 1906.
- Ley 2066 "Ley de prestación y utilización de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario" del 11 de abril del 2000, capítulo 1.
- Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias, Domiciliarias, resolución Secretarial No 390 del 20 de septiembre de 1994, capítulo III Y VII.
- Reglamento Nacional de Prestación de Servicios de agua potable y alcantarillado para centros urbanos, Resolución Ministerial No. 510 del 29 de octubre de 1992.
- Reglamento sobre Lanzamiento de Desechos Industriales en cuerpos de agua, Resolución Ministerial 010/85 del 24 de enero de 1985.
- Reglamento Ambiental para el sector Industrial Manufacturero RASIM D.S. No. 26736.
- Resolución Ministerial 230 del 13 de septiembre del 2010 por el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, Vice ministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico.

2.3.2 Normativa de aplicación en las aguas residuales

- Ley de Aguas para el Consumo de la Gente y la Producción No. 044/2012.
- Plan Departamental del agua de Tarija "Agua para todos y para siempre" 2013-2025.

2.4. Marco institucional

2.4.1 Diagnóstico institucional

2.4.1.1 Ubicación

El matadero frigorífico encuentra ubicado en el cantón San Luis, provincia Cercado del departamento de Tarija, en la zona Torrecillas, a 6 kilómetros de la ciudad de Tarija sobre la carretera panamericana que une la población con los centros urbanos más importantes del Chaco boliviano, Lugar en el que se encuentran emplazadas sus oficinas en las que funciona la Gerencia, Administración y producción.

2.4.1.2. Inicio de operaciones

Esta planta de faenado, entró en funcionamiento el 19 de julio de 1984, contando a la fecha con 21 años dedicada a la provisión de carne fresca de ganado bovino y porcino a la ciudad de Tarija, ganado que se procede casi en la totalidad de las provincias del departamento y en una mínima proporción de la república Argentina.

2.4.1.3. Administración

La administración de la planta se encuentra a cargo de la Empresa Municipal del Matadero Frigorífico de Tarija. instancia que ha sido creada como entidad descentralizada de carácter municipal y de servicio público, con personería jurídica y patrimonio propio, mediante Ordenanza Municipal N° 80/97 de fecha 8 de agosto de 1997.

2.4.2 Parámetros máximos admisibles para la descarga en el alcantarillado sanitario

Los parámetros máximos que exige la Cooperativa de Agua y Alcantarillado de Tarija (COSAALT LTDA), son los siguientes:

Tabla 8. Parámetros máximos admisibles para la descarga en el alcantarillado sanitario.

Características	Unidad	Valor Máximo
Temperatura	°C	40
PH		6 a 9
Sólidos Totales	mg/l	2000
Sólidos Sedimentables	mg/l	20
Sólidos Flotantes	mg/l	Ninguno que pueda ser retenido por malla de 3 mm
DBO ₅	mg/l	250
DQO	mg/l	500
Sulfatos (SO ₄)	mg/l	200
Color	UC	1000
Grasas y aceites	mg/l	20
Arsénico	mg/l	1,5
Bario	mg/l	1
Boro	mg/l	1,5
Cadmio	mg/l	1,5
Cobre	mg/l	1,5
Cromo hexavalente	mg/l	1,5
Mercurio	mg/l	1,5
Plomo	mg/l	1,5
Selenio	mg/l	1,5
Cianuro	mg/l	0,5
Fenoles	mg/l	0,5
Detergentes (ABS, LAS)	mg/l	5
Nitrógeno (NO ₃)	mg/l	100
Zinc	mg/l	1,5
Hierro	mg/l	15
Magnesio	mg/l	500
Manganeso	mg/l	1,5
Calcio	mg/l	700
Cloruros	mg/l	500
Cromo Total	mg/l	1
Niquel	mg/l	2
Plata	mg/l	1,5
Fluoruros	mg/l	10
Hidrocarburos	mg/l	Ausente
Sustancias bioácidas	mg/l	Ausente
Sustancias Radioactivas	mg/l	Ausente
Pesticidas organo-clorados	mg/l	Ausente

Fuente: COSSALT LTDA.

CAPÍTULO III

DIAGNÓSTICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 Ubicación geográfica del proyecto

3.1.1 Localización

El proyecto se localiza en el Barrio Torrecillas Distrito 10 de la ciudad de Tarija, municipio de Cercado del Departamento de Tarija.

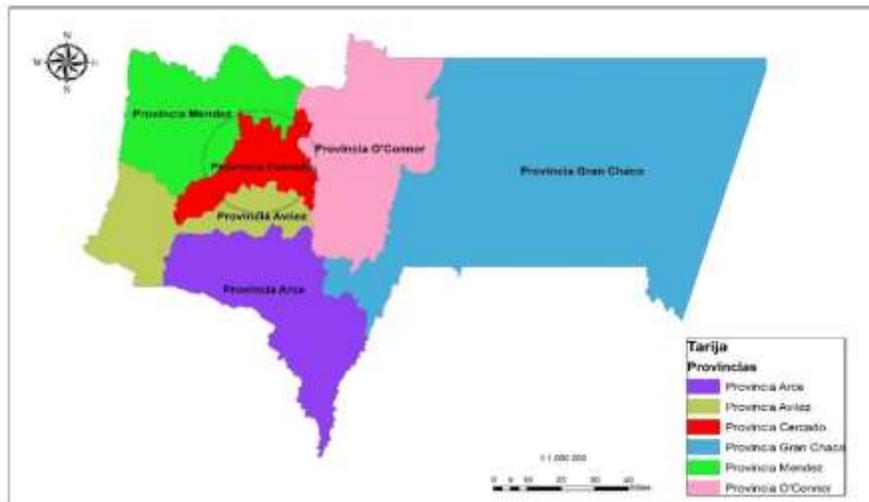


Imagen 1. Localización del proyecto a nivel departamental.

Fuente: Elaboración Propia.



Imagen 2. Localización del proyecto a nivel provincial.

Fuente: Elaboración Propia.



Imagen 3. Localización geográfica del proyecto.

Fuente: Elaboración Propia.

La ubicación geográfica del área de estudio del proyecto es el siguiente:

Ubicación (UTM):

Tabla 9. Localización del Estudio.

Puntos	Coordenadas UTM WGS 84 20K	
	X	Y
Punto 01	325962,96	7614814,86
Punto 02	326088,43	7614715,52
Punto 03	326088,86	7614687,68
Punto 04	326019,91	7614603,33
Punto 05	325881,17	7614714,23

Fuente: Levantamiento en campo: GPS Garmin

3.2 El matadero municipal

La prevención y contención de los desechos de la carne y de los subproductos es una necesidad económica y de higiene pública. La principal fuente de contaminación se encuentra en las aguas residuales de los mataderos que incluyen heces y orina, sangre, pelusa, lavazas y residuos de la carne y grasas de las canales, los suelos, los utensilios, alimentos no digeridos por los intestinos, las tripas de los animales sacrificados y a veces vapor condensado procedente del tratamiento de los despojos.

Para el mantenimiento de unas normas de higiene adecuadas, la industria de elaboración de productos cárnicos está obligada a utilizar grandes cantidades de agua, lo que constituye un factor importante del costo de elaboración.

Su tratamiento a posteriori en la planta y su descarga final en vertederos aceptables aumenta los gastos generales, por lo que resulta esencial que se utilice el volumen mínimo de agua necesario para alcanzar unas normas higiénicas adecuadas, así como la constante verificación del uso.

El Matadero Municipal de la ciudad de Tarija, es polivalente, es decir, dedicado al beneficio de ganado vacuno y porcino. Para la producción de carnes de buena calidad, además de un adecuado sistema de cría del animal, es fundamental un correcto transporte al matadero y una adecuada estancia en él.

Tras el traslado al matadero, los animales permanecen 24 horas en las cuadras previas al sacrificio. Posteriormente, son lavados antes de entrar al aturdimiento. En ella y antes del desangrado, los animales son aturridos, tanto por necesidades técnicas como para evitar el sufrimiento. Posteriormente, el ganado vacuno es degollado y desangrado en posición vertical. El ganado porcino (los cerdos) es degollado y desangrado en posición horizontal.

Actualmente, la sangre del degollado, en ambos casos, así como el agua de lavado con restos de sangre son colectadas en un mismo colector de residuos líquidos.

La evisceración se realiza en forma limpia y con precaución. Durante esta operación que se realiza a mano, tiene lugar la inspección sanitaria. Una vez obtenidas las carcasas, se procede a una limpieza de las mismas, con agua clorada, para eliminar contaminación

superficial por microorganismos, así como restos de sangre. La carne es luego preservada mediante refrigeración.

La higiene es considerada, por su importancia, como una etapa más del proceso productivo con influencia directa sobre la calidad de la carne que se expende.

3.2.1 Etapas del proceso de faeneo

3.2.1.1 Estabulación

Una vez que los animales son transportados al matadero, éstos permanecen en los establos, bajo ayuno y dieta hídrica, al menos 24 horas antes de ser sacrificados. Este es un punto crítico en cuanto a la emisión de olores y es una de las causas de que los mataderos sean considerados como actividades molestas.

Durante la estabulación de los animales se producen cantidades importantes de estiércol y eyecciones (orina) que son factores de impacto relevantes.



Imagen 4. Estabulación Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.1.2 Desangrado

En la línea de sacrificio y antes del desangrado, los animales son lavados y luego aturdidos. Se emplea en el caso del ganado vacuno pistolas de punzo penetrante, mientras que para el ganado porcino se emplean descargas eléctricas.

Una vez que es aturdido y colgado el ganado vacuno, se procede al degollado y desangrado de los animales.



Imagen 5. Desangrado Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.1.2 Escaldado

En los mataderos polivalentes, la operación de escaldado depilado se realiza con el ganado porcino, debido a que la carne de cerdo se comercializa con piel incluida.

Con la operación de escaldado se elimina el pelo que cubre la superficie de los cerdos y para ello se utiliza agua lo suficientemente caliente que asegure su caída.

Posteriormente, se realiza un depilado por medio de rodillos que permiten retirar prácticamente la totalidad de las cerdas presentes en la piel de los cerdos.

Una vez que los cerdos son depilados por escaldado y rascado, son sometidos a un proceso de chamuscado con un soplete para quemar aquellas cerdas que no han sido eliminadas en el proceso anterior, tanto por su dureza como por su accesibilidad.

En el caso del ganado vacuno, tras el desangrado, se procede a la eliminación de la piel. Esta operación se realiza a mano, o bien por tracción con la ayuda de máquinas automáticas. Las pieles son retiradas de la línea de producción para ser empleadas; posteriormente, como subproducto en la producción de cuero.



Imagen 6. Escaldado Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.1.3 Evisceración

La evisceración es una operación delicada desde el punto de vista de la higiene. Durante esta etapa se liga el esófago y el recto para evitar cualquier contaminación procedente del tracto intestinal.

Simultáneamente a esta operación, se realiza una inspección sanitaria prestando especial interés a los pulmones, el hígado, los ganglios linfáticos, el bazo y el corazón.

Una vez eviscerados los animales, se dividen por medio de sierras obteniéndose las medias carcazas.



Imagen 7. Evisceración Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.1.4 Limpieza de carcazas

Obtenidas las carcasas, se realiza su limpieza con agua clorada, para eliminar la contaminación superficial compuesta principalmente por microorganismos y restos de sangre.

3.2.1.5 Refrigeración

Esta operación de preservación de las carcasas se realiza en dos fases. En la primera fase se introducen en cámaras de oreo a una temperatura de entre ($-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $0\text{ }^{\circ}\text{C}$), con el objetivo de reducir rápidamente el calor corporal de las carcasas que en ese momento ronda los $40\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Tras unas dos horas, los canales son almacenados en cámaras a una temperatura de entre 0 y 4 °C (segunda etapa) donde permanecen hasta su posterior traslado a las salas de despiece.

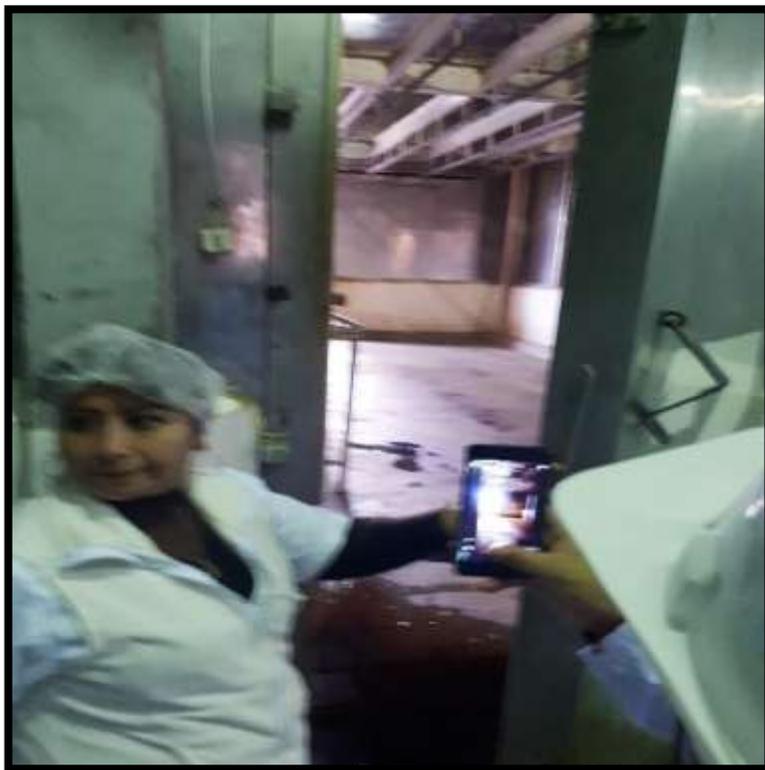


Imagen 8. Refrigeración Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.1.6 Despiece y categorización

En estas instalaciones las carcasas y medias carcasas procedentes del matadero son deshuesadas y divididas en partes más pequeñas.

La operación de despiece se realiza en una sala refrigerada para reducir al máximo la contaminación de la carne, que es especialmente delicada en esta fase.

3.2.1.7 Refrigeración

El producto final se refrigera como sistema de conservación antes de su despacho o destino final.

3.2.1.8 Limpieza e higiene

Tanto la limpieza como la desinfección son consideradas como operaciones de máxima importancia y se incluye como un paso más en el proceso productivo.

3.2.2 Determinación del área de influencia del proyecto

El área de influencia del Proyecto, es la ciudad de Tarija, y el área de cobertura es el Matadero Municipal de la ciudad de Tarija, localizado en el Distrito N° 10, dentro de la mancha urbana.

3.2.3 Características físicas del área de influencia

Para la descripción de las características físicas del área de influencia del proyecto, como es la ciudad de Tarija, se ha acudido a una fuente secundaria como corresponde en este tipo de proyectos, siendo esta fuente secundaria el Plan de Ordenamiento Territorial y Urbano realizado por la Consultora SIC. Srl., para el Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija y la provincia Cercado, a continuación, lo indicado.

3.2.3.1 Topografía

El actual levantamiento topográfico de una parte de la ciudad (55 por ciento) proporcionado por CATASTRO URBANO no permite observar ni definir con exactitud las características planialtimétricas ni fisiográficas de la ciudad. Sin embargo, con la información proporcionada por medio de una imagen satelital de la ciudad, se observa claramente que la topografía más accidentada del terreno, se encuentra en el sector noreste en una franja comprendida entre Pampa Galana y las proximidades de San Mateo y una segunda franja en el sector noroeste, abarcando la parte norte del barrio Aranjuez: en contraposición en toda la parte sur, la topografía del terreno es plana a escarpada.

En cuanto a las pendientes, las más bajas se encuentran ubicadas en mayor proporción en las márgenes derecha e izquierda del río Guadalquivir, este rango (0 a 5 %) equivale a un 17,6 % del área urbana, zona que por su naturaleza semiplana es susceptible a riesgos de inundaciones. Las pendientes entre 5 a 30 % forman el más alto porcentaje en área (60,7 %) ubicado de manera dispersa en todo el polígono urbano; finalmente las pendientes altas (> 30 %) se encuentran ubicadas con mayor fuerza en la zona norte, formando dos franjas, la primera con inicio en la comunidad de Pampa Galana terminado en las cercanías de San

Mateo, mientras que la segunda ubicada en la parte noroeste que va desde Aranjuez a Tomatitas.

3.2.4 Clima

La provincia Cercado en su conjunto posee 7 estaciones climáticas y 18 estaciones pluviométricas, siendo las estaciones más completas las estaciones de El Tejar y El aeropuerto, las mismas ubicadas dentro de la ciudad.

El radio urbano prácticamente comprende dos tipos de clima según la metodología de Caldas y Lang, la primera, corresponde a un clima templado árido ($24 - 21^{\circ} \text{C}$) que comprende un 95 % del área urbana, mientras que el segundo, corresponde a un clima de tipo templado semiárido ($21 - 17,5^{\circ} \text{C}$), equivalente sólo al 5 por ciento del radio urbano.

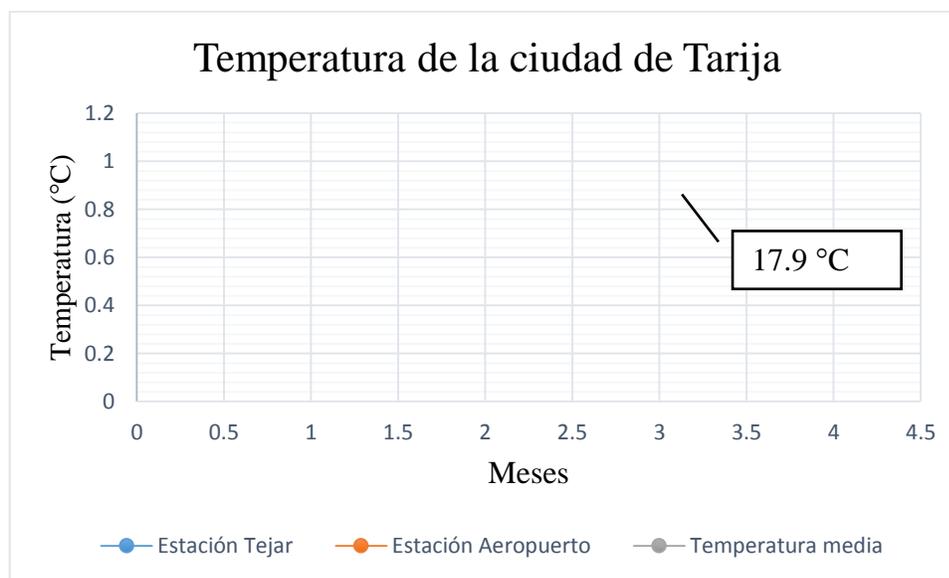
3.2.4.1 Precipitación

La provincia Cercado alberga en su totalidad 18 estaciones pluviométricas, las cuales se utilizaron para determinar la precipitación media anual, dando como resultado una precipitación de 683,8 mm/año. Sin embargo, la precipitación media anual radio urbano es 611,8 mm/año, valor resultado del promedio de dos estaciones ubicadas en la ciudad.

La época lluviosa se da en el periodo de octubre hasta abril, caracterizado por precipitaciones cortas con frecuencia e intensidad variable, mientras en el periodo restante (mayo – septiembre) época de estiaje, el déficit de agua en los acuíferos y los drenajes naturales es muy notorio.

3.2.4.2 Temperatura

La temperatura promedio anual de la ciudad es de 17.9 °C, dato determinado por medio de datos medidos en las estaciones de El Aeropuerto y El Tejar.



Gráfica 1. Temperatura de la ciudad de Tarija.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.5 Condiciones socioeconómicas

3.2.5.1 Ubicación geográfica

La capital del departamento de Tarija, desarrollada a orillas del Guadalquivir, “Río Grande”, se encuentra emplazada en la parte central del departamento, la que mediante la red fundamental, conecta al departamento con el sector norte del país, mientras que por el sur mediante la carretera recientemente asfaltada a la población de Bermejo, permite al país establecer la conexión con la República Argentina, en tanto que por el este, la conexión con dos ciudades importantes del departamento como Yacuiba y Villa Montes, se dificulta debido a la precariedad de la ruta a la provincia chaqueña del departamento.

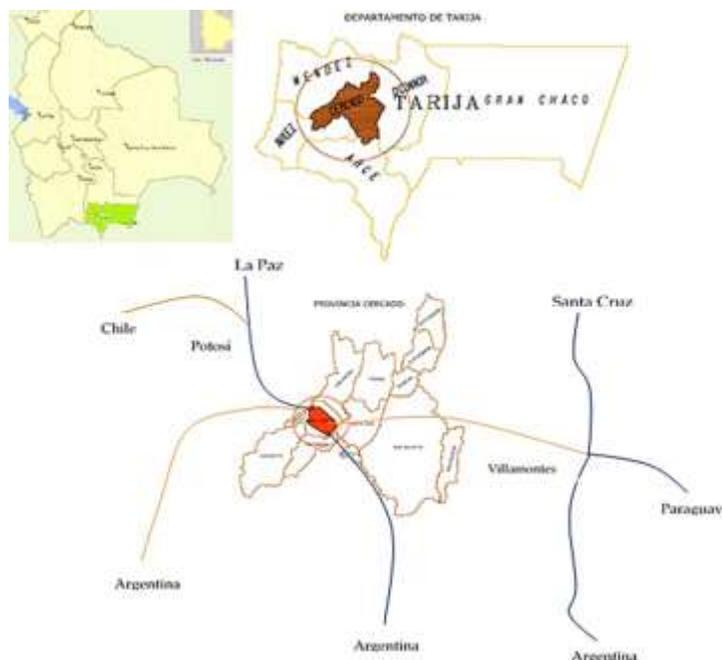


Figura 3. Ubicación geográfica de Tarija

Fuente: Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija.

Tarija como ciudad que forma parte de una estructura de ciudades a nivel nacional, ha sido situada al interior del eje norte-suroeste, relacionado con el eje histórico cuya base económica era la minería de la plata y el estaño, al que Tarija aportaba como centro comercial, de servicios, de apoyo financiero y de comunicación con los centros mineros. Forman parte de este eje secundario, las ciudades capitales de Oruro, Potosí, Sucre y Tarija. A su vez estas ciudades, incluidas Trinidad y Cobija, pasan a formar parte de las ciudades perteneciente a la categoría de ciudades mayores, de acuerdo al sistema nacional de ciudades.

A su vez el subsistema Tarija alberga a la capital del departamento y cuatro ciudades menores. Entre todos los subsistemas departamentales, el de Tarija es el que mejor estructura su territorio, debido probablemente a la pequeña dimensión del Departamento, a la constitución histórica del espacio regional, a la importancia de sus ciudades de frontera, etc. Tarija tiene una excelente ubicación que permite su relación con el Chaco en las Tierras Bajas, con el Subsistema Chichas en el Occidente y con el Subsistema Cinti en el Norte.

3.2.5.1.2 División político administrativa

La división político administrativa de área urbana del Municipio, comprende trece distritos con superficies muy heterogéneas, los distritos del uno al cinco, coincidentemente con los cinco barrios originales de la ciudad establecidos en los años 60, El Molino, San Roque, Las Panosas, La Pampa y Fátima, presentan superficies promedio de 55 has, mientras que los distritos del 6 al 13, tienen extensiones cuyo promedio supera las 498,75 has.

3.2.5.1.3 Distritos

La ciudad ha sido dividida en trece distritos, cada uno de ellos con características internas muy particulares, el grupo de distritos que tienen un solo barrio (distritos 1 al 5), tienen extensiones entre 36 y 66 Has., un segundo grupo de distritos compuesto por el 6, 7 y 8 presentan extensiones entre 215 y 359 Has., dos distritos 9 y 12, cuentan con superficies alrededor de las 464 y 490 has., otros dos distritos, 11 y 13, tienen superficies entre 570 y 579 Has., y finalmente el distrito 10, el de mayor extensión cuenta con 833 has.

El análisis realizado a los tamaños de los distritos, intenta mostrar que no existe un parámetro para su dimensionamiento, dicha extensión tampoco responde a un número específico de barrios, ya que los mismos varían desde los 5 a los 15 barrios por distrito.

La extensión de los distritos, la morfología de los mismos y la distancia del centro a los barrios, ha dado lugar a la creación de nuevas centralidades, en principio incipientes, ya que las mismas se generan en torno a la actividad comercial, tal el caso de la actividad generada sobre la Av. Monseñor Font, en el barrio Juan XXIII, la Av. Los Ceibos y la calle Julio Arce Castrillo en el barrio Senac, la Av. Gamoneda en el barrio de Palmarcito, y otros, todo esto como consecuencia de la nueva escala que va teniendo la ciudad y de la consolidación de algunos distritos con personalidad propia.

Tabla 10. Distritos y barrios ciudad de Tarija.

DISTRITOS	BARRIOS	DISTRITOS	BARRIOS
1	Molino	9	6 de Agosto
2	San Roque		Pedro Antonio Flores
3	Las Panosas		7 de Septiembre
4	La Pampa		1o de Mayo
5	Virgen de Fátima		2 de Mayo
6	La Loma		Constructor
	El Carmen		Salamanca
	Guadalquivir		San Bernardo
	57 Viviendas		Moto Mendez
	Luis Pizarro		Luis Espinal
	15 de Noviembre	Aniceto Arce	
	Juan Pablo II	Narciso Campero	
	Libertad	Bartolomé Attard	
	Virgen de Chaguaya	San Jorge I	
	15 de Agosto	San Jorge II	
	Panamericano	Aeropuerto	
	Carlos Wagner	Torrecillas	
	Los Olivos	Simón Bolívar	
	El Paraíso	Juan Nicolai	
Los Álamos	15 de Abril		
		10	

7	Defensores del Chaco	11	Juan XXIII
	Libertad		Rosedal
	Oscar Zamora		San Pedro
	3 de Mayo		Morros Blancos
	IV Centenario		Artesanal
	4 de Julio		El Tejar
	12 de Octubre		La Terminal
	Las Pascuas		San Jerónimo
	15 de Junio		Petrolero
	101 Familias		San Luis
	19 de Marzo		San Martin
	20 de Enero		German Busch
	María de los Ángeles		Aranjuez Sud
8	Eduardo Avaroa	12	Miraflores
	San José		<u>San Blas</u>
	Lourdes		Alto Senac
	San Marcos		Senac
	Oscar Alfaro		Tabladita
	La Florida		Tabladita II
	24 de Junio		Catedral
13			Luis de Fuentes
			Méndez Arcos

Fuente: PMOT, (2012).

	San Antonio
	Amalia Medinacelli

3.2.5.3 Ciudad de Tarija

La ciudad capital Tarija ha sufrido transformaciones sobre todo en el aspecto socioeconómico, marcando un crecimiento urbano incontrolado debido a corrientes migratorias, desvirtuando la estructura y el uso de suelo predeterminado.

Si bien la población del Departamento ha mostrado un crecimiento sostenido durante el periodo 1950-2001, fue durante 1992 y 2001 cuando se acelera a una tasa del 3.18 % anual. La población de las zonas urbanas presenta mayores tasas de crecimiento y muestra un punto de inflexión en el periodo 1992-2001 cuando disminuye de una tasa de 5.01 a 4.76, lo que implica una disminución en el ritmo de crecimiento urbano del Departamento.

El comportamiento de las tasas de crecimiento para la Ciudad Capital Tarija sigue una similar tendencia; así, luego de registrar los mayores índices durante 1976 a 1992 (5.36 % anual), reduce el ritmo a 4.43 por ciento en el periodo 1992-2001 y 2.53 para el periodo 2001 – 2012.

Según podemos observar en el gráfico siguiente, la tendencia en la evolución de la población muestra diferentes tasas según el ámbito espacial al que se haga referencia.

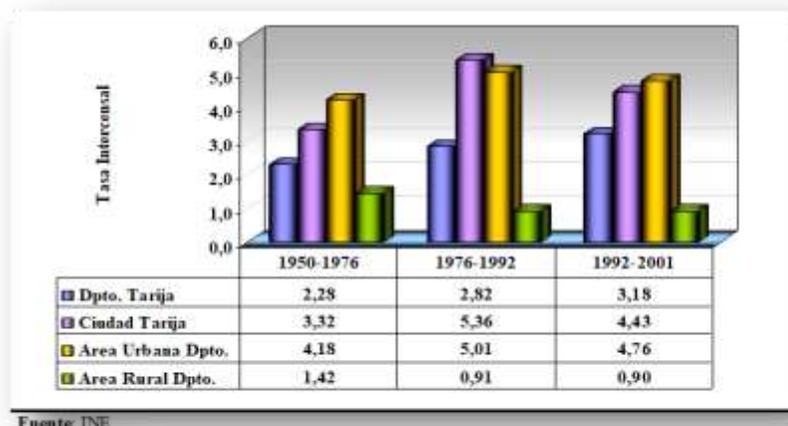


Figura 4. Tasas de crecimiento ciudad de Tarija

Fuente: INE, (2001).

Según los registros del Censo Nacional de Población en 1950, la ciudad de Tarija contaba con 16.398 habitantes, luego de 26 años en 1976 alcanza a 38.916. El periodo siguiente presenta el mayor incremento de 51.197 habitantes, sumando una población de 90.113. Posteriormente, el censo 2001 registra una población de 135.783, lo que significa un incremento neto de 45.670 efectivos.

Para el año 2012 la población de la ciudad de Tarija había crecido hasta 179.561 habitantes, un incremento neto de 43.778 habitantes.

De esta manera, la población de la capital Tarija creció en 8,28 veces en los cincuenta años transcurridos entre 1950 hasta el 2001. En cuanto a la evolución demográfica, la ciudad de Tarija demuestra un crecimiento anual de 4.43 por ciento.

En la composición de la población según sexo, se tiene que el 48 por ciento (66.218 hombres) corresponde a la población masculina y el 52 por ciento (69.565 mujeres) está representado por la población femenina.

La población de la Ciudad de Tarija es mayoritariamente joven (menor a 30 años). A partir de esta edad la población en los siguientes grupos de edades declina persistentemente, hasta alcanzar a los 49 años la mitad de los que se tiene a los 30 años de edad, esto al parecer esta explicado por la migración por razones laborales.

3.2.5.5 Proyección poblacional

Según estimación del INE, a partir del CNPV 2001, la población de la Ciudad Capital Tarija crecerá a un ritmo del 4.43 % anual, lo que significaría que para el 2006 se espera una población de 168.644 habitantes; Sin embargo, existen aspectos que están modificando la evolución de los diferentes componentes demográficos, por ejemplo: mejoramiento del nivel de vida lo que implica menores tasas de mortalidad y una fuerte corriente migratoria tanto de expulsión como recepción, lo que obliga a realizar un análisis específico sobre los componentes que se sintetizan en la tasa de crecimiento.

Por tales razones se opta por la aplicación del método de los componentes, con el propósito de ajustar la estimación logrando así mayor precisión a la hora de diagnosticar la evolución demográfica en la zona de estudio.

La ecuación compensadora, que es simplemente la composición de los componentes que tienen que ver directamente con el crecimiento poblacional es la siguiente:

$$P^{t+a} = P^t + SN^{t,t+a} + MN^{t,t+a}$$

$$P^{t+a} = P^t + N^{t,t+a} - D^{t,t+a} + MN^{t,t+a}$$

P^{t+a}	Población a proyectar
P^t	Población base (2001)
$N^{t,t+a}$	Nacimientos en el periodo
$D^{t,t+a}$	Defunciones en el periodo
$MN^{t,t+a}$	Saldo migratorio neto en periodo
	$SN^{t,t+a}$ Saldo natural en el periodo

Realizado el cálculo, podemos observar que se estima para el 2006 una población de 171.489 habitantes en el área urbana de Cercado. La estimación por el método de los componentes presenta una evolución exponencial, es decir, no sigue un ritmo sostenido y

constante en los 15 años que comprende la proyección y como se prevé de acuerdo a la tasa inter-censal. Siguiendo el método indicado, se han estimado tasas de crecimiento poblacional para la Ciudad de Tarija para los tres quinquenios siguientes:

2001 - 2006: 4,8 %

2007 – 2011: 5,6 %

2012 – 2016: 4,8 %

El gráfico siguiente describe la tendencia de crecimiento de ambos métodos y remarca las diferencias que se podrían presentar para la estimación poblacional futura entre los dos.

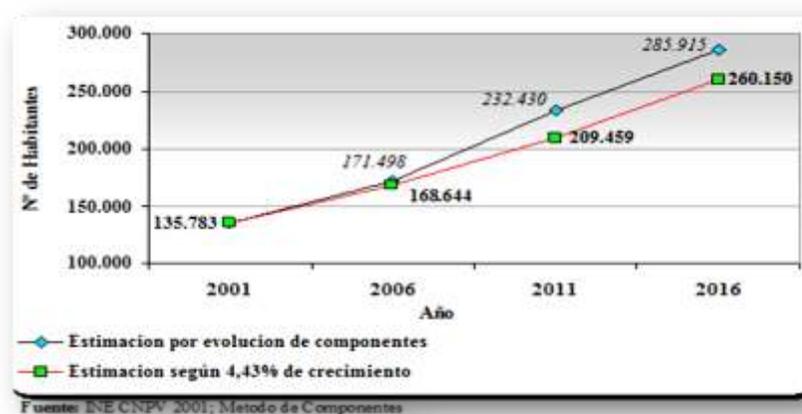


Figura 5. Proyección Poblacional ciudad de Tarija.

Fuente: INE, (2001).

Los flujos migratorios se producen por determinados aspectos tanto estructurales como coyunturales. La migración hacia la ciudad capital tiene como principal explicación la búsqueda de nuevas y mejores oportunidades de trabajo, estudio y bienestar. Precisamente estas razones que explican la migración están íntimamente asociadas a la inversión pública de cada región. Tal es el caso del Departamento de Tarija; la evolución de los indicadores en la inversión pública desde el año 1998 se ha caracterizado por un constante crecimiento, acelerando su ritmo a partir del año 2000.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO METODOLÓGICO

4.1 Recursos de la investigación

Para el desarrollo de la investigación se contó con diversos recursos, entre los cuales se encuentran los recursos humanos conformados principalmente por el investigador y asesores, de igual forma se contó con materiales y el laboratorio para su realización.

4.1.1 Materiales

Los materiales empleados para la caracterización consistieron en Baldes, guantes quirúrgicos, mandil, lentes, botas, botellas PET 600 ml y una conservadora.



Imagen 9. Materiales y equipos utilizados en la caracterización.

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3 Laboratorio

La prueba de laboratorio para el análisis de la calidad de las aguas residuales del matadero se realizó en el laboratorio de la empresa RIMH Aprotect.



Imagen 10. Laboratorio RIMH.

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4 Transporte de muestras

El transporte de la muestra una vez terminada de realizar la caracterización fue transportada en un vehículo particular hasta el laboratorio.



Imagen 11. Muestras.

Fuente: Elaboración Propia.

4.2. Metodologías utilizadas en el ensayo de laboratorio

4.2.1. Caracterización de las aguas residuales

La expresión de las características de un agua residual puede hacerse de muchas maneras, dependiendo de su propósito específico; sin embargo, vale la pena anotar que toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas estándar que aseguren precisión y exactitud en los resultados. En general, un programa de muestreo para caracterización y control de calidad de aguas supone un análisis cuidadoso del tipo de muestras, número de ellas y parámetros que deben analizar.

La determinación de las características físicas, químicas y biológicas del agua residual del matadero son importantes para realizar un buen diseño de la planta piloto.

4.2.1.1 Ubicación punto de muestreo y aforo

El muestreo y aforo de las aguas residuales en el matadero se realizó a la salida del matadero.



Imagen 12. Punto de muestreo y aforo.

Fuente: Elaboración propia.



Imagen 13. Lugar de muestreo y aforo.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 Protocolo caracterización de aguas residuales

4.2.2.1 Muestreo

Para la evaluación de las diferentes características de un agua residual se deben seguir los métodos normales o estándar. Además, una caracterización acertada de esta agua requiere una técnica adecuada de muestreo que asegure resultados representativos del caudal global de aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

Las técnicas de muestreo más importantes para el tema de agua residuales son: Muestra simple, muestra compuesta, muestra cualificada.

La muestra simple se recoge en forma manual y consiste en una sola porción de agua que sirve para una comprobación momentánea y es útil en la investigación de características anormales.

La muestra compuesta es un término genérico que se le otorga a la mezcla de un número de muestras simples, tomadas durante un cierto periodo de tiempo.

Se la usa para conocer las condiciones promedio del agua, con el fin de controlar la eficiencia de una PTAR. En general, las muestras compuestas son aptas para indicar el promedio de las variaciones de la contaminación en el agua.

La técnica cualificada (es un tipo de muestra compuesta) consiste en 5 muestras simples mezcladas y tomadas en por lo menos 8 minutos; así cada muestra se toma en un intervalo de por lo menos 2 minutos. Para hacer esta muestra se necesita más tiempo, paciencia y equipos como un muestreador, un balde limpio y una jarra de medición.

Tabla 11. Determinación de las alícuotas.

MUESTRA No	HORA	CAUDAL INST. (Lt/s)	CAUDAL PROM. (Lt/s)	VOL. (Lt)	VOL. (mm)
1	08:00	1.98	2.57	0.31	309.00
2	09:00	2.99	2.57	0.47	466.00
3	10:00	5.80	2.57	0.90	904.00
4	10:46	1.65	2.57	0.26	257.00
5	11:00	0.42	2.57	0.07	66.00
TOTAL					2002.00

Fuente: Elaboración Propia

Para la presente investigación se tomaron cinco muestras en cada hora desde las 8:00 am hasta las 11:00 am los cuales son las horas en el que matadero llega a operar, el volumen aproximado se lo determinó por medio de alícuotas de acuerdo al caudal que se presentaba en ese momento. La muestra tomada fue mezclada y almacenada en la conservadora y finalmente llevada al laboratorio.



Imagen 14. Mezcla de las muestras.

Fuente: Elaboración propia



Imagen 15. Muestras determinadas por medio de Alícuotas.

Fuente: Elaboración propia.

Para que una muestra de agua sea satisfactoria debe llenar los requisitos básicos:

Se toman muestras para hacer el análisis de la calidad del agua, con el objetivo que se tenga conocimiento de las características del agua residual.

Los principios más importantes en la toma de muestras son:

1. **Lugar:** elegir un lugar adecuado para tomar la muestra.
2. **Tiempo:** considerar el tiempo adecuado para tomar la muestra.
3. **Frecuencia:** tomar las muestras en la frecuencia adecuada.
4. **Técnica:** usar una técnica del muestreo adecuada.

4.2.2.1 Lugar

El lugar donde se toman las muestras tiene mucha influencia en los resultados. Ya que si se toma una muestra en un lugar que no es adecuado, los resultados podrían variar.

Para evitar un error de esta naturaleza, se aconseja tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Elija un lugar donde el agua esté bien mezclada. Puede ser un lugar donde el agua corra más rápido o donde exista una caída. Así, las condiciones aseguran que exista una buena mezcla que represente el agua de la PTAR de manera correcta. Cabe resaltar, si se quiere saber la eficiencia de una laguna o de un tanque es mejor si se toma la muestra en el canal o la tubería de conexión al siguiente dispositivo y no directamente del tanque o de la laguna.
- b) Asegúrese que es un lugar donde no se toca el fondo o las paredes con el muestreador o el recipiente de la muestra; es decir, se debe tener suficiente espacio para obtener el agua.

En general, nunca se debe tocar una pared o el fondo de la tubería para evitar que los sedimentos entren al recipiente, ya que pueden generar una concentración muy alta en los resultados.

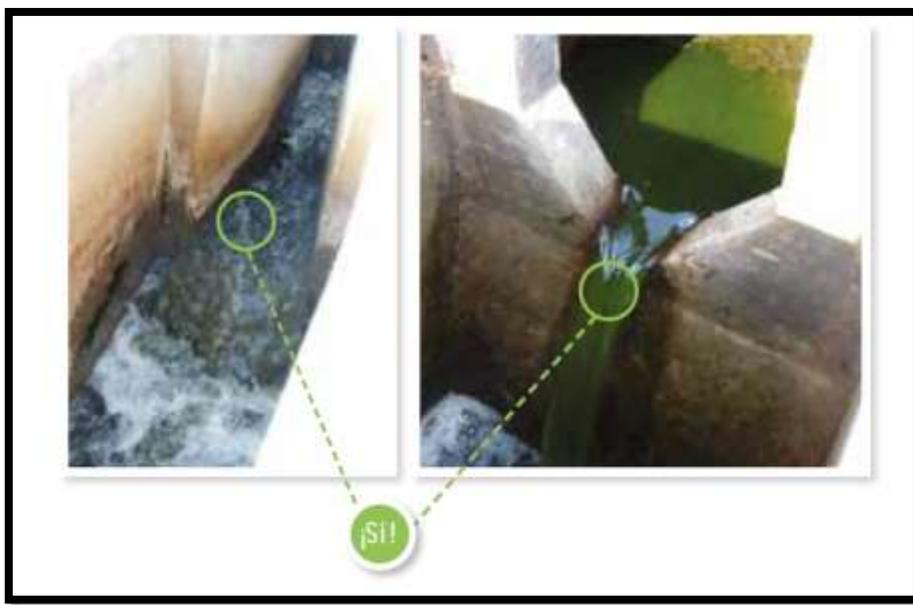


Figura 6. Lugares recomendados para la toma de muestras.

Fuente: Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico, (2015).

4.2.3 Análisis del agua residual

La caracterización física, química y biológica del agua residual del matadero Municipal Los siguientes parámetros fueron definidos con el objetivo de cumplir la norma de parámetros máximos admisibles para la descarga en el Alcantarillado Sanitario.

- DBO
- DQO
- SST
- NTK
- P
- pH
- Sólidos totales
- Aceites y grasas
- Coliformes totales

4.2.4 Resultados de la caracterización inicial

Basados en los resultados de la caracterización inicial de las aguas residuales, a continuación, en la Tabla 12 se presenta el resumen de los datos obtenidos tanto para las aguas residuales del matadero municipal, los reportes de análisis del laboratorio se adjuntan en el Anexo 4.

Tabla 12. Resultados caracterización inicial agua residual.

Tipo de agua cruda	DBO mg/l	DQO mg/l	SST mg/l	NT mg/l	P mg/l	pH	Aceites y grasas mg/l	Coliformes Totales NMP/100 ml
Industrial	921.03	1740.75	854	59.45	4.43	6.8	No detectado	3100000

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.5 Recopilación y análisis de información

La recolección de datos se refiere al uso de una gran diversidad de técnicas y herramientas que pueden ser utilizadas por el analista para desarrollar los sistemas de información.

La finalidad de buscar información que será útil a una investigación en común. En la presente investigación trata con detalle los pasos que se debe seguir en el proceso de recolección de datos.

4.2.5.1 Técnicas para hallar datos

Los analistas utilizan una variedad de métodos a fin de recopilar los datos sobre una situación existente, como entrevistas, cuestionarios, inspección de registros (revisión en el sitio), y observación. Cada uno tiene ventajas y desventajas. Generalmente, se utilizan dos o tres para complementar el trabajo de cada una y ayudar a asegurar una investigación completa.

En la presente investigación se recopiló la información de datos ya realizados en el lugar como son: “TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL MATADERO MUNICIPAL MEDIANTE EL BIOREACTOR RAFA” realizada por el Ingeniero químico Hudoy Céspedes Villca, que en su anexo 3 se obtuvo la información “Análisis

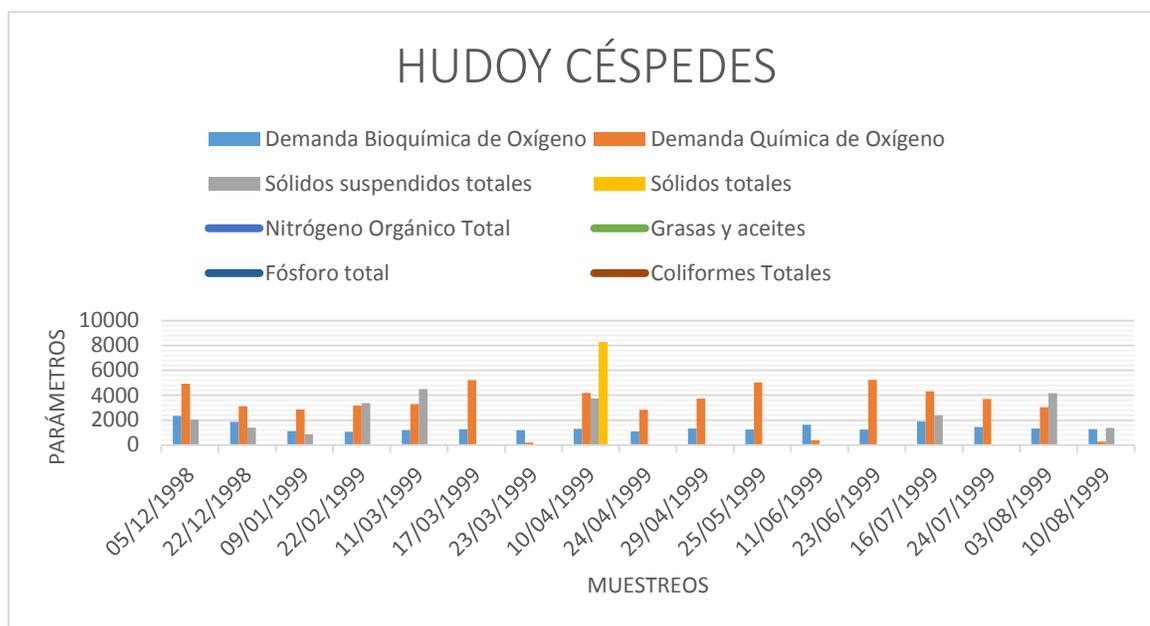
físicos y químicos”, como también la tesis “EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS INDUSTRIALES DEL MATADERO MUNICIPAL” realizada por el Ingeniero Civil Hilarión Rafael Vilte Lopez y el “EDTP: Construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para el matadero municipal de la ciudad de Tarija”, que en su Anexo 15 de Calidad de agua se obtuvo los parámetros necesarios para el diseño, asimismo se utilizó para el análisis la información del Informe de Auditoría Ambiental del Río Guadalquivir, que en su Anexo 2 se obtuvo la información “resultados de análisis fisicoquímicos y bacteriológicos realizado a las muestras de aguas tomadas en la quebrada Cabeza de Toro”.

Los resultados de la recopilación en la caracterización del agua residual del Matadero Municipal se presentan en forma resumida en el siguiente cuadro, Los reportes de los análisis de laboratorio se adjuntan en el Anexo 4.

Tabla 13. Recopilación caracterización de diferentes autores.

			HUDOY CÉSPEDES	RAFAEL VILTE	EDTP	AUDITORÍA	ANÁLISIS PROPIO
N°	TIPO DE ANÁLISIS	UND	10/4/1999	1/6/1993	9/5/2017		13/9/2018
1	DBO5	mg/l	1300	257	2460		921.03
2	DQO	mg/l	4198.2	3565	3495.37	41.32	1740.75
3	SST	mg/l	3744.96	5074	500.4		854
4	Sólidos totales	mg/l	8280	6940	2609.42		4950.5
5	N	mg Norg/l	23.3	180.2	221.11	3.87	59.45
6	Grasas y aceites	mg/l		1.13	389.03		
7	P	mg/l	11.2		31.45		4.43
8	Coliformes Totales	NMP/ 100 ml			2.00E+06	8.10E+05	3.10E+06

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 2. Recopilación caracterización Hudoy Céspedes.

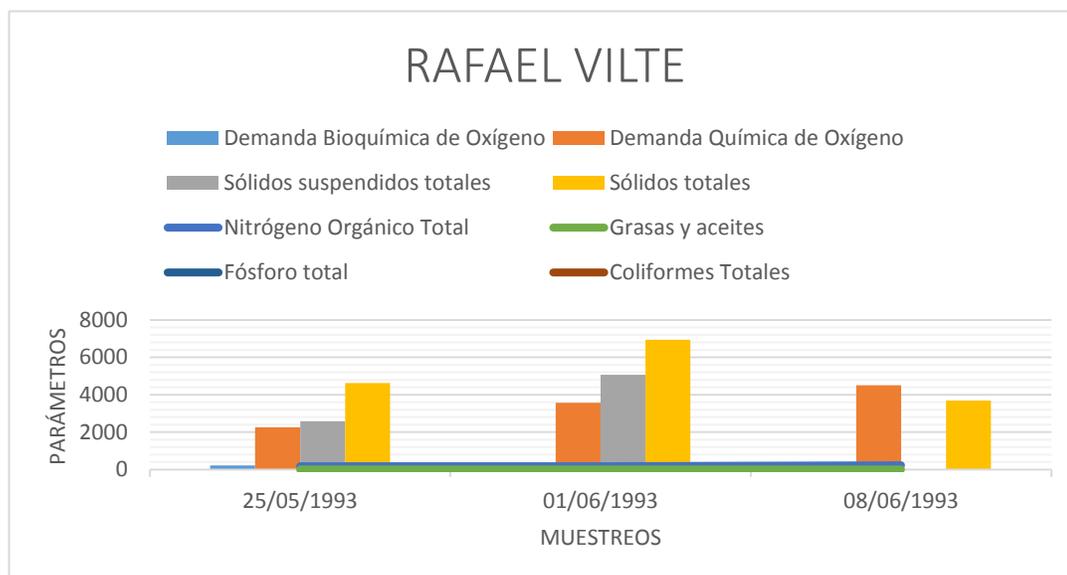
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14. Promedio y desviación de los parámetros Hudoy Céspedes.

Parámetro	Afluente	
Demanda Bioquímica de Oxígeno	Promedio =	1400.06
	Desviación Estándar =	342.68
Demanda Química de Oxígeno	Promedio =	3264.31
	Desviación Estándar =	1641.24
Sólidos suspendidos totales	Promedio =	2646.41
	Desviación Estándar =	1334.82

Sólidos totales	Promedio = 8280.00
	Desviación Estándar =
Nitrógeno Orgánico Total	Promedio = 22.16
	Desviación Estándar = 1.11
Grasas y aceites	Promedio =
	Desviación Estándar =
Fósforo total	Promedio = 10.38
	Desviación Estándar = 1.78
Coliformes Totales	Promedio =
	Desviación Estándar =

Fuente: Elaboración Propia



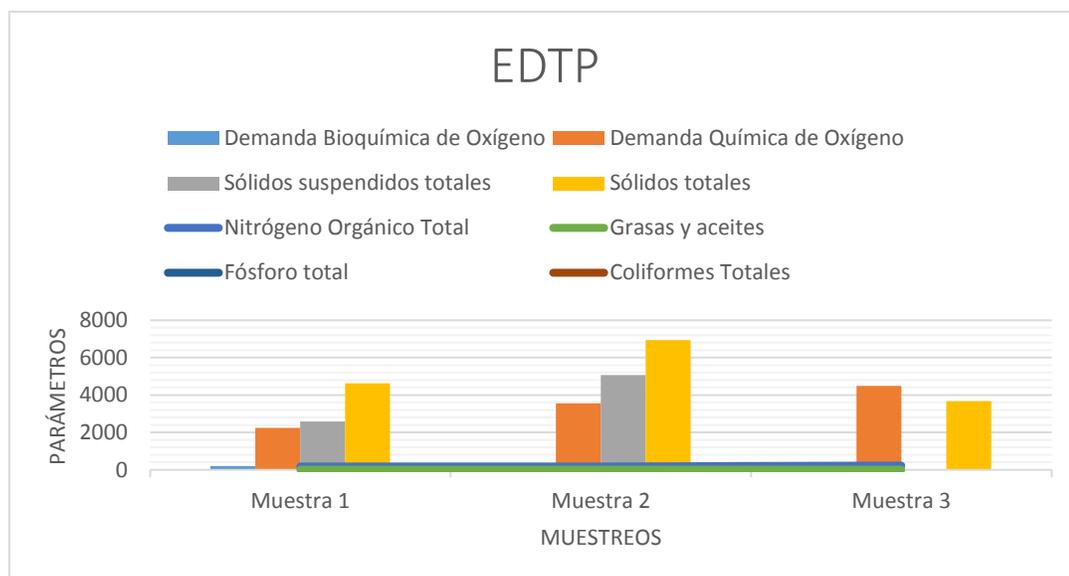
Gráfica 3. Recopilación caracterización Rafael Vilte.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 15. Promedio y desviación de los parámetros Rafael Vilte.

Parámetro	Afluente
Demanda Bioquímica de Oxígeno	Promedio = 241.33
	Desviación Estándar = 26.27
Demanda Química de Oxígeno	Promedio = 3438.33
	Desviación Estándar = 1130.34
Sólidos suspendidos totales	Promedio = 3828.00
	Desviación Estándar = 1762.11
Sólidos totales	Promedio = 5083.33
	Desviación Estándar = 1675.48
Nitrógeno Orgánico Total	Promedio = 192.49
	Desviación Estándar = 24.93
Grasas y aceites	Promedio = 0.69
	Desviación Estándar = 0.57
Fósforo total	Promedio =
	Desviación Estándar =
Coliformes Totales	Promedio = 1.30E+06
	Desviación Estándar = 866025.40

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 4. Recopilación caracterización EDTP.

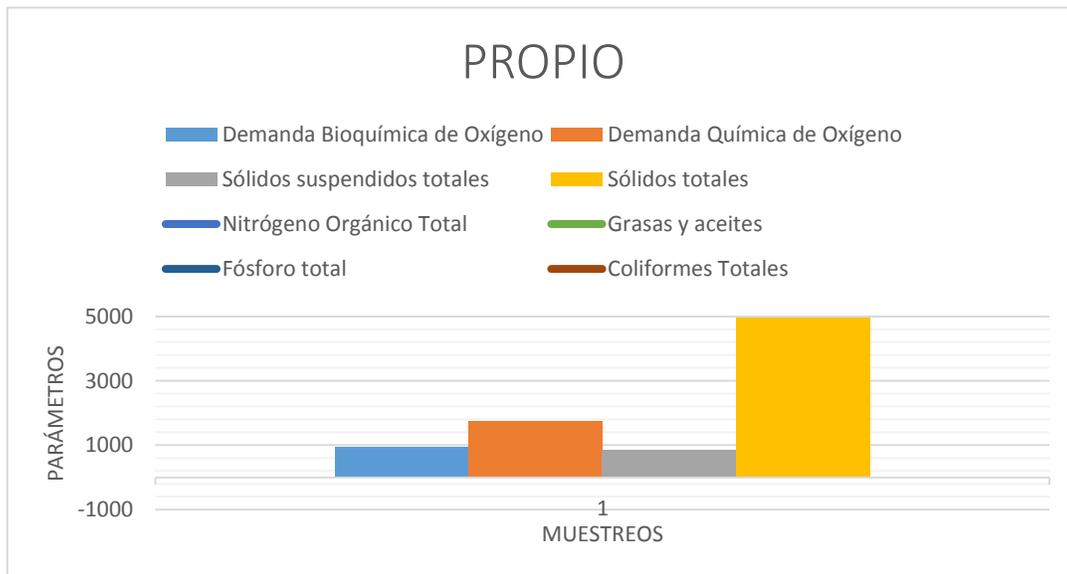
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 16. Promedio y desviación de los parámetros Rafael Vilte.

Parámetro	Afluente
Demanda Bioquímica de Oxígeno	Promedio = 2280
	Desviación Estándar = 261.533937
Demanda Química de Oxígeno	Promedio = 3384.07667
	Desviación Estándar = 237.140345
Sólidos suspendidos totales	Promedio = 494.823333
	Desviación Estándar = 78.3539816
Sólidos totales	Promedio = 2528.69
	Desviación Estándar = 123.648453
Nitrógeno Orgánico Total	Promedio = 217.623333
	Desviación Estándar = 3.64406824

Grasas y aceites	Promedio = 376.646667
	Desviación Estándar = 26.3921093
Fósforo total	Promedio =
	Desviación Estándar =
Coliformes Totales	Promedio =
	Desviación Estándar =

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 5. Recopilación caracterización propia.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 17. Promedio y desviación de los parámetros caracterización propia.

Parámetro	Afluente
Demanda Bioquímica de Oxígeno	921.03
Demanda Química de Oxígeno	1740.75
Sólidos suspendidos totales	854
Sólidos totales	4950.5
Nitrógeno Orgánico Total	59.45
Grasas y aceites	No detectado
Fósforo total	4.43
Coliformes Totales	3.10E+06

Fuente: Elaboración Propia.

Nota:

Grasas y aceites: La no existencia de grasas y aceites en el muestreo realizado es debido a que la muestra fue realizada a la salida de un proceso previo donde se eliminan las grasas y aceites.

Los valores hallados en la recopilación de información de la caracterización física, química del agua residual en el Matadero Municipal, evidencian que estos son muy diferentes a los resultados obtenidos en el muestreo realizado.

Esta diferencia de valores se debe a factores como la gran diferencia de tiempo en el cual fueron muestreadas, ocasionando cambios en las características de los parámetros a lo largo del tiempo. Otro factor que hace la diferencia de estos valores es el tipo de muestra que se realizó. Una parte de las muestras que realizaron los diferentes autores son muestras simples, lo cual hace que la diferencia sea grande en relación de una muestra compuesta, la cual es la indicada para conocer las características verdaderas de las aguas residuales.

El lugar de muestreo es otro de los factores que hacen variar los resultados, ya que varios de estos datos fueron tomados en otros sitios fuera del Matadero Municipal u otros lugares. Tomando en cuenta que el muestreo se realizó a la salida del desarenador ya existente en lugar, se puede deducir que las características del afluente del desarenador emergen parámetros inferiores debido a la eficiencia de remoción del desarenador, el cual llega a reducir el DBO5 de un 20 a 40% y en Sólidos suspendidos de 40 a 60 %.

Teniendo en cuenta estos factores se adoptó hacer una comparación con las características típicas que tienen mataderos similares, como se recomienda en el informe de la Escuela de organización Industrial de Sevilla y se indican en el siguiente cuadro.

Tabla 18. Valores contaminantes medios diarios de los vertidos generados por los mataderos Características.

	Matadero aves	Matadero vacuno, ovino, porcino	Industria cárnica integral	Salas despiece
Consumo de agua m ³ /t	7,5	8,2	5	1,8
DBO5 mgO ₂ /l	916	1750	2000	418
DQO mgO ₂ /l	1799	2938	4700	1170
SS mg/l	390	647	834	375
NT mg/l		73		
PT mg/l		29		
Aceites y grasas mg/l		28		
Contaminación generada				
Kg DBO ₅ /t	6,2	12,2	12,5	0,7
DQO/DBO ₅	2	1,9	1,9	2,8

Fuente: Escuela Organización Industrial. Sevilla (2008).

Tabla 19. Parámetros de contaminación.

CONCEPTO	INTERVALO	MEDIA
CAUDAL DE AGUA TRATADO (m ³ /Tm peso canal)	1.09 - 5.67	4.46
CONTAMINACION AGUAS		
DBO ₅ (mg/l)	320 - 2830	1253
DQO (mg/l)	650 - 4560	2245.6
SS (mg/l)	200 - 1450	833
DQO/DBO ₅	1.56 - 3.1	1.79
SS/DBO ₅	0.39 - 2	0.66

Fuente: Escuela Organización Industrial. Sevilla (2008).

Los Valores hallados en el proceso de caracterización del agua residual, muestran que las aguas residuales del Matadero Municipal son similares a las aguas de mataderos reportadas en las Tablas 18 y 19.

4.3 Calidad del agua residual doméstica en la ciudad de Tarija

Tomando en cuenta que las aguas tratadas se dispondrán al alcantarillado, es necesario conocer la calidad del agua residual que tiene el alcantarillado sanitario de la ciudad de Tarija. Es por este motivo que se presenta el siguiente cuadro que resume estas características.

Tabla 20. Calidad del agua residual doméstica en la ciudad de Tarija.

No	PARÁMETRO	UNIDAD	RANGO DE VALORES DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL DE LA CIUDAD DE TARIJA
1	PH		7.11 - 7.79
2	Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	86 -196.87
3	Turbiedad	NTU	23.9 - 176
4	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	81.43 - 256.2
5	Aceites y Grasas	mg/l	0.08 - 148
6	Coliformes Totales	NMP/1000ml	8.09E+05 - 2.10E+10
7	Coliformes Fecales	NMP/1000ml	9.24E+0.4 -7.50E+0.7

Fuente: Ricaldi, O (2017).

Los detalles de los análisis realizados del agua residual doméstica se encuentran en el Anexo 5.

4.3 Comparación de los parámetros adoptados con las normas vigentes en el país

4.3.1 Comparación con el Anexo 13-C del Reglamento Ambiental para el Sector Industrial Manufacturero

N°	PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL EN EL MATADERO MUNICIPAL DE TARIJA	LÍMITES PERMISIBLES PARA DESCARGAS LÍQUIDAS (Diarias en mg/l) ANEXO 13-C DEL RASIM.	OBSERVACIÓN
1	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	921.03	80	Está por encima del límite permisible.
2	Demanda Química de Oxígeno	mg/l	1740.75	250	Está por encima del límite permisible.
3	Nitrógeno Orgánico Total	mg/l	59.45		No existe la restricción.
4	Sólidos totales	mg/l	4950.5		No existe la restricción.
5	Sólidos suspendidos totales	mg/l	854	60	Está por encima del límite permisible.
6	Grasas y aceites	mg/l		Ausentes	No existe presencia de Grasas y aceites.
7	Fósforo total	mg/l	4.43		Está por encima del rango permisible.
8	Coliformes Totales	NMP/100 ml	3.10E+06	1000	Está por encima del rango permisible.

4.3.2 Comparación con la normativa del alcantarillado sanitario COSAALT LTDA.

N°	PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL EN EL MATADERO MUNICIPAL DE TARIJA	VALOR MAXIMO PERMISIBLE PARA LA DESCARGA ALCANTARILLADO SANITARIO COSAALT LTDA.	OBSERVACIÓN
1	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	921.03	250	Está por encima del rango permisible.
2	Demanda Química de Oxígeno	mg/l	1740.75	500	Está por encima del rango permisible.
3	Sólidos suspendidos totales	mg/l	854	20	Está por encima del rango permisible.
4	Sólidos totales	mg/l	4950.5	2000	Está por encima del rango permisible.
5	Nitrógeno Orgánico Total	mg/l	59.45	100	Se encuentra dentro del rango permitido.
6	Grasas y aceites	mg/l		20	No existe presencia de Grasas y aceites.
7	Fósforo total	mg/l	4.43		No existe la restricción.
8	Coliformes Totales	NMP/100 ml	3.10E+06		No existe la restricción.

CAPÍTULO V

ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO A ESCALA REAL

5.1. Caudal en efluentes industriales

La medición de los caudales es un factor muy importante en el tratamiento y eliminación de aguas industriales, con el objetivo de controlar la descarga y determinar de plantas de tratamiento. También es un auxiliar necesario de las técnicas de muestreo; Sin una medición exacta es muy complicado el éxito en el tratamiento.

La medición del caudal de agua residual de efluentes industriales presenta muchas complicaciones, no hay un procedimiento universal con el cual se logre medir. Los métodos que existen se rigen de acuerdo al tipo de dispositivo del flujo, su ubicación, la calidad de los datos de flujo y lo conveniente que llegue a ser para el beneficio.

Los dispositivos primarios son estructuras hidráulicas calibradas, instaladas en el elemento de conducción del fluido, de modo tal que se puedan obtener mediciones de flujo determinando variables físicas en puntos específicos de la estructura.

Los dispositivos secundarios son elementos que se utilizan en conjunto con los primarios y permiten determinar el flujo real que pasa por el punto de medición. Pueden clasificarse en dos grandes tipos: de lectura directa sin registro o de lectura indirecta desde puntos fijos y de registro digital o gráfico.

La determinación del caudal se puede realizar tanto en conducciones a superficie libre (canales o cañerías a sección parcialmente llena) como en conductos a presión (tuberías a sección completa), con registros instantáneos o continuos. Un sistema continuo y completo de medición de caudales consiste por ejemplo en: un dispositivo primario, un dispositivo secundario de registro digital o gráfico, un equipo de transmisión remota y un totalizador. En el caso de sistemas de medición instantánea los dispositivos secundarios utilizados son del tipo de lectura directa o indirecta y no se cuenta con sistemas de transmisión ni totalizadores.

De esta manera, un sistema de medición instantánea con una estructura primaria adecuada, podrá transformarse en un sistema de medición continua anexándole un dispositivo secundario de registro digital (por ejemplo, de medidor de niveles, medidor de presión).

Toda medición de caudal “instantáneo” es representativa únicamente del período involucrado, generalmente corto, por lo cual su valor se expresará en m³/s, l/s, m³/min o l/min. La extrapolación del resultado obtenido a períodos de tiempo más extensos deberá realizarse con mucha precaución, involucrando aspectos tales como el sistema de tratamiento, niveles de producción, etc., elementos que deberán ser claramente referidos en el análisis.

5.1.1 Vertederos de pared delgada

Un vertedero de pared delgada consiste básicamente de una lámina plana, rígida, colocada perpendicular a la dirección del flujo y al fondo del canal. Son dispositivos sencillos y de bajo costo de construcción y mantenimiento. Presentan un amplio rango de medición, cuyo valor máximo puede ser 20 veces superior al caudal mínimo, manteniendo en todo momento la precisión requerida.

De modo general puede decirse que los vertederos de pared delgada son las instalaciones más adecuadas para la precisa determinación del caudal, ya que el error debido a la relación de descarga y carga varía entre 1 y 3 %, mientras que para otros dispositivos primarios es mayor al 3 %.

5.1.2 Medición con recipientes de volumen conocido

El procedimiento más sencillo es medir el tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido. El error que se puede cometer en la medición del tiempo, a lo sumo, es de 0.5 segundos, por tanto, el error expresado como porcentaje se puede expresar como:

$$\text{Error}(\%) = \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\frac{V}{t} \pm \Delta t}{\frac{V}{t}} = \frac{\Delta t}{t}$$

Asumiendo que el error de medición en campo no puede ser mayor al 5%:

$\pm 0.05t = \Delta t$; entonces $\Delta t \leq 0.05t$. Considerando $t = 0.5$ s, implica que el recipiente

a emplear se debe llenar en un tiempo mayor o igual a 10 segundos por el caudal a medir.

Resultando:

Recipientes de 20 litros hasta caudales de 2 litros/seg.

Recipientes de 200 litros hasta caudales de 20 litros/seg.

5.2 Método de medición utilizado

Las aguas residuales que vierte el matadero se desechan a exteriores de las instalaciones, a través de un alcantarillado de tubos de cemento de ocho pulgadas. Al final de la alcantarilla se vierte el agua en una cámara sedimentadora.

Tras una visita al lugar se pudo constatar que las características del agua residual y el alcantarillado, llegan a tener una gran cantidad de material sólido, pequeño caudal y difícil acceso al alcantarillado.

Tomando en cuenta que para tener un caudal de diseño adecuado se debe conocer datos fiables sobre los caudales que se quiere tratar, de por lo menos los dos últimos años, como lo indica Metcalf & Eddy. En estos casos en que los caudales sean escasos, es preciso estimarlo partiendo de otras fuentes de información que guarden estrecha relación con los mismos, como es el caso de los datos de consumo de agua.

Para la presente investigación se realizó la estimación de los caudales de diseño tomando en cuenta el número de animales faenados en un día.

5.3 Medición del caudal en el Matadero Municipal

Se debe recalcar que se realizó dos aforos directos, utilizando el método volumétrico con el objetivo de determinar las alícuotas para la determinación total de la muestra, y de cierta forma determinar las variaciones del caudal que se dieron en ese día del muestreo. pero estos no son valores que se deben tomar en cuenta a la hora de realizar el diseño de una planta de tratamiento, debido a que no representan las variaciones verdaderas del caudal y como se explica antes se debe tener un mínimo de 2 años de registro de caudales.

Los detalles de los volúmenes de las alícuotas determinadas se encuentran en el Anexo 2.

5.4 Medición del caudal en el día del muestreo

5.4.1 Método volumétrico

Para el aforo de la descarga de las aguas residuales del matadero en el día del muestreo se aplicó el método volumétrico, registrando el tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido, para lo cual en un principio se llegó a aforar de manera manual, controlando el tiempo que tardará en llenarse el recipiente de 2 l, 18 l y en ese mismo instante registrar la altura del tirante en la alcantarilla.



Imagen 16. Aforo de las aguas residuales en el Matadero Municipal.

Fuente: Elaboración Propia.

5.4.1.1 Primer aforo

El primer aforo del caudal del agua residual en el Matadero Municipal se realizó el jueves 13 de septiembre, paralelamente al muestreo del efluente de las aguas generadas por el Matadero Municipal.

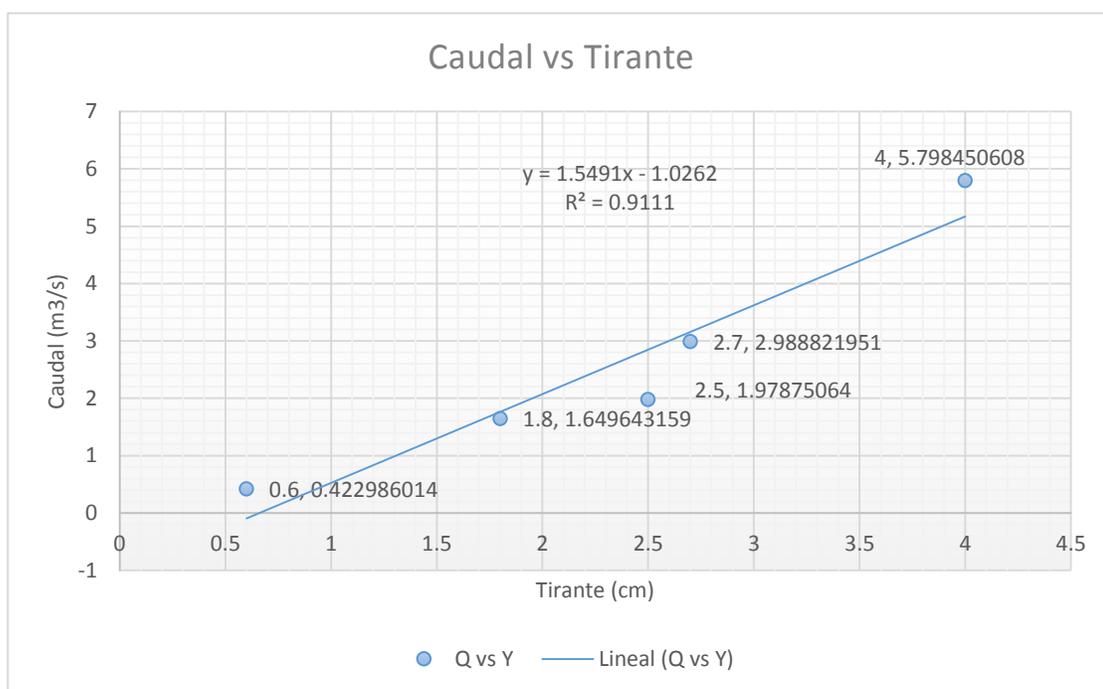
El aforo solo se realizó en las horas de operación del matadero, que son de 8:00 am a 11:00 am en intervalos de una hora, pasado esas horas se faenan algunos animales, lo cuales llegan a ser muy pocos y a veces ninguno lo cual no llega a ser representativo.

El registro de la toma de datos se encuentra en el Anexo 1.

Tabla 21. Primer aforo.

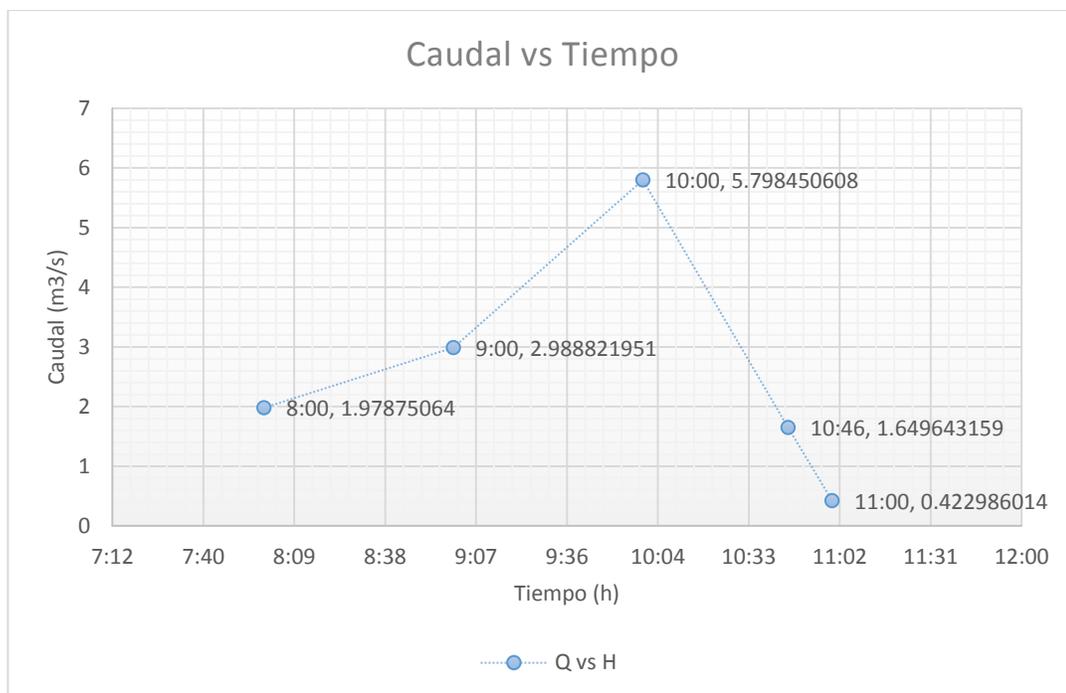
No	Hora	Caudal (Lt/s)	Tirante (Cm)
1	08:00	1.97875064	2.5
2	09:00	2.98882195	2.7
3	10:00	5.79845061	4
4	10:46	1.64964316	1.8
5	11:00	0.42298601	0.6

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 6. Variación del Caudal en función del tirante.

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 7. Variación del caudal en función de la hora.

Fuente: Elaboración Propia.

5.4.1.2 Segundo aforo

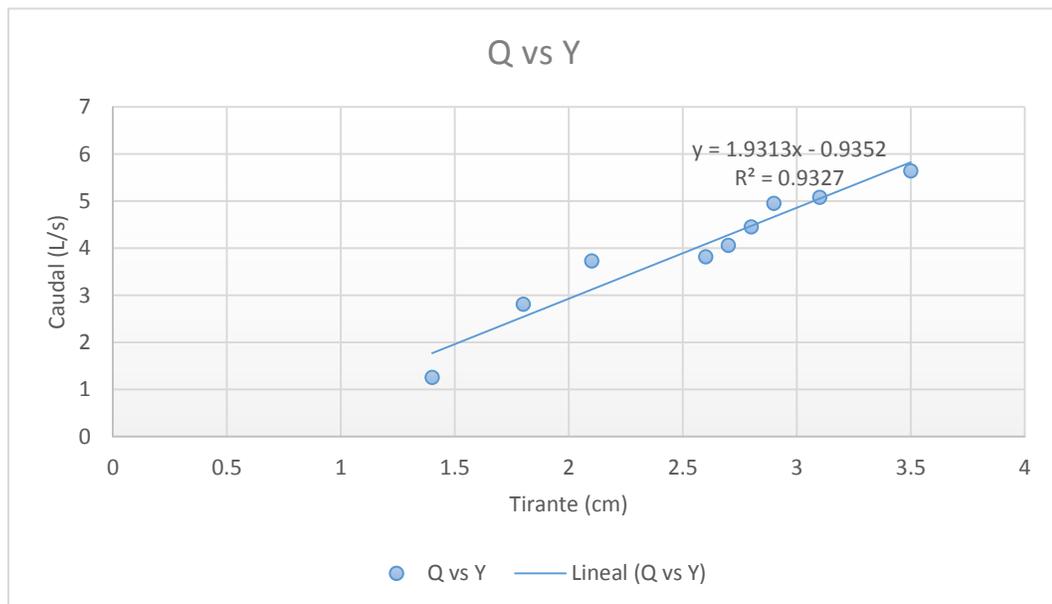
El segundo aforo se realizó el martes 18 de septiembre en las horas de operación del Matadero Municipal de 09:00 am a 11:00 am, en intervalos de 15 minutos.

El registro de la toma de datos y las gráficas de las variaciones del caudal durante las 24 horas se encuentra en el Anexo 1.

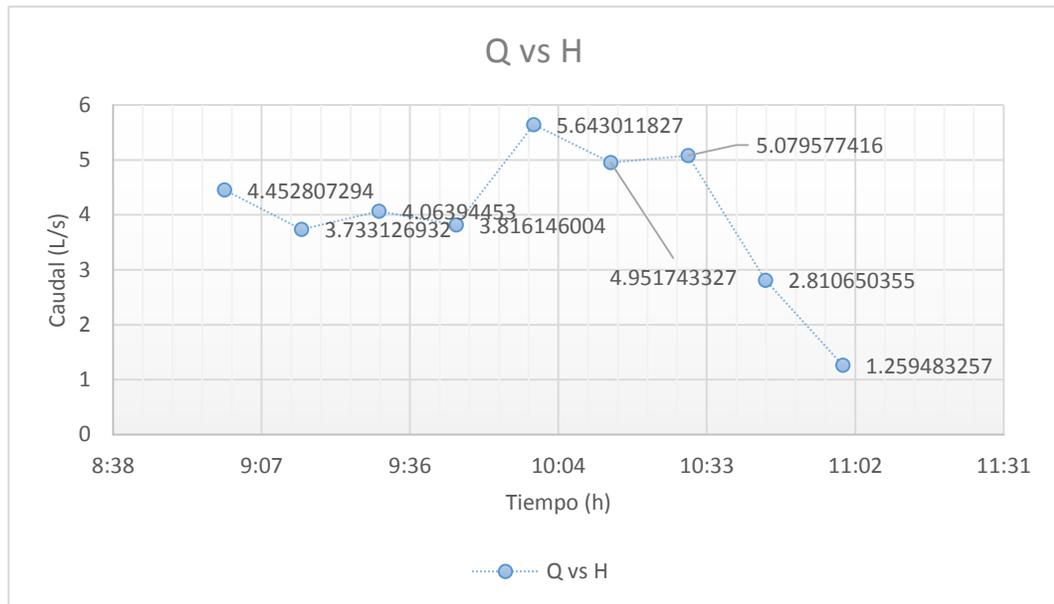
Tabla 22. Segundo aforo.

No	Hora	Caudal (L/s)	Tirante (Cm)
1	09:00	4.45280729	2.5
2	09:15	3.73312693	2.1
3	09:30	4.06394453	2.7
4	09:45	3.816146	2.6
5	10:00	5.64301183	3.1
6	10:15	4.95174333	2.8
7	10:30	5.07957742	3.5
8	10:45	2.81065036	1.8
9	11:00	1.25948326	1.4

Fuente: Elaboración Propia.

**Gráfica 8. Variación del Caudal en función del tirante.**

Fuente: Elaboración Propia.



Gráfica 9. Variación del caudal en función de la hora.
Fuente: Elaboración Propia.

5.5 Estimación de los caudales de diseño para una planta de tratamiento a escala real

Debido a que actualmente en el país no se cuenta con una norma o reglamento que regule los efluentes industriales se optó por utilizar la guía ambiental de formulación de planes de pretratamiento de efluentes industriales de Colombia.

La metodología para la estimación del caudal se realizó tomando en cuenta lo indicado en el Capítulo 4 de la guía ambiental de formulación de planes de pretratamiento de efluentes industriales de Colombia y el Metcalf & Eddy en su Capítulo 2.

Se debe aclarar que la metodología para estimar el caudal de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales industriales es diferente de una doméstica y de igual manera que la del alcantarillado. Si bien en las instalaciones del Matadero Municipal se tiene un sistema de alcantarillado interno no se tomó en cuenta las conexiones erradas debido a que el sistema planteado separa las aguas residuales industriales con las aguas de lluvia y de igual forma el caudal por infiltración, debido a que el nivel freático se encuentra a un nivel menor a la del alcantarillado. Esto fue observado a simple vista debido a que la quebrada se encuentra muy por debajo de este.

Para el dato el consumo por animal y el número de animales que se faenan en promedio se obtuvo los datos del EDTP: Construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para el matadero municipal de la ciudad de Tarija.

5.5.1 Caudal proyectado

El caudal será proyectado teniendo como base el número de animales faenados promedio en el Matadero Municipal.

5.5.1.1 Demanda actual

El tamaño del proyecto está delimitado por el consumo de ganado porcino y bovino de la población de la ciudad de Tarija. Como es difícil poder identificar o verificar las fuentes y cantidades de consumo de toda la población; por lo que nos basaremos en la producción de faeno diario que realiza el Matadero Municipal de la Ciudad de Tarija; tomando un promedio de 70 bovinos/día y 80 porcinos/día.

Bovinos/día: **70**

Porcinos/día: **80**

Los ingresos de los animales faenados del mes de septiembre se encuentran en el Anexo3.

5.5.1.2 Índices de Crecimiento

Con relación al análisis del índice de crecimiento poblacional, se tomará el criterio que de manera de que crezca la población, este aumentará de igual forma su consumo. Entonces de los dos últimos censos se tienen los años de crecimiento intercensal de:

Tabla 23. Índices de crecimiento.

Periodo 1992 – 2001	Índice de crecimiento 3.18 %	Censo 2001
Periodo 2001 – 2012	Índice de crecimiento 2.6 %	Censo 2012

Fuente: INE, (2001, 2012)

Si se tomaría en cuenta el valor promedio de los resultados de los dos últimos censos como se establece en la NB688, el valor promedio calculado es de **2.89 %**.

Tabla 24. Periodos de diseño (años).

Componentes del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: NB688.

Tomando en cuenta la NB688 se adoptó un periodo de diseño de 25 años.

5.5.1.3 Consumo Futuro

La población futura, que en este caso sería el consumo futuro es un factor importante para determinar la proyección futura y por ende el caudal de aguas residual industrial a medida que crece la población, para lo cual se cuenta con varios métodos de estimación; Tomando en cuenta la (Tabla 25), observamos que los métodos Geométrico y Exponencial son válidos para la población que se tiene en la ciudad de Tarija, para el proyecto utilizaremos el método de crecimiento geométrico.

Tabla 25. Métodos de proyección en función al consumo actual.

Método	Hasta 5000	5000 – 20000	20000 – 100000	> a 100000
	Habitantes	Habitantes	Habitantes	Habitantes
Aritmético	X	X	---	---
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X	X	X	X
Grafico	X	X	X	---

Fuente: NB688.

Método Geométrico

$$Demanda\ futura = Consumo\ actual * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

Demanda Bovinos

$$Demanda\ futura = 70 * \left(1 + \frac{2.89\%}{100}\right)^{25\ años} = 142.70\ Bovinos \approx \mathbf{143\ Bovinos}$$

Demanda Porcinos

$$Demanda\ futura = 80 * \left(1 + \frac{2.89\%}{100}\right)^{25\ años} = 163.1\ Porcinos \approx \mathbf{164\ Porcinos}$$

Obteniendo el número de animales faenados en un día:

Demanda futura = 307 animales.

De acuerdo a comunicación con el personal del Matadero Municipal la capacidad actual del Matadero Municipal es de 120 Bovinos y 150 Porcinos, durante un turno de 4 horas (8:00 am a 12:00 am), pero para una mayor demanda futura se tiene planeado aumentar un turno más (12:00 pm – 15:00 pm) para abastecer con toda la demanda.

5.5.1.4 Dotación media diaria

En el matadero Municipal se espera que la cantidad de agua residual provenga de 30 a 40% del faeneo de los animales y del 60 al 70% agua de limpieza.

Tabla 26. Dotación media diaria.

Clase de animal	Dotación diaria
Bovino	500 l/día x animal
Porcino	250 l/día x animal

Fuente: EDTP: Construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para el matadero municipal de la ciudad de Tarija, (2017).

Porcentaje Consumo total para Bovinos

El 68% del consumo de agua se utiliza para el proceso (lavado de vísceras, panzas, lenguas, patas y lavado de la res en el winche), el 12% en el lavado de pisos y el 20% en lavado de corrales.

Agua utilizada en el Proceso: 340 L / bovino

Lavado Pisos: 60 L / bovino

Lavado corrales: 100 L / bovino

Porcentajes del Consumo Total para Porcinos

De los 250 litros de agua consumida en el sacrificio de porcinos, el 20% se destinan en el lavado de corrales, el 60% se consumen en el proceso de matanza y 20% en lavado de pisos y otros. Por lo tanto, el consumo de agua por proceso es el siguiente:

Lavado de Corrales: 50 L / porcino

Proceso de sacrificio: 150 L / porcino

Lavado y otros: 50 L / porcino

5.5.1.5 Consumo medio diario

Consumo promedio diario durante las horas de operación

$$Q_m = \frac{\text{Consumo futuro} * \text{Dotación}}{\text{Tiempo de operación}}$$

Caudal medio diario Bovinos

$$Q_m = \frac{143 \text{ Bovinos} * 500 \frac{l}{\text{día} \times \text{animal}}}{5 \text{ h} * \frac{3600s}{1 \text{ h}}} = 3.97 \frac{l}{s}$$

Caudal medio diario Porcinos

$$Q_m = \frac{164 \text{ Porcinos} * 250 \frac{l}{\text{día} \times \text{animal}}}{5 \text{ h} * \frac{3600s}{1 \text{ h}}} = 2.28 \frac{l}{s}$$

El caudal medio total = **6.25 l/s**.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS Y SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

6.1. Introducción

Una planta de tratamiento para aguas residuales industriales, es una secuencia de operaciones o procesos, convenientemente seleccionados y organizados con el fin de remover los diferentes tipos de contaminantes (físicos, químicos y biológicos), presentes en las aguas a tratar, hasta llevarlos a los límites aceptables estipulados por las autoridades ambientales en la normatividad existente.

En una planta de tratamiento se puede encontrar diversos tipos de operaciones o procesos, los cuales deben ser seleccionados de una manera adecuada y funcional para proporcionar un tratamiento al afluente, otro factor influyente es la capacidad económica debido que algunos sistemas son costosos y pueden estar fuera del alcance de ciertos sectores.

Para tratar adecuadamente estas aguas residuales, la opción más recomendable y ventajosa es un diseño que incluya un pretratamiento del agua, que elimine los sólidos gruesos y finos, elimine también los aceites y grasas y amortigüe las fluctuaciones de caudal y/o carga; y a continuación, un tratamiento biológico, el cual será el responsable de eliminar la materia orgánica y el nitrógeno. A continuación, se describen con mayor detalle estas etapas:

- Pretratamiento: el primer proceso necesario consiste en un desbaste de gruesos y finos, mediante tamices de 10 mm y 4 mm de tamaño de paso respectivamente. A continuación, también es conveniente separar los aceites y grasas del agua antes del tratamiento biológico, puesto que éstos tienen una demanda de oxígeno elevada. Una forma efectiva de separarlos es mediante flotación. Finalmente, debido a las fluctuaciones de caudal y carga contaminante a lo largo del ciclo productivo, es conveniente incluir una etapa de homogenización y laminación del caudal, que amortigüe los picos que se producen a lo largo del tiempo.
- Tratamiento biológico: éste puede estar basado en tecnologías muy diferentes, de las cuales la más favorables son:

- Lodos activos de baja carga: mediante un proceso de biomasa en suspensión de baja carga, en la que la parrilla de difusores del sistema de aireación no ocupe la totalidad del biorreactor, es posible tanto eliminar la materia orgánica disuelta como conseguir la desnitrificación. En función de la disposición de los difusores de aire, se establecen zonas aerobias y zonas anoxias en el reactor, y su alternancia permite la eliminación del nitrógeno.
- SBR: mediante un proceso discontinuo secuencial se pueden eliminar tanto la materia orgánica como los nutrientes. En el caso de un reactor SBR todos los procesos se dan lugar en el mismo reactor, pero de forma secuencial en el tiempo. Para trabajar de forma discontinua, es indispensable disponer de un depósito que acumule previamente el agua residual que va llegando al sistema de tratamiento.
- Proceso anaerobio: mediante un tratamiento anaerobio de las aguas residuales se puede eliminar tanto la materia orgánica como el nitrógeno, sin consumo de oxígeno. Como producto de la secuencia de transformaciones que se producen en el interior del proceso, parte del carbono del agua residual acaba en forma de biogás, una mezcla revalorizable de dióxido de carbono y metano.

Las tres alternativas de tratamiento biológico son eficientes, robustas y cada una con sus ventajas y restricciones. No obstante, se debe destacar que la opción del tratamiento biológico anaerobio es la que conlleva unos costes de operación inferiores por el menor consumo energético a la vez de la generación de biogás.

Así pues, los mataderos/salas de despiece generan grandes cantidades de efluentes con una elevada carga orgánica, tanto disuelta como en suspensión, además de nitrógeno, fósforo, aceites y grasas y patógenos. El sistema de tratamiento más recomendable se basa en el diseño de un sistema completo formado por un pretratamiento del agua, en el que se eliminen sólidos gruesos y finos, además de aceites y grasas, y un tratamiento biológico que elimine la carga orgánica y los nutrientes del agua. Si el tratamiento biológico es anaerobio, el biogás generado puede ser aprovechado para la producción de energía eléctrica, la cual reducirá el consumo global de la instalación.

En la siguiente figura se puede establecer la mejor opción para tratar las aguas residuales industriales en Tarija, seleccionando un tratamiento adecuado que cumpla con los

parámetros exigidos para el vertimiento en el alcantarillado sanitario y posteriormente sea evacuado a la planta de tratamiento municipal de la ciudad.

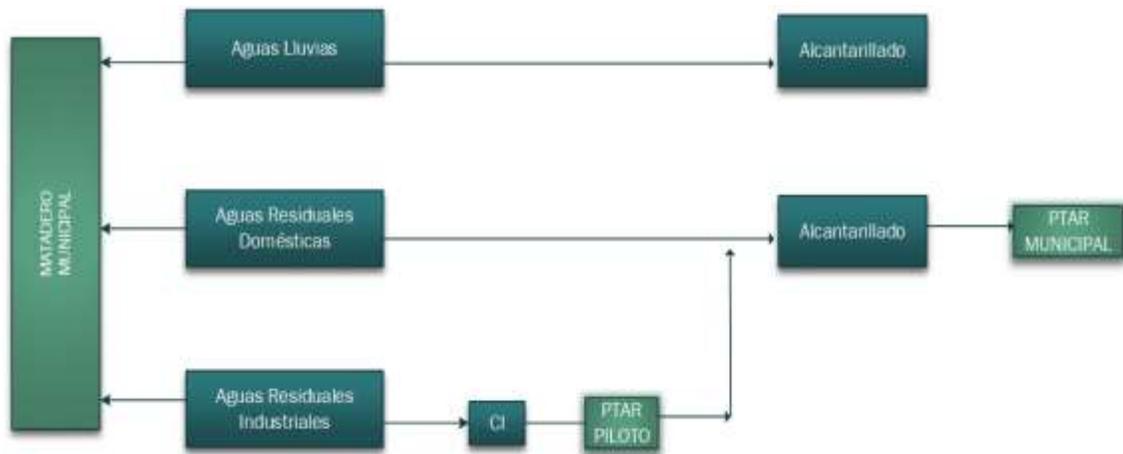


Figura 7. Situación óptima para el tratamiento de efluentes industriales.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2. Proceso de tratamiento

El tratamiento seleccionado para el diseño de la planta piloto se compone de un pretratamiento y un tratamiento biológico (Reactor UASB), como se indica en la figura 9.

DIAGRAMA DE PROCESO DE FLUJO PROPUESTA PLANTA DE TRATAMIENTO PILOTO MATADERO MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE TARIJA

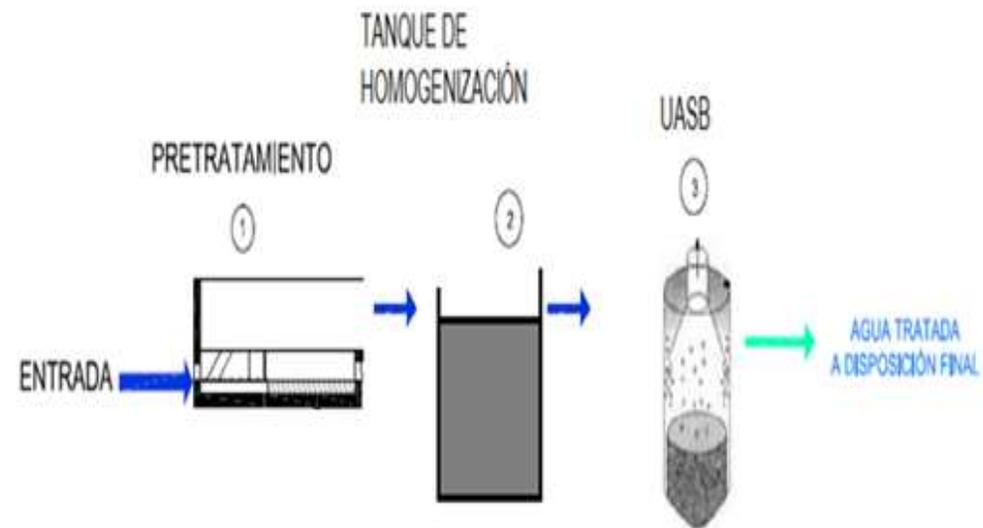


Figura 8. Diagrama de proceso de flujo planta de tratamiento piloto.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.1. Pretratamiento

Las operaciones físicas o también llamado tratamiento preliminar se emplean para la separación de sólidos de gran tamaño, sólidos que estén en suspensión o flotando, grasas y compuestos orgánicos volátiles. Las operaciones y procesos unitarios a detalle serán: rejillas, desarenadores y sedimentación primaria.

En el caso de aguas residuales domésticas, el equipo que se utiliza principalmente está conformado por rejillas y un triturador para el material separado. En el caso de aguas residuales industriales, se emplean, además, diferentes filtros y tamices. Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Rejillas
- Desarenadores

6.2.1.1 Rejillas

El primer paso en todo tratamiento de agua residual consiste en separar lo que son los llamados sólidos gruesos. Para este fin el procedimiento más usado o habitual se basa en hacer que el agua residual bruta pase a través de rejillas de barras. Las rejillas son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas las cuales se ubican transversalmente al flujo, y se colocan antes del desarenador, sin alterar el flujo normal, las barras tienen por lo general una separación entre ellas de 15 mm o de un poco más. Estas rejillas de barras se pueden limpiar de un modo manual o mecánico.

6.2.1.2 Tipos de rejillas

Con relación al sistema de limpieza, las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

- Rejillas manuales

Las rejillas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande. En estos casos no se espera remover grandes volúmenes de detritos, debido a que se destinan a la retención de objetos cuyas dimensiones son relativamente grandes (trapos, botellas, roedores muertos, etc.). También existe el riesgo de estancamientos, o por descuidos, o por la llegada brusca de materias

vegetales, pudiéndose dar también un desbordamiento. Con el objeto de evitar esto es necesario calcular ampliamente la superficie y la inclinación de la rejilla.

Las rejillas manuales típicas tienen un claro entre barras de 25 - 50 mm de abertura, estas barras tienen una inclinación entre 30 a 60° de la vertical para facilitar la limpieza.



Imagen 17. Rejilla fija con limpieza manual.

Fuente: Wayar, Walter (2013)

- **Rejillas mecánicas**

La principal ventaja de este tipo de rejilla, es que elimina los problemas de atascos y reducen el tiempo necesario para su mantenimiento. Las rejillas mecánicas requieren una labor de mantenimiento muy cuidadosa, motivo por el cual sólo deben ser empleadas cuando son estrictamente necesarios, principalmente en pequeñas instalaciones es más recomendable el empleo de rejillas manuales. De los distintos tipos de mecanismos, el más utilizado consiste en un peine móvil, que periódicamente barre la rejilla, extrayendo sólidos retenidos para su evacuación.

Este tipo de unidades tienen una abertura típica entre 6 a 38 mm, con ángulos entre 0 a 30° de la vertical.



Imagen 18. Rejilla mecánica.

Fuente: Wayar, Walter (2013)

6.2.1.3 Consideraciones para el diseño de las rejillas

El dimensionamiento de esta unidad se realiza para las condiciones más desfavorables, es decir para el caudal máximo horario y también se deberá verificar a caudal mínimo y medio. Las dimensiones principales de una rejilla son establecidas para que se tenga una sección de flujo con velocidad adecuada.

- **Velocidad de flujo a través de las rejillas**

Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir a un aumento indeseable de material retenido y también a la sedimentación de la arena en el canal de acceso, por el contrario, velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido. Para evitar la acumulación y sedimentación de arena y otros materiales pesados en el fondo del canal, se recomienda emplear en el diseño las siguientes velocidades de flujo:

Velocidades de flujo (v)

Tabla 27. Velocidades de flujo.

Velocidades de flujo	
Mínimo	0,30 m/s
Medio	0,40 m/s
Máximo	0,60 m/s

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento técnico de diseño de unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas Residuales, norma Boliviana DINASBA, 1996

- **Inclinación de las barras**

En las instalaciones de limpieza manual las rejillas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 60 grados con la horizontal. Con rejas mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales, generalmente las rejillas mecanizadas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuentemente 75°).

- **Espaciamiento de las barras**

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejillas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas, no son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm.

Espesores y espaciamentos de rejillas

Tabla 28. Espesores y espaciamentos de rejillas.

Tipo de Rejillas	Barras	
	Espesor (Pulgadas)	Espaciamiento (Centímetros)
Rejillas gruesas	1/2 - 3/8	4 - 10
Rejillas medias	5/16 - 3/8	2 - 4
Rejillas finas	1/4 - 5/16	1 - 2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento técnico de diseño de unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas Residuales, norma Boliviana DINASBA, 1996

- **Dimensiones de las barras**

En general las barras tienen sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm de profundidad, las dimensiones dependen mucho del largo de las barras y del mecanismo de limpieza, en general las barras de rejas gruesas van hasta 15 x 75 mm (las más grandes); las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 5 x 40 mm. Entre estos dos ejemplos hay una variedad muy grande de dimensiones que deben ser seleccionadas en función a la resistencia a la operación de limpieza y a la disponibilidad en el mercado.

Azevedo Netto clasifica de acuerdo al tamaño de las rejas como se muestra en la siguiente tabla:

Clasificación y tamaño de barras

Tabla 29. Clasificación y tamaño de barras.

Tipo	Ancho por profundidad (mm x mm)
Rejillas gruesas	10x50 - 10x60 - 13x40 - 13x50
Rejillas comunes	8x50 - 10x40 - 10x50
Rejillas pequeñas	6x40 - 8x40 - 10x40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981.

6.2.1.4 Diseño del canal de rejillas de limpieza manual

- **Área transversal del canal**

El área transversal total del canal (A_t) donde se ubicará la rejilla de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades de la (Tabla 1), posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente:

$$A_t = \frac{Q_{max}}{V}$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo horario (m³/s)

V = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

A_t = Área transversal total del canal (m²)

El ancho del canal de rejilla de barras acostumbra ser igual o más grande que el diámetro o al ancho del emisario y debe igualar el ancho de las propias rejas, evitándose espacios muertos. Por consiguiente, el tirante de agua del canal de la reja de barras será:

$$h_a = \frac{A_t}{b}$$

Donde:

b = Ancho del canal (m)

h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

Según el “Reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas residuales, norma boliviana DINASBA”, recomienda utilizar un borde libre (h_o) de 0.20 a 0.25 metros.

Por lo que la altura total h (m) del canal de rejilla de barras será:

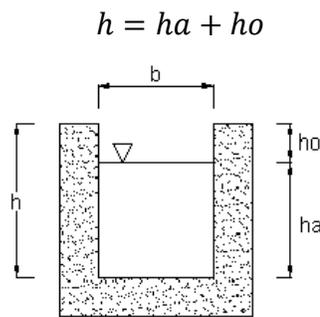


Figura 9. Sección transversal del canal de rejillas.

Fuente: Wayar, Walter (2013).

- **Pendiente del canal**

La pendiente del canal debe de ser descendente en la dirección de circulación a través de la rejilla, sin baches o imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos.

La pendiente del canal será determinada utilizando la ecuación de Manning:

$$S = \left(\frac{V \times n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Donde:

S = Pendiente del canal

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (para revestimiento de cemento $n= 0.013$)

V = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

Rh = Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico está dado por la ecuación:

$$Rh = \frac{A_t}{P}$$

A_t = Área transversal total del canal (m²)

P = Perímetro mojado (m)

- **Longitud de las barras**

La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal, y del tirante de agua máximo del canal de reja de barras.

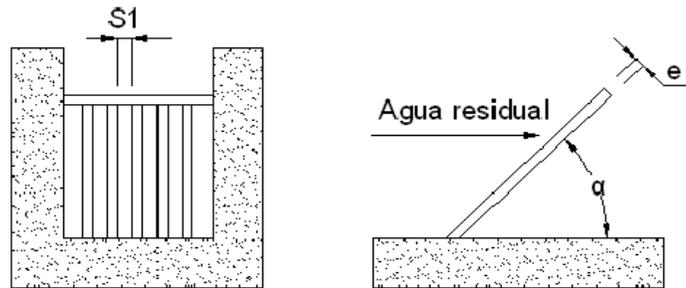


Figura 10. Esquema de rejillas de limpieza manual.

Fuente: Wayar, Walter (2016).

$$L_b = \frac{h_a}{\text{sen}(\alpha)}$$

Donde:

L_b = Longitud de las barras (m.)

h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

α = Grado de inclinación de las barras con la horizontal (Grados)

- **Cálculo del número de barras**

Siendo N_b el número de barras en la reja del canal y (N_b-1) el número de espacios, se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar el número de barras:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1}$$

Donde:

b = Ancho del canal (cm.)

e = Espesor de barras (cm.)

S_1 = Separación entre barras (cm.)

- **Longitud del depósito o canal**

El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras, se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$L = 3,50 \times b$$

Donde:

L= Longitud del depósito o canal (m)

b= Ancho útil del canal (m)

- **Pérdida de carga**

Las pérdidas de carga que se producen al circular el agua a través de las rejillas dependen de la velocidad de aproximación del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejillas) y de la velocidad de circulación a través del elemento, la pérdida de carga puede estimarse empleando la expresión conocida como la de Metcalf & Eddy caracterizada por su simplicidad.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right)$$

Donde:

hf = Pérdida de carga (m).

0.7= Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y de las pérdidas por formación de remolinos.

V= Velocidad de aproximación a la rejilla (m/s).

Vc= Velocidad de circulación entre las barras de la rejilla (m/s).

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Tabla 30. Información típica para el diseño.

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Tamaño de la barra		
Ancho (mm)	5.08 – 15.24	5.08 – 15.24
Profundidad (mm)	25.4 – 38.1	25.4 – 38.1
Espacio entre barras (mm)	25.4 – 50.8	15.24 – 76.2
Inclinación sobre la vertical (°)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.3048 – 0.6096	0.6096 – 0.9906
Perdida de carga permisible (mm)	152.4	152.4

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc (1995).

Para estimar la velocidad de circulación a través de la reja de barras se empleará la ecuación de continuidad:

$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_t}$$

$$A_t = h_a \times (b - (N_b \times e))$$

Donde:

Q_{max}= Caudal máximo horario de diseño (m³/s).

A_t= Área transversal de flujo de la reja de barras (m²).

V_c= Velocidad de circulación a través de la reja (m/s).

e= Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m).

6.2.2 Homogenización

La homogeneización y regulación de caudales, es una medida que se emplea para superar los problemas que provocan en las instalaciones las excesivas variaciones de caudal y concentraciones de DBO₅, y así mejorar la efectividad de los procesos de tratamiento situados aguas abajo.

En este caso en particular, el tanque de regulación almacenará agua cuando el matadero esté funcionando, de manera que la depuradora pueda funcionar todos los días a todas horas sin necesidad de variar el caudal, trabajando a caudal medio constantemente.

6.2.3 Reactor anaerobio UASB

6.2.3.1 Diseño del reactor UASB

El diseño del reactor biológico para el tratamiento de aguas residuales puede abarcar tres formas:

- Métodos tradicionales o métodos de la ingeniería sanitaria, basándose en correlaciones obtenidas a partir de experiencias acumuladas durante años, que permiten conocer las cargas que son aplicadas al sistema para obtener el grado de purificación deseado.
- Métodos conceptuales, a partir de los principios de la ingeniería de las reacciones bioquímicas, intentando realizar una simulación del proceso implicado, con un grado de aproximación tal, que pueda predecirse el rendimiento final.
- Experimentación directa, según Polanco, el método tradicional de encarar el diseño ha dado lugar a muy buenos resultados durante muchos años, aunque en muchos casos las relaciones utilizadas no consideran particularidades importantes del proceso.

Para la presente tesis se recurrió a realizar el diseño tomando en cuenta el método tradicional, debido a que se tiene una buena información de una experimentación directa del UASB a escala laboratorio en el matadero municipal, como es el caso de la tesis de Hudoy Céspedes

6.2.3.2 Criterios y parámetros del reactor UASB

Uno de los aspectos más importantes del proceso anaerobio a través de reactores de manta de lodo es su habilidad en desenvolver y mantener un lodo de elevada actividad y de excelentes características de sedimentación. Para que eso ocurra diversas medidas deben ser observadas en relación al proyecto y la operación del sistema.

Seguidamente se presenta los principales criterios de proyecto para reactores tratando desechos orgánicos de característica doméstica o industrial. Para determinados tipos de efluentes, criterios específicos deberán ser adoptados, en función de la concentración de aguas residuales del afluente, de la presencia de sustancias tóxicas, de la cantidad de sólidos inertes y biodegradables, etc.

- **Carga orgánica volumétrica**

Se define carga orgánica volumétrica como la cantidad (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo:

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual doméstica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

- **Carga hidráulica volumétrica y tiempo de retención hidráulica**

La carga hidráulica volumétrica equivale al inverso del tiempo de retención hidráulica en el reactor. Puede ser como cantidad (volumen) de aguas residuales aplicadas diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo.

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

$$CHV = \frac{Q}{V}$$

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a $5 \frac{m^3}{m^3 \cdot día}$,

- **Carga Biológica (Carga de lodo)**

La carga biológica o carga de lodo se refiere a la cantidad de (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de biomasa presente en el mismo.

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/día)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m³)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m³)

CB = Carga biológica (kg DQO/kg SVT* día)

Experiencias indican un CB = 0,3 kg DQO/kg SVT* día

- **Velocidad superficial del flujo**

La velocidad superficial o ascensional del flujo es calculada a partir de la relación entre el caudal afluente y la sección transversal del reactor.

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

$$V = \frac{H}{TRH}$$

Donde:

V= velocidad superficial de flujo o ascensional (m/h)

Q= Caudal (m³/h)

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

- **Sistema de distribución del afluente**

Para conseguir una buena eficiencia de los reactores de manta de lodo es esencial que el sustrato afluente sea distribuido uniformemente en la parte inferior de los reactores, de forma de garantizar un contacto íntimo entre la biomasa y el sustrato. Para que eso ocurra y para que sea sacado el mayor provecho de la biomasa presente en los reactores, es esencial, que sean evitados los caminos preferenciales (corto circuitos) a través del lecho de lodo.

- **Compartimiento de distribución**

En los reactores UASB, la garantía de la distribución equitativa del afluente es muy importante, a fin de garantizar un mejor régimen de mezcla y una disminución de la ocurrencia de zonas muertas del lecho de lodo, también en algunos proyectos son previstos de canales de distribución no compartimentados, de forma de individualizar los tubos distribuidores.

- **Tubos de distribución**

El camino de las aguas residuales desde los compartimientos de distribución hasta el fondo del reactor es hecho a través de tubos de distribución.

Los principales requisitos para estos tubos son:

- a) El diámetro debe ser grande y suficiente para proporcionar una velocidad descendente de las aguas residuales inferior a 0,2 m/s, de forma que las burbujas eventualmente arrastradas para adentro del tubo pueden hacer el curso ascensional. Este requisito de velocidad es usualmente atendido cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm.
- b) El diámetro debe ser grande pero bastante para evitar que los sólidos presentes en las aguas residuales del afluente provoquen la obstrucción frecuente de los tubos. La experiencia indica que los tubos de distribución con diámetros de 75 y 100 mm atienden satisfactoriamente estos requisitos.

c)

- Numero de distribuidores

Conforme mencionado anteriormente, la correcta distribución de aguas residuales, de modo a garantizar un contacto efectivo con la biomasa presente en el reactor, constituyéndose en uno de los aspectos más importantes para el correcto funcionamiento del reactor.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

Donde:

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

A_d= Área de influencia de cada distribuidor (m²)

N_d= Numero de distribuidores

Separador de gases, sólidos y líquidos (GLS)

El separador de gases, sólidos y líquidos (separador trifásico) es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es la obtención de lodo anaerobio dentro del reactor, posibilitando que el sistema sea operado con elevados tiempos de retención de sólidos (Edad de lodo elevada).

- Separación de los gases

El proyecto del dispositivo de separación de gas, sólidos y líquidos depende de cierta forma, de las características de agua residuales, del tipo de lodo presente en el reactor, de la carga orgánica aplicada, de la producción esperada de biogás y de las dimensiones del reactor.

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

T_{gas} = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

Producción de biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

Y_{Lodo} = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$Y_{Lodo} = 0,11$ a $0,23 \text{ Kg DQO}_{lodo} / \text{Kg DQO}_{aplicada} = 0,2$

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m^3)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m^3)

Q = Caudal de diseño ($\text{m}^3/\text{día}$)

DQO_{CH_4} = Carga convertida en metano (DQO_{CH_4}/dia)

- Separación de los solidos

Después de la separación de los gases, el líquido y las partículas sólidas que dejan la manta de lodo tienen acceso al compartimiento de decantación. En este compartimento, ocurren condiciones ideales de sedimentación de las partículas sólidas, debido a las bajas velocidades ascensionales y a la ausencia de burbujas de gas. El retorno de lodo en el compartimiento de decantación, de vuelta al compartimiento de digestión, no requiere cualquier medida, desde que sean atendidas las siguientes directrices básicas:

- a) Instalación de deflectores, localizados inmediatamente debajo de las aberturas para el decantador, de forma a permitir la separación de biogás y propiciar que apenas el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Este deflector debe tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm de relación a la abertura para el decantador.
- b) Ejecución de las paredes de compartimiento de decantación con inclinaciones siempre superiores de 45° . Idealmente inclinaciones adoptadas iguales o superiores de 50° .
- c) Adopción de profundidades del compartimiento de decantación en la fase de 1,5 a 2 m

6.2.3.3 Eficiencias del reactor UASB

6.2.3.3.1 Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

6.2.3.3.2 Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

Y se lo debe corregir ya que la fórmula es para una temperatura de 30°

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (° C)

E₃₀= eficiencia de proceso para temperatura a 30 ° C

T= Temperatura de operación (° C) = Temperatura critica

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

6.2.3.3.3 Eficiencia de sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

CAPÍTULO VII

DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA PILOTO

7.1 Caudal máximo horario para el diseño del pretratamiento

Debido a que actualmente existe un sedimentador en el Matadero Municipal pero no hay un pretratamiento, se plantea un canal de rejas a escala real en la entrada del sedimentador, de manera que se pueda proteger el ingreso de algunos sólidos que podrían ser perjudiciales para los tratamientos posteriores de la planta piloto.

Para determinar el caudal máximo horario, llamado también caudal punta horario, se utilizará un factor de punta de 1.2, como indica Metcalf & Eddy en su Capítulo 5.

$$\text{Caudal máximo horario} = \text{Caudal medio} * 1.2$$

$$\text{Caudal máximo horario} = 6.25 \frac{l}{s} * 1.2 = 7.5 \text{ l/s}$$

Finalmente se tendrá los siguientes valores finales para el diseño.

$$Q_{\text{medio}} = 6.25 \frac{l}{s}$$

$$Q_{\text{max horario}} = 7.5 \frac{l}{s}$$

7.2 Criterio de decisión de los caudales para el diseño de la planta piloto

Para adoptar los caudales de diseño de la Planta Piloto se adoptó tomando en cuenta aproximadamente el 4% del caudal estimado por el número de animales, llegándose a observar que es un caudal que se adecua con el área que se cuenta para la construcción de la planta piloto.

Caudal de diseño: 0.21 l/s = 18.14 m³/día.

Figura 11. Área de implementación de la planta piloto.



Fuente: Elaboración Propia.

El área disponible para la implementación de la planta piloto es de 86.793 m².

El esquema y demás detalles de la planta piloto se encuentra en el Anexo 12.

Las fotografías del lugar elegido para la construcción se encuentran en el Anexo 9.

Cabe recalcar que, para el diseño del canal de rejillas, se diseñó con el caudal proyectado mediante el número de animales y para el tanque de regulación, reactor UASB con un caudal que me satisfaga el terreno disponible para la construcción.

7.3 Dimensionamiento del canal de rejillas a escala real

Cota Inicial =	1891.7	[m.s.n.m.]	Prog.inicial =0+	0.00
Cota final =	1891.7	[m.s.n.m.]	Prog.Final =0+	1.50

Caudal máx. horario = 7.5 l/s = 0.0075 m³/s

V = 0.3 m/s Asumimos la velocidad tomando en cuenta la Tabla 22.

Área transversal del canal de rejillas

$$Al = \frac{Q}{V}$$

Donde:

Q = Caudal máximo.

V = Velocidad.

$$Al = \frac{0.00686 \frac{m^3}{s}}{0.3 \frac{m}{s}} = 0.025 m^2$$

Tirante del canal

Tomando en cuenta que el área transversal del canal es igual a:

$$Al = b * Y$$

Despejamos el tirante.

$$Y = \frac{Al}{b}$$

$$Y = \frac{0.025 m^2}{0.15 m} = 0.17 m$$

Pendiente del canal

Para un canal de hormigón simple, tenemos una rugosidad de 0.013, obtenida de la tabla 2.2 del libro hidráulica de canales de Máximo Villón.

$$S = \left(\frac{v * n}{R h^2} \right)^2$$

Tomando en cuenta que el radio hidráulico es igual a:

$$Rh = \frac{A}{P} \Rightarrow Rh = \frac{b * Y}{b + 2y}$$

Asumimos un ancho de canal de 0.15 m.

$$S = \left(\frac{0.3 \frac{m}{s} * 0.013}{\frac{0.15 m * 0.17 m}{0.15 m + 2 * 0.15 m}^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = 0.00070 \text{ m/m}$$

$$V = 0.3 \text{ m/s} \quad \text{Velocidad de entrada asumida}$$

$$n = 0.013 \quad \text{Hormigón simple}$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

Numero de barras y espacios.

Siguiendo los criterios de diseño de Metcalf y Eddy (tabla 20) del capítulo 6, adoptamos una reja de ¼ pulgadas de espesor y un espaciamiento de 2 cm.

$$n = \frac{b_c - s}{s + e_b}$$

Donde:

n = Numero de barras.

bc = Ancho del canal de entrada.

s = espaciamiento entre barra y barra.

eb= espesor de barra. (1/4" = 0.64 cm)

n-1 = Numero de espacios.

$$n = \frac{15 \text{ cm} - 2 \text{ cm}}{2 \text{ cm} + 0.64 \text{ cm}}$$

$$n = 4.92 = 5 \text{ Barras}$$

Número de espacios

$$N_{\text{espacios}} = n - 1$$

$$N_{\text{espacios}} = 5 - 1 = 4 \text{ espacios}$$

Longitud de barras

Con una inclinación de $= 45^\circ$

$$L_b = \frac{y_a + BL}{\text{sen } 45^\circ}$$

$$L_b = \frac{0.17 \text{ m} + 0.13 \text{ m}}{\text{sen } 45} = 0.42 \text{ m}$$

Velocidad de acercamiento, aguas arriba.

$$V_a = \frac{Q}{(bc - eb) * y_a}$$

$$V_a = \frac{0.0075 \text{ m}^3/\text{s}}{(0.15 \text{ m} - 0.0064 \text{ m}) * 0.17 \text{ m}} = 0.31 \text{ m/s}$$

Área a través de la reja.

$$A_r = y_a * (bc - (N_b * eb))$$

$$A_r = 0.17 \text{ m} * (0.15 \text{ m} - (5 * 0.00635)) = 0.020 \text{ m}^2$$

Velocidad a través de la reja.

$$V_r = \frac{Q}{A_r}$$

$$V_r = \frac{0.0075 \text{ m}^3/\text{s}}{0.020 \text{ m}^2} = 0.38 \text{ m/s}$$

Perdida Hidráulica.

$$h_l = \frac{1}{0.7} * \frac{V_r^2 - V_a^2}{2g}$$

$$h_l = \frac{1}{0.7} * \frac{0.38^2 - 0.31^2}{2 * 9.81} = 0.0035 \text{ m}$$

Perdida de carga.

La pérdida de carga se la encuentra con la ecuación de Kirchner.

$$h_f = \beta * \left(\frac{e_b}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V_a^2}{2g} * \text{sen } \varphi$$

h_f = Perdida de carga (m)

$\beta=1,67$ para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo

e_b = Espesor de la barra (m)

s = Separación entre barras (m)

V_a = Velocidad de aproximación (m/s)

φ = Angulo de la rejilla

$$h_f = 1.67 * \left(\frac{0.64 \text{ cm}}{2 \text{ cm}}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.31^2}{2 * 9.81} * \text{sen } 45 = 0.0013 \text{ m}$$

7.4 Dimensionamiento tanque de almacenamiento

Cota Inicial=	1889.5	[m.s.n.m.]	Prog.inicial= 0+	2.7
Cota final =	1889.5	[m.s.n.m.]	Prog.Final= 0+	5.7

Para el diseño del tanque de almacenamiento que a su vez servirá como un tanque de homogenización del caudal, el cual tendrá un agitador con el objetivo de evitar la sedimentación de los sólidos presentes en el agua residual. El volumen del tanque estará en función al volumen que necesitará el reactor UASB en un día.

El volumen para cada reactor es de 4.5 m^3 para un TRH de 12 h, entonces en un día se necesitará 9 m^3 . Por lo tanto, el volumen necesario de almacenamiento en un día para los dos reactores UASB será de 18 m^3 .

Tomando en cuenta que el tiempo de operación del Matadero Municipal de la ciudad de Tarija es de 4 horas (de 08:00 am a 11:00 am), se determinara el caudal que se necesita para un volumen de 18 m^3 durante las 4 horas de operación.

Sabiendo que el caudal es igual a:

$$Q = \frac{V}{T}$$

Donde:

Q = Caudal de ingreso (m^3/s).

V = Volumen (m^3).

T = Tiempo (s).

$$Q = \frac{18 \text{ m}^3}{4 \text{ h} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}}} = 0.00125 \text{ m}^3 = 1.25 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Por lo tanto, el caudal de ingreso al tanque de almacenamiento es igual a 1.25 l/s .

$$Vol_{\text{homogenización}} = Q_{\text{medio}} * TRH$$

$$Vol_{\text{homogenización}} = 1.25 \frac{\text{l}}{\text{s}} * 4 \text{ h} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}}$$

$$Vol_{homogenización} = 18 m^3$$

Asumimos un ancho de 2.5 m y largo de 2.5 m.

$$Vol_{homogenización} = a * L * h$$

Donde:

a = Ancho (m).

L = Longitud (m).

h = Altura (m).

Despejamos la altura y tenemos:

$$h = \frac{Vol_{homogenización}}{a * L}$$

$$h = \frac{18 m^3}{2.5 m * 2.5 m} = 2.88 m \approx 3 m$$

A esta altura le aumentamos un bordo libre de 0.20 m.

Por lo que tendríamos una altura de 3.2 m.

7.2.1 Agitador

Se utilizará un agitador sumergible de acero inoxidable Hansa DRX 200-42/110.

Diámetro del agitador

$Da = 0.20 m$ (*Agitador Hansa DRX 200-42/110.*)

Altura de ubicación del agitador sobre la base: C

$$C = \frac{1}{3} * \text{Altura del tanque}$$

$$C = \frac{1}{3} * 2.5 m = 1 m.$$

Potencia del agitador

Potencia : 1.1 Kw.

7.4 Sistema de bombeo

Cota Inicial=	1889.13	[m.s.n.m.]	Prog.inicial= 0+	5.7
Cota final =	1895.05	[m.s.n.m.]	Prog.Final= 0+	13.95

$$Q_d = 0.21 \text{ l/s} = 0.756 \text{ m}^3/\text{h} = 0.000756 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Longitud} = 6.65 \text{ m}.$$

$$\text{Temperatura} = 17.9 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Tubería de impulsión

Se propone una línea de impulsión con un solo tipo de material, que en este caso será fierro galvanizado (FG).

$$\varepsilon = 0.15 \text{ mm} = 0.00015 \text{ m}$$

$$\text{Viscosidad cinemática} = 1.056 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Se puede obtener una aproximación del diámetro de la tubería de impulsión con la siguiente ecuación (Federal Highway Administration, 2001).

$$D = 1.128 * \sqrt{\frac{Q}{v}}$$

Donde:

D = Diámetro (m).

Q = Caudal (m^3/s).

v = Velocidad (m/s).

$$D = 1.128 * \sqrt{\frac{0.000756 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}}} = 0.021 \text{ m}$$

Adoptamos un diámetro de 1 ¼”.

Determinación de la rugosidad relativa

$$\varepsilon C = \frac{0.00015 \text{ m}}{0.0399 \text{ m}} = 0.0038$$

Cálculo Velocidad

De la ecuación de la continuidad, tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 * 0.000756 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi * (0.0399 \text{ m})^2} = 0.60 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Cálculo Número de Reynolds

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s).

D = Diámetro (m).

ν = Viscosidad cinemática (m^2/s).

$$Re = \frac{0.60 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.0399 \text{ m}}{1.056 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 22670.45$$

Flujo turbulento.

Determinación del factor fricción

Las pérdidas por fricción se determinarán por la ecuación de Darcy.

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

Donde:

f = Factor fricción (adm).

L = longitud (m).

D= Diámetro (m).

V = Velocidad (m/s).

Utilizando Coolebrok, tenemos:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\epsilon}{3.7} + \frac{5.1286}{Re^{0.89}} \right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{0.0034}{3.7} + \frac{5.1286}{22670.45^{0.89}} \right)$$

$$f = 0.0319$$

Perdida de carga por fricción

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$hf = 0.0319 * \frac{6.65 \text{ m}}{0.0399 \text{ m}} * \frac{(0.60 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}$$

$$hf = 0.098 \text{ m}$$

Perdida de carga por accesorios

Tomando en cuenta que se tendrá los siguientes accesorios:

Tabla 31. Accesorios sistema de bombeo.

Accesorio	Ku	Cantidad	Kt
Entrada	1.00	1	1.00
Salida	1.00	1	1.00
Curva 90°	0.65	7	4.55
Curva 45°	0.25	0	0.00
Curva 30°	0.20	0	0.00
Te Normal	0.35	1	0.35
Te de Lado	0.85	0	0.00
Reducción	0.15	0	0.00
Ampliación	0.65	1	0.65
V.E.	0.18	0	0.00
V.M.	0.35	1	0.35
V.R.	1.25	0	0.00
TOTAL SUMA DE Kt			7.90

Fuente: Elaboración Propia.

$$hm = Kt * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$hm = 7.90 * \frac{(0.60 * \frac{m}{s})^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.14 m$$

La altura manométrica para una bomba sumergible se la determina por la siguiente fórmula:

$$Hm = Hgeom + hf + \Sigma hm + \frac{v^2}{2 * g} \dots (1)$$

$$Hm = (1894.55 - 1890.5) + 0.098 m + 0.14 m + \frac{(0.60 \frac{m}{s})^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 4.31 m$$

Cálculo de la potencia de la bomba

$$Pb = \frac{Qb * \gamma * Hm}{76 * \eta}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo (m³/s).

Hm = Altura manométrica (m).

η = Eficiencia.

γ = Peso específico (Kg/m³).

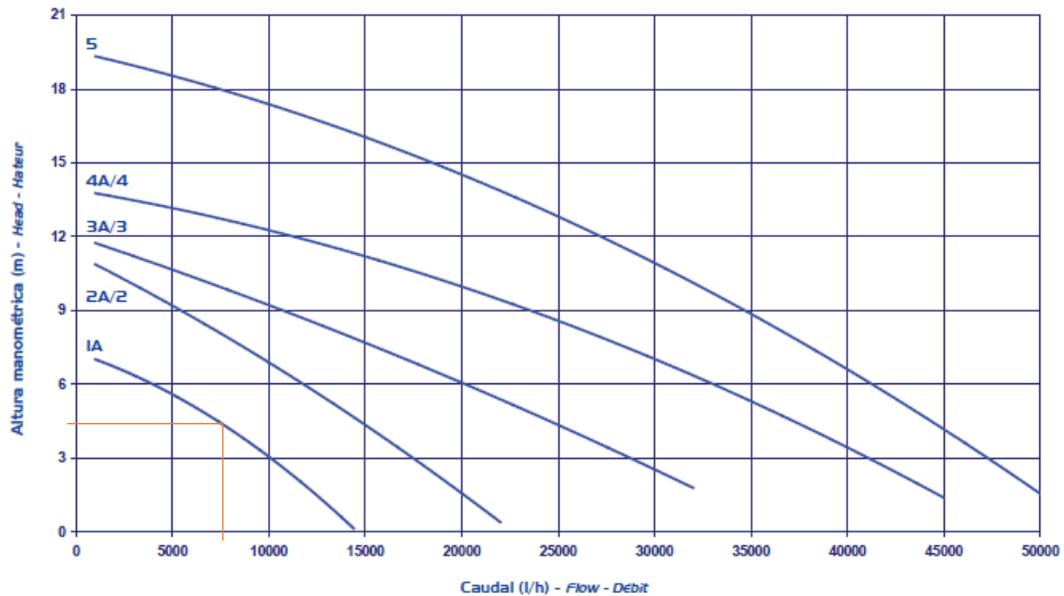
Pb = Potencia requerida de la bomba (Hp).

$$Pb = \frac{0.000756 \frac{m^3}{s} * 1000 \frac{Kg}{m^3} * 4.31 m}{76 * 0.85} = 0.05 HP$$

Si bien es claro que la potencia para el caudal adoptado de la planta piloto, es muy pequeño y no se tienen bombas sumergibles con esa potencia. Lo que se hará será utilizar una Bomba con una menor potencia y se instalará una válvula de regulación, un By pass de manera que el caudal excedente vuelva al tanque homogeneizador.

Entonces, teniendo la altura manométrica se ingresará a la siguiente gráfica para obtener un caudal aproximado.

Gráfica 10. Altura manométrica en función del caudal.



Fuente: Bombas Hansa.

Caudal = 8000 l/h = 2.22 l/s

$$P_b = 0.8 \text{ HP}$$

Por lo tanto, se utilizará una bomba INOX-PALM 1A de la marca Hansa.

Los detalles de los niveles del pozo se encuentran en el Anexo 12.

7.5 Reactor UASB

Para el diseño del reactor UASB se adoptó los resultados de la caracterización realizada y los caudales de diseño son los adoptados de acuerdo al área disponibles.

Qd =	0.2100 l/s	0.00021 m ³ /s	18.14 m ³ /día	18144 l/día
------	------------	---------------------------	---------------------------	-------------

DQO (Demanda química de oxígeno) =	1740.75 mg/l	1.74075 gr/l	31.584 Kg/día	de entrada, al UASB
DBO (Demanda biológica de oxígeno) =	921.03 mg/l	0.92103 gr/l	16.711 Kg/día	de entrada, al UASB
SST (Solidos suspendidos totales) =	854 mg/l	0.854 gr/l	15.495 Kg/día	de entrada, al UASB
N (Nitrógeno total) =	59.45 mg/l	0.11668 gr/l	2.117 Kg/día	de entrada, al UASB
P (Fosforo Total) =	4.43 mg/l	0.00443 gr/l	0.08 Kg/día	de entrada, al UASB
pH	6.8			
DQO/DBO	1.890003583	≤ 2 para determinar si es agua residual		

Eficiencias establecidas:

El reactor UASB bien operado pueden producir un afluyente con bajas concentraciones DBO y DQO, como indica la siguiente Tabla.

Tabla 32. Eficiencias del UASB.

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
DQO	mg/l	60-75%
Sólidos totales	mg/l	80-90%

Fuente: De Lemos Chernicharo, C (2007).

Pero se debe aclarar que estas eficiencias dependen de varios factores como la temperatura y tipo de agua residual, Por este motivo se adoptó las eficiencias de la investigación que realizó Hudoy Céspedes en el Matadero Municipal, en su tercera etapa estacionaria.

Eliminación DBO5 = 86.50%

Eliminación SST = 80%

Eliminación DQO = 88.54%

Calidad esperada del efluente

DBO = 124 mg/L DBO 2.3 Kg DBO5/d

SST = 171 mg/L SST 1.5 Kg SST/d

DQO = 199 mg/L DQO 3.6 Kg DQO/d

Temperatura

Para efectos del diseño se adoptará el valor más crítico en la temperatura, obtenido de las estaciones del Tejar y Aeropuerto. Como se puede observar en el Anexo 11.

$T = 17.9\text{ }^{\circ}\text{C}$

Geometría del reactor

Se adoptará una altura de 2m, tomando en cuenta el área disponible para su emplazamiento.

Altura del reactor = 2 m

Borde libre sobre las tuberías = 0.20 m

Altura total del reactor:

$$H_T = h + BL$$

$$H_t = 2.2\text{ m}$$

Caudal por reactor

$$Q_u = \frac{Q}{N}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño (m³/d).

N = Número de reactores.

Qu = Caudal por unidad (m³/h).

$$Q_u = \frac{18.14 \frac{m^3}{d}}{2} = 9.07 \frac{m^3}{d}$$

Carga orgánica volumétrica (Lcv)

$$L_{cv} = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

Lcv = Carga orgánica volumétrica (Kg DQO/ m³*d)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

Observando que la Lcv está por alrededor de 4.6 KgDQO m³/d en mataderos, como se indica en la Tabla 4. Pero tomando en cuenta que estos valores dependen de factores como la temperatura y el lugar, se adoptó un Lcv de 7.78 KgDQO m³/d adoptado de la Tabla 10 de la tesis de Hudoy Céspedes.

Tabla 33. Resultados del estudio realizado por Hudoy Céspedes.

Fecha	Lcv (Kg DQO m ³ /d)	TRH (día)
11/6/1999	8.55	0.5
23/6/1999	10.47	0.5
16/7/1999	8.65	0.5
24/7/1999	7.39	0.5
3/8/1999	6.07	0.5
10/8/1999	5.54	0.5
Promedio	7.78	
Desv. Estándar	1.83	
Min.	5.54	
Máx.	10.47	

Fuente: Céspedes, H (1999).

De la fórmula de carga orgánica volumétrica, despejamos el volumen.

$$V = \frac{Q * C}{Lcv}$$

$$V = \frac{9.07 \frac{m^3}{d} * 3.6 \text{ Kg } \frac{DQO}{m^3}}{7.78 \text{ Kg } \frac{DQO}{m^3} * d} = 4.20 \text{ m}^3$$

Área de un reactor superficial

$$A = \frac{V}{H}$$

Donde:

V = Volumen útil del digestor (m³)

H = Altura del reactor (m)

$$A = \frac{4.20 \text{ m}^3}{2 \text{ m}} = 2.10 \text{ m}^2$$

Elegimos un reactor UASB de forma rectangular, específicamente de sección cuadrada.

$$\text{Lado del reactor } (L) = \sqrt{Ac}$$

$$\text{Lado del reactor } (L) = \sqrt{2.10 \text{ m}^2} = 1.45 \approx 1.50 \text{ m}$$

Por lo tanto, las dimensiones finales del reactor serán:

Ancho = 1.5 m

Largo = 1.5 m

Alto = 2 m

El volumen corregido será:

$$\text{Vol. corregido} = 1.5 \text{ m} * 1.5 \text{ m} * 2 \text{ m} = 4.5 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención hidráulica (TRH)

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

$$TRH = \frac{4.5 \text{ m}^3}{9.07 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.5 \text{ día} = 12 \text{ horas}$$

Tomando en cuenta que Lcv correspondía a un tiempo de retención hidráulica de 12 horas, se puede verificar que este es el correcto.

Carga hidráulica volumétrica (CHV)

$$CHV = \frac{Q}{V}$$

Donde:

V = Volumen útil del digestor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

$$CHV = \frac{9.07 \text{ m}^3/\text{d}}{4.5 \text{ m}^3} = 2.016 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{d}}$$

La carga volumétrica debe tener un valor menor a 5 m³/m³*día de acuerdo a estudios experimentales que se realizaron, por lo cual cumple con lo recomendado.

Velocidad de desbordamiento superficial del decantado

$$Vds = \frac{H}{TRH}$$

$$Vds = \frac{2 \text{ m}}{12 \text{ h}} = 0.17 \text{ m/h}$$

La velocidad máxima en un reactor depende del tipo de lodo presente y de las cargas aplicadas para reactores inoculados con lodos flocculentos y con una Lcv alrededor de 6 Kg DQO m³/d. Las velocidades no sobrepasarán los 0.7 m/h (Chong, M.F y Chang, Y.J ,2009).

Carga Biológica o carga de lodo (CB)

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/día)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m³)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m³)

CB = Carga biológica (kg DQO/kg SVT* día)

Experiencias indican un CB = 0,3 kg DQO/kg SVT* día (De Lemos Chernicharro, 2007)

$$M = \frac{Q * C}{CB}$$

$$M = \frac{9.07 \text{ m}^3/\text{d} * 3.6 \text{ Kg DQO}/\text{m}^3}{0,3 \text{ kg DQO}/\text{kg SVT} * \text{ día}} = 108.84 \text{ Kg SVT}/\text{m}^3$$

Área de influencia de cada distribuidor.

Tomando en cuenta que la NB 688 recomienda un difusor por cada 2 m² a 4 m², se adoptará:

$$Ad = 2 \text{ m}^2$$

Numero de distribuidores.

$$Nd = \frac{A}{Ad}$$

$$Nd = \frac{1.5 \text{ m} * 1.5 \text{ m}}{2 \text{ m}^2} = 1.125 = 2 \text{ distribuidores}$$

Caudal por distribuidor

$$Qd = \frac{Q}{Nd}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/día)

Nd = Número de distribuidores

$$Qd = \frac{9.07 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{2} = 4.54 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 5.25 * 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.052 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Con este nuevo caudal, selecciono una tubería con la cual no supere los 0.2 m/s, como lo recomienda (De Lemos Chernicharro, 2007).

$$D = 1'' = 0.0254 \text{ m}$$

$$V = \frac{5.25 * 10^{-5} \frac{m^3}{s}}{\frac{\pi}{4} * 0.0254 m^2} = 0.10 \frac{m}{s} < 0.20 \frac{m}{s}$$

Eficiencias teóricas

Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 12^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 71.50 \%$$

$$DQO_{salida} = (1 - 0,7150) * 1740.75 mg/l$$

$$DQO_{salida} = 496.06 mg/L$$

Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 12 horas^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 79.79 \%$$
 Para T= 30 o C

Se debe hacer una corrección con la temperatura

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (o C)

E30= eficiencia de proceso para temperatura a 30 o C

T= Temperatura de operación (o C) = Temperatura critica= 17 o C

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

$$E = 1 - (1 - 0,7979)^{1,03^{(17,9-30)}}$$

$$E = 0,7159$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,7979) * 921.03 mg/l$$

$$DBO_{salida} = 261.67 \frac{mg}{l}$$

Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

$$SS = \frac{250}{12 h} + 10$$

$$SS = 30,83 \frac{mg}{L}$$

SS ingreso = 854 mg/l

SS salida = 30.83 mg/l

$$Eficiencia = \frac{(854 - 30.83)mg/L}{854 mg/l}$$

$$Eficiencia = 0,96 = 96.39 \%$$

Eficiencias prácticas (Hudoy Cespedes)

Eficiencia DQO

DQO (%) = 88.54 %

DQO salida = 199.49 mg/l

Eficiencia DBO

DBO (%) = 86.50 %

DBO salida = 235.00 mg/l

Residuos (subproductos)

Estimación de la producción de biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

Y_{Lodo} = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$$Y_{Lodo} = 0,11 \text{ a } 0,23 \text{ Kg DQO}_{lodo} / \text{Kg DQO}_{aplicada} = 0,2$$

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m³)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m³)

Q = Caudal de diseño (m³/día)

DQO_{CH_4} = Carga convertida en metano (DQO_{CH_4}/dia)

$$DQO_{CH_4} = 9.07 (1.74 - 0.496) - (0,2 * 9.07 * 1.74)$$

$$DQO_{CH_4} = 8.13 \text{ Kg } DQO_{CH_4} / dia$$

Producción volumétrica del metano

$$K_{(t)} = \frac{P * K}{R * (273 + T)}$$

Donde:

K_t = Factor de corrección para temperatura

P = Presión atmosférica

K = DQO de 1 mol CH₄ = 64 g DQO/mol

R = Constante de gases = 0,08206 at.L/mol. K

T = Temperatura en el digestor

Cota salida del alcantarillado = 1893.80 m.s.n.m.

Entonces la presión atmosférica sería:

$$P(h) = 0.7997 \text{ atm}$$

$$K_{(t)} = \frac{0,80 \text{ atm} * 64 \text{ g DQO/mol}}{0,08206 \text{ atm. L/mol. K} * (273 + 17.3^\circ\text{C})}$$

$$K(t) = 2.15 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$V_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Donde:

V_{CH_4} = Producción volumétrica de metano ($m^3/día$)

$$V_{CH_4} = \frac{8.13 \frac{DQO_{CH_4}}{día}}{2,15 \text{ Kg DQO}/m^3}$$

$$V_{CH_4} = 3.78 \text{ m}^3/día$$

Producción de Sólidos

$$P_{sólido} = Y * Q * DQO_{apl}$$

$$P_{sólido} = 0,18 \frac{\text{KgSST}_{lodo}}{\text{Kg DQO}_{apl}} * 9.07 \frac{m^3}{día} * 1.740 \frac{\text{KgDQO}}{m^3}$$

$$P_{sólido} = 2.84 \frac{\text{Kg SST}}{día}$$

$P_{sólido}$ = Producción de sólidos en el sistema (Kg SST/d)

V_{lodo} = Producción volumétrica de lodo ($m^3/día$)

γ = Densidad del lodo = 1020 Kg/m³

C = Concentración de lodo (3 - 5 %) = 4%

$$V_{lodo} = \frac{P_{sólido}}{\gamma * C}$$

$$V_{lodo} = \frac{2.84 \frac{\text{Kg SST}}{día}}{1020 \text{ Kg}/m^3 * \frac{4}{100}}$$

$$V_{lodo} = 0.069 \frac{m^3}{día}$$

Tasa de liberación de gas

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

T_{gas} = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

$$Q_{CH_4} = 0,75 Q_{biogas}$$

$$Q_{biogas} = \frac{Q_{CH_4}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = \frac{8.13 \text{ m}^3/\text{dia}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = 10.84 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Ancho del reactor = 1.5 m

Número de colectores = 1

Ancho colector de biogás = 0.67 m

$$A_i = 1 * 1.5 \text{ m} * 0,15 \text{ m}$$

$$A_i = 0.77 \text{ m}^2$$

$$T_{gas} = \frac{10.84 \text{ m}^3/\text{dia}}{0.77 \text{ m}^2}$$

$$T_{gas} = 14.08 \frac{\text{m}^3/\text{dia}}{\text{m}^2}$$

$$T_{gas} = 14.08 \frac{\text{m}^3/\text{h}}{\text{m}^2}$$

Separador trifásico GLS

Para el caudal medio se adoptará una velocidad de 2 m/h de acuerdo a la Tabla 34.

Tabla 34. Velocidades en las aberturas para el decantador.

Caudal del afluente	Velocidades (m/h)
Caudal medio	< 2.0 - 2.3
Caudal máximo	< 4.0 - 4.2

Picos temporarios	< 5.5 - 6.0
-------------------	-------------

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol, (1995).

$$V (\text{Qd.}) = 2 \text{ m/h} \quad \text{Área libre} = \frac{Q_{med.}}{v} = \frac{9.07 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} * \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}}}{2 \frac{\text{m}}{\text{h}}} = 0.19 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se adoptará como área libre 0.19 m².

Cálculo del ancho de la abertura (wa).

$$W_a = \frac{\text{Área libre}}{\text{Lado del reactor}} = \frac{0.19 \text{ m}^2}{1.5 \text{ m}} = 0.13 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} * w_a = \frac{1}{2} * 0.13 \text{ m} = 0.065 \text{ m}$$

Cálculo del traslape vertical del deflector

Se asumirá un traslape vertical de 2 cm.

Cálculo de la altura de la campana

Determinamos la altura de la campana (hg), de la siguiente forma:

$$h_g = 0.3 * h = 0.3 * 2 = 0.6 \text{ m}$$

Cálculo ancho de los lados de la campana (Wg)

Se asumirá un ángulo de 60° tomando en cuenta que un ángulo mayor es más fácil el deslizamiento de lodos.

Cálculo del área superficial (As) del sedimentador

$$W_s = \frac{1}{2} * W_g + \frac{1}{2} * W_a$$

$$W_s = 0.35 \text{ m} + 0.065 \text{ m} = 0.42 \text{ m}$$

$$A_s = (L * W_s) * 2 = (1.5 \text{ m} * 0.42 \text{ m}) * 2 = 0.63 \text{ m}^2$$

Verificación de las cargas superficiales

$$V (Q_{\text{med.}}) = \frac{Q_{\text{med}}}{A_s} = \frac{9.07 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} * \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}}}{0.63 \text{ m}^2} = 0.60 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

$$V (Q_{\text{máx.}}) = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s} = \frac{18.14 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} * \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}}}{0.63 \text{ m}^2} = 1.19 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Verificado con lo especificado en la Tabla 35, tenemos:

Ancho de compartimento de decantación = 0.42 m

Largo de compartimento de decantación = 1.5 m

Tabla 35. Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el compartimento de sedimentación.

Caudal del Afluente	Carga de Aplicación	Tiempo de Retención
	Superficial (m/h)	Hidráulica (h)
Caudal Medio	0.6 - 0.8	1.5 - 2.0
Caudal Máximo	< 1.2	> 1.0
Picos Temporarios*	< 1.6	> 0.6

(*) Caudales pico con duración entre 2 y 4 horas

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol, (1995).

Tabla 36. Dimensiones finales planta piloto.

Etapa de tratamiento	Planta piloto		
	Dimensiones		
	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Canal de rejás	1.50	0.15	0.30
Tanque de homogenización	4	3	2.7
Reactor UASB	1.5	1.5	2

Fuente: Elaboración Propia.

7.4 Eficiencia planta de tratamiento piloto

Tabla 37. Eficiencias de la planta piloto.

Parámetros	Entrada	UASB	
	mg/l	%	mg/l
DBO5	921.03	86.50 %	124
DQO	1740.75	88.54 %	171
SST	854	80 %	199

Fuente: Elaboración Propia.

7.5 Subproductos generados por la planta de tratamiento piloto

Los subproductos que se generan en la planta piloto, se adjuntan en la Tabla 38.

Tabla 38. Producción de subproductos del UASB.

UASB	
Subproducto	m ³ /día
Lodo	0.069
Biogás	10.84

Fuente: Elaboración Propia.

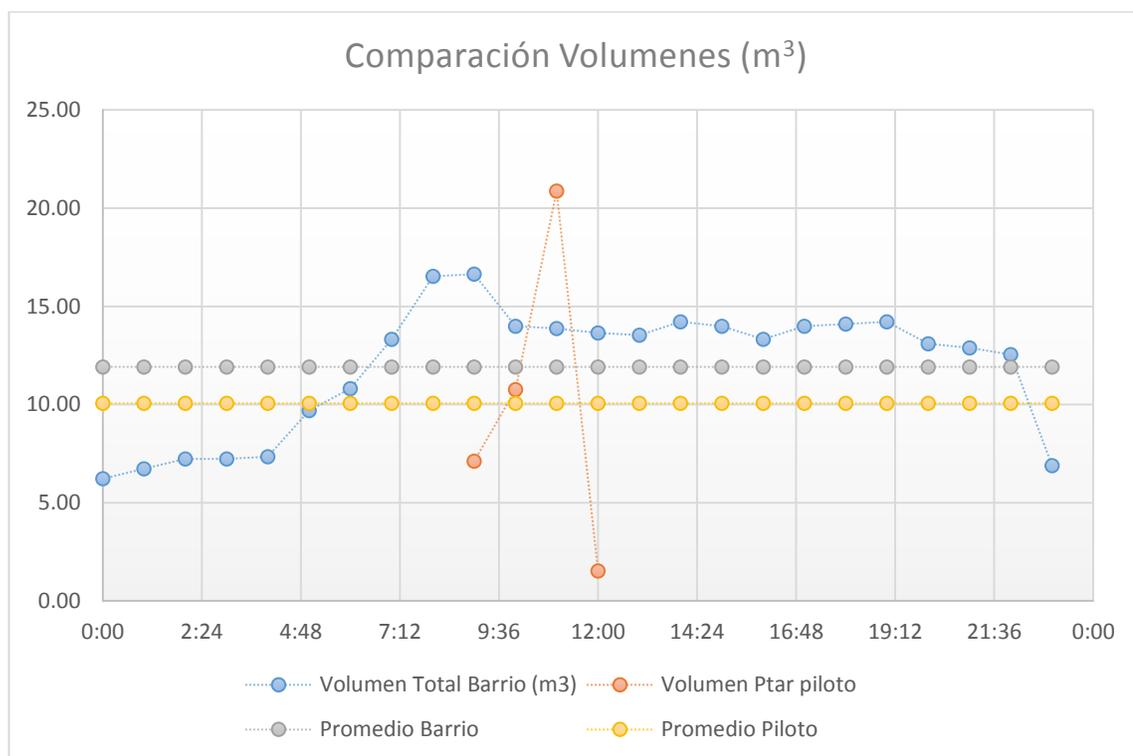
7.6 Calidad de una planta real

La calidad de una planta piloto a diferencia de una real es ninguna, debido a que en una planta real se utilizará el mismo tiempo de retención hidráulico y de igual forma los parámetros de diseño que se adoptaron en el presente proyecto y de igual forma se necesitará un pretratamiento como ser el canal de rejillas y a causa de las variaciones del caudal será necesario un tanque de homogenización. Por estos motivos la única diferencia será el tamaño, debido a que planta de tratamiento piloto presentado es una representación del funcionamiento de una planta real.

7.7 Disposición de las aguas residuales generadas en la planta piloto

La recolección, transporte y disposición de las aguas residuales y pluviales empieza con el crecimiento gradual de la población. Crecimiento el cual llega a generar diversos problemas de insalubridad, es por estos motivos que las aguas residuales generadas en la planta piloto serán dispuestas al alcantarillado sanitario de la ciudad (COSAALT LTDA).

Ante esto surge la duda si el alcantarillado sanitario tiene la capacidad de abastecer los volúmenes que se generen en la planta piloto. Por este motivo se hará una comparación de los volúmenes que normalmente desecha la planta piloto con lo que se genera en un barrio de la ciudad.



Gráfica 11. Comparación de volúmenes generados por un barrio y la planta piloto.
Fuente: Elaboración Propia.

Nota:

Volumen barrio: Los volúmenes corresponden al barrio el Molino, pero solo a cuatro cuabras a la redonda.

Como se puede observar normalmente los volúmenes que se generarían en la planta piloto son menores a los que se generan en un barrio cualquiera de la ciudad a excepción de las 11:00. Ante esto se debe recalcar que los volúmenes presentados en el barrio solo corresponden a una parte del barrio y no así en su totalidad, debido a la falta de información que se tiene de volúmenes horarios que se producen en los barrios, se decidió tomar esta comparación como idea de que el volumen que generaría la planta piloto no afectaría a la capacidad que tiene el alcantarillado de la ciudad.

CAPÍTULO VIII

LINEAMIENTOS DE POSTULACIÓN CONCURSO PARA PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN EN TEMÁTICAS DE AGUA Y SANEAMIENTO

En este capítulo se dará algunos para un futuro caso de construcción de la planta piloto.

Los detalles de los lineamientos necesarios se encuentran en el Anexo 8.

8.1 Introducción

Realizado la caracterización y diseño de una planta piloto, Esta parte se enfoca en la construcción y operación de la planta piloto.

Debido a que el diseño y la construcción son muy importantes, se debe dar toda la seriedad posible para que el proyecto sea lo más exitoso posible.

El mayor problema que se tiene en el matadero municipal de la ciudad de Tarija, es la poca información que se tiene de las características de las aguas que se generan en sus procesos de operación, llegando a ser un problema a la hora de hacer un análisis de sus aguas (aspecto necesario para realizar un buen diseño de una planta de tratamiento).

Es por este motivo que con este proyecto se pretende tener un mayor registro de las características de las aguas generadas en el matadero municipal de la ciudad de Tarija, como también evidenciar cómo se comporta la tecnología UASB con este tipo de agua residual.

8.1.1 Objetivos

8.1.1.1 Objetivo General

Construir y operar una planta piloto de tratamiento de aguas residuales industriales con tecnología UASB en el Matadero Municipal de la ciudad de Tarija.

8.1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar los análisis de la calidad del agua residual en el Matadero Municipal de la ciudad de Tarija.
- Procesar la información generada en la caracterización.
- Determinar la eficiencia de la tecnología adoptada.

8.1.2 Justificación

La presente investigación, contribuye académicamente a la generación de nuevos conocimientos, modelos y conceptos de aplicación en el diseño de una planta de tratamiento a escala y el aprovechamiento de las dichas aguas residuales, así como el desarrollo de una investigación sistematizada cuyos resultados pueden convertirse en antecedentes para posteriores trabajos de investigación.

8.1.3 Metodología

La construcción de la planta piloto en el primer mes, en el segundo se destinará a la recolección de las muestras del afluente y efluente de la planta piloto y finalmente el tercer mes estará destinado a la al procesamiento de la información obtenida.

8.2 Estimación del costo de la implementación de la planta piloto

Nº	Descripción	Parcial (Bs)
1	Construcción planta piloto.	60019.76
2	Análisis de muestras.	37800
3	Transporte.	16200
4	Personal encargado.	24000
TOTAL		138019.76

Los detalles de los cálculos métricos y el presupuesto de la planta piloto se encuentran en el Anexo 6 y 7 respectivamente.

CAPÍTULO IX

Conclusiones y recomendaciones

9.1 Conclusiones

- La caracterización se realizó de manera correcta, cumpliendo con todas las recomendaciones que establece la guía de toma de muestras SENASBA, 2015.
- Debido a diferentes problemas, solo se realizó un solo muestreo. Pero éste se comparó con valores promedios que se dan en mataderos de similares características.
- Los datos de estudios pasados en el lugar fueron rechazados, debido a factores como el tipo de muestreo realizado, el tiempo lejano de la caracterización y la gran variación entre los resultados de la caracterización.
- Para la estimación de los caudales de diseño se adoptó la producción de faeno diaria que realiza el Matadero Municipal de la ciudad de Tarija; tomando los valores que obtuvo el "EDTP: Construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para el matadero municipal de la ciudad de Tarija", con un promedio de 70 bovinos/día y 80 porcinos/días.
- Se asumió un caudal medio de 0.21 l/s con el propósito de que las dimensiones de la planta piloto puedan ser factible con el área que se tiene para su construcción.
- Los caudales de diseño para la planta de tratamiento son de 6.25 l/s para el caudal medio y 7.5 l/s para el caudal máximo horario.
- La producción volumétrica de metano es de 3.78 m³/día, llegándose a observar que se tiene una producción de 10.84 m³/día de Biogás para su aprovechamiento.
- La producción de lodos es de 0.069 m³/día, llegándose a verificar que la generación de lodos es baja a comparación de otras tecnologías.
- Se pudo constatar que los parámetros en estudio fueron removidos eficientemente para cumplir con los parámetros máximos admisibles para el vertimiento en el alcantarillado sanitario, el cual exige COSAALT LTDA. en su normativa.
- Para el diseño de planta piloto se tomó los valores de la eficiencia, concentración de contaminantes de la tesis de Hudoy Céspedes.

- La eficiencia de remoción teórica del UASB planteado es de 73.64% para el DQO, 81.93% para el DBO y 96.88% para los Sólidos suspendidos.
- En los lineamientos para la postulación en un proyecto de investigación, se determinó una medición por semana durante 6 meses en el afluente y efluente de la planta piloto, teniendo un costo total de 37800 Bs.
- La duración para la segunda parte del proyecto se estimó para un año, tomando los tres primeros meses para la construcción, los seis meses siguientes para los análisis y los tres finales para el procesamiento.
- El costo total para la construcción de la planta piloto es de 60019.76 Bs.

9.2 Recomendaciones

- Para la toma de muestras se recomienda, realizar el aforo en los momentos que se observe variaciones de caudal, para de esta manera tener una muestra representativa.
- Para realizar el análisis se debe tomar cuenta el tipo de muestreo que se realizó en el estudio, ya que en varios de estos solo son muestras simples y en realidad no son los adecuados para el diseño de una planta de tratamiento.
- Debido a la falta de información que se tiene de aforos en el Matadero Municipal de la Ciudad de Tarija, se recomienda realizar mediciones del caudal y de tal manera de conformar un registro de estos.
- El reactor tiene mejores resultados de remoción en zonas de clima cálido, éste reduce su eficiencia si la temperatura es menor.
- Se recomienda elegir bien los parámetros de diseño, por recomendación, tomar los parámetros de estudios que se realizaron en lugares de similares características.
- Se recomienda en la construcción tomar en cuenta que los costos determinados no se determinó el consumo eléctrico y el sistema de alcantarillado de la planta piloto.