

CAPITULO I.- CONDICIONES ACTUALES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN LA CIUDAD DE TARIJA.

1.- Descripción General

El principal sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas de la Ciudad de Tarija se encuentra ubicado en la zona de Torrecillas en el barrio San Luís, constituido por cuatro “Lagunas de Estabilización” o también llamadas “Lagunas de Oxidación”, que entraron en servicio en agosto de 1990^[1].

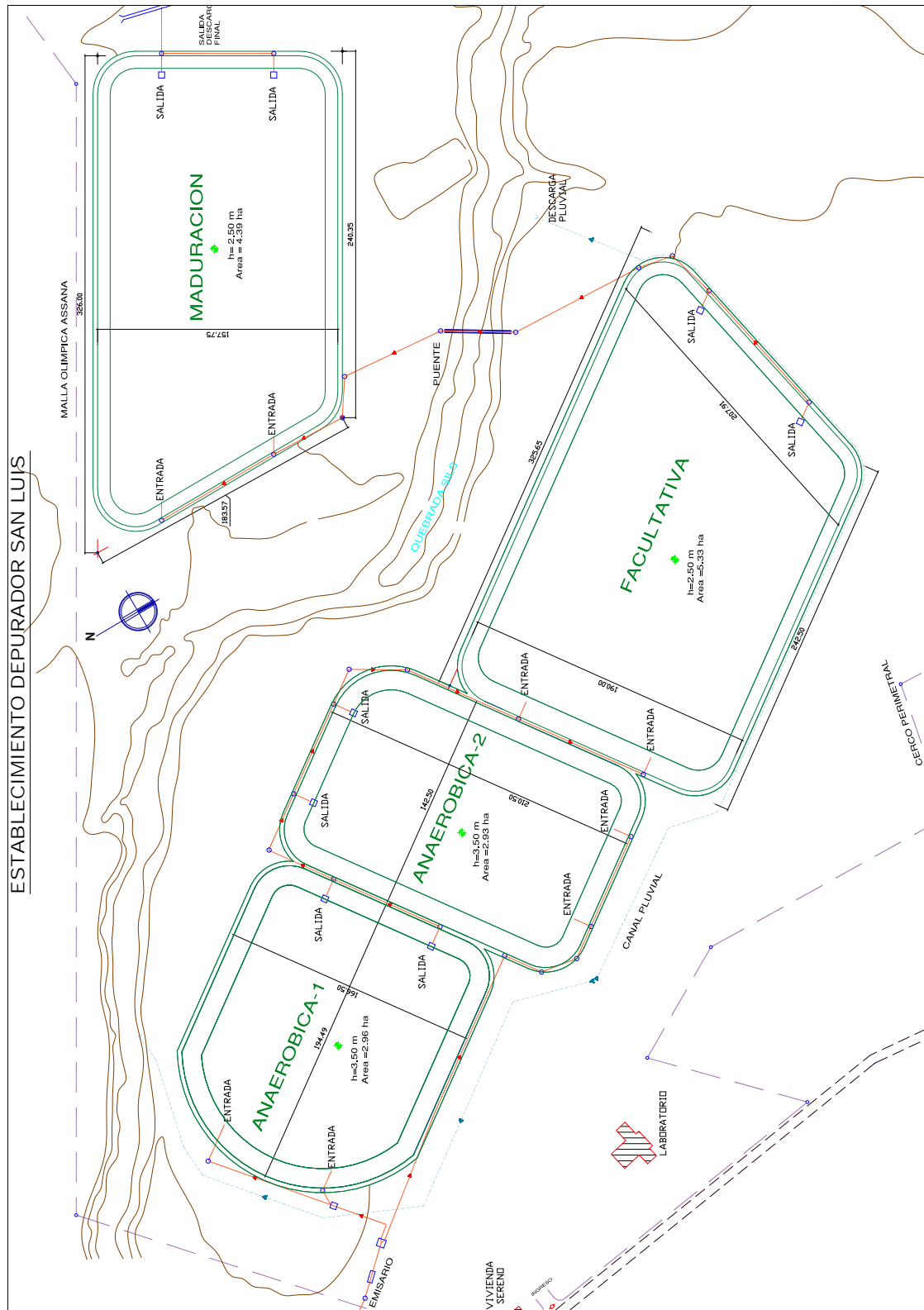
El sistema comprende en la entrada a la planta de un aforador tipo Parshall, luego se conduce el líquido a una Cámara Repartidora, que distribuye el caudal a las lagunas primarias del tratamiento que son las lagunas Anaerobias.

Estas lagunas primarias Anaerobias funcionan en forma paralela (la primera de 2,96 ha y la segunda de 2,93 ha ^[1]), las cuales se conectan a una laguna Facultativa (5,33 ha ^[1]) y esta a su vez se conecta a una laguna de Maduración (4,39 ha ^[1]) formando un sistema seriado (Anaerobias Facultativa Maduración), descargando el efluente final de la planta (efluente de la laguna de Maduración) a la quebrada Torrecillas que es un afluente del Río Guadalquivir. “Ver Figura 1.1 (*Plano de lagunas de Oxidación*)”

El nombre que lleva cada laguna está de acuerdo con el oxígeno que poseen en su masa líquida.

Las Lagunas Anaerobias son las Primarias ya que reciben y depuran directamente el líquido cloacal a un cierto grado o nivel, y no existe ningún tratamiento previo, en cambio la laguna Facultativa viene a ser una laguna Secundaria, puesto que recibe los efluentes de las lagunas Anaerobias que ya han pasado por un proceso de depuración.

[1] Fuente: “Diagnóstico de la Contaminación Hídrica en la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado” - Mayo 2003



Plano 1.1.- Plano de Lagunas de Oxidación.



Figura 1.1.- Imagen Satelital – Ubicación general de Lagunas de Oxidación



Figura 1.2.- Imagen Satelital-Lagunas de Oxidación

La laguna de maduración recibe el efluente de la laguna Facultativa, y su fundamental propósito es reducir el número de organismos patógenos, también se las suele llamar lagunas de pulimiento.

1.2.- Lagunas Anaerobias.-

Estas son estanques de mayor profundidad (2,50 – 4,00 metros), las actuales fueron construidas como se muestran a continuación.



Figura 1.3.- Fotografía de Laguna Anaerobia N° 1

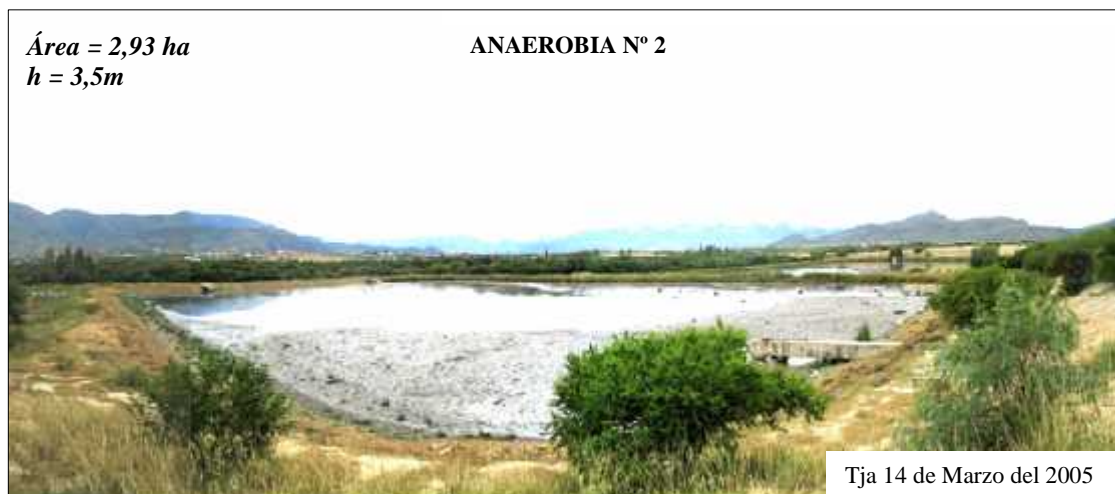


Figura 1.4.- Fotografía de Laguna Anaerobia N° 2

En las siguientes imágenes se podrá observar que la 2da laguna Anaerobia se encuentra prácticamente colmada de sedimentos y esto obviamente provocará muy bajo tiempo de detención en la laguna, lo cual traerá, por consiguiente, un grado de pulimiento o depuración inadecuado.



Figura 1.5.- Ingreso a la 2da Laguna Anaerobia (toma 1)



Figura 1.6.- Ingreso a la 2da Laguna Anaerobia (toma 2)

^[2] Este tipo de lagunas reciben cargas orgánicas más elevadas, de modo tal que la actividad fotosintética de las algas es suprimida (aquí no hay algas), encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles.

En estas condiciones las lagunas Anaerobias actúan como un digestor anaeróbico abierto o una cámara séptica sin mezcla y, debido a las altas cargas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requiere de otro proceso de tratamiento, que vendría a ser la laguna Facultativa y luego la de Maduración para tener el tratamiento completo.

En cuanto al mecanismo de degradación, éste es similar al proceso de contacto anaeróbico, con dos etapas bien diferenciadas que dependen del desarrollo de dos grupos específicos de bacterias.

La primera etapa es de fermentación ácida y es llevada a cabo por organismos formadores de ácidos, encargados de atacar las sustancias orgánicas y transformarlas en compuestos orgánicos más simples. A esta etapa se la denomina de “licuación”. El término licuación, en el sentido que aquí se lo aplica, supone la transformación de partículas suspendidas en compuestos solubles.

La segunda etapa es llevada a cabo por un grupo de organismos estrictamente anaeróbicos que utilizan los productos intermedios de la etapa anterior para producir gases como el metano, dióxido de carbono y otros productos de degradación. A esta etapa se la denomina de “gasificación”.

El efluente de estas lagunas es de color oscuro y puede haber, en condiciones desfavorables de funcionamiento, formaciones de sulfuros y desprendimientos de hidrógeno sulfurado.

[2] Universidad Nacional de Córdoba “Lagunas de Estabilización “Ing. Alberto Luis Bresciano”

Por ello se recomienda ubicar este tipo de lagunas a cierta distancia de las poblaciones y considerar los vientos predominantes en la región, establecer una forestación que actúe en forma de pantalla para evitar o disminuir el efecto de los olores.

Con este tipo de lagunas se puede obtener una remoción de la DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) del 40% al 70%, bastante aceptable si la comparamos con una sedimentación simple donde se produce una remoción del la DBO del orden del 30%.^[2]

1.3.- Laguna Facultativa.-

Es un estanque con profundidad intermedia (de 1,00 m. a 1,80 m) entre las lagunas anaerobias y las aerobias, la laguna Facultativa actual fue construida con una profundidad de 2,50 metros.



Figura 1.7.- Fotografía de Laguna Facultativa

^[2]En este tipo de lagunas se marcan tres zonas:

- 1.- Zona Superior donde siempre existe oxígeno disuelto, por lo tanto predominan las bacterias aeróbicas. Existe la simbiosis o comensalismo entre las bacterias aeróbicas y algas.
- 2.- Zona Intermedia, en la que el contenido de oxígeno disuelto varía durante el día y llega a desaparecer en la noche. Aquí predominan las bacterias facultativas (de allí

el nombre de la laguna).

3.- Zona inferior, al fondo de la laguna, con ausencia de oxígeno disuelto. Por lo tanto predominan las bacterias anaeróbicas.

Naturalmente, en horas de la noche disminuye la concentración de oxígeno disuelto y durante este lapso de tiempo puede cobrar significado la aireación superficial provocada por vientos. Además, éstos impiden la estratificación en el agua, produciendo una mezcla de toda la masa líquida lo cual favorece al proceso.

Las algas verdes microscópicas son características en las lagunas facultativas en correcto funcionamiento, aunque durante el verano es posible que se desarrollen aglomeraciones de algas azul-verdes que por lo general alcanzan la superficie de las lagunas.

El proceso de la fotosíntesis, lo mismo que las restantes reacciones biológicas que tienen lugar en las lagunas facultativas, son afectadas por las temperaturas. Las condiciones más favorables para los procesos elaborados por las algas se encuentran aproximadamente entre los 20°C a 30°C (temperatura del agua). Algunos autores fijan como valores límites de 4°C a 37°C.

Cuando la temperatura se acerca a los valores límites, las algas verdes disminuyen o desaparecen, desarrollándose acumulaciones flotantes de algas azul-verdes, acompañadas con la producción de olores ofensivos. Con temperaturas muy bajas, decrece hasta llegar a anularse tanto la actividad de algas como la bacteriana.

En estas lagunas no conviene, por razones botánicas, que la profundidad sea menor a 1m, con el fin de evitar el crecimiento de plantas de tallo tubular (totora o espadaña) pues éstas destruyen la impermeabilidad del fondo y además facilitan el crecimiento de mosquitos, lo cual es perjudicial.

El fondo de las lagunas suelen tener pequeñas irregularidades siempre que las diferencias de profundidad sean menores del 15%.

Con este tipo de lagunas se puede obtener una remoción de la DBO del 75% al 85%.
[2]

1.4.- Laguna de Maduración.-

Son unidades pocas profundas (1-1,5m), es la unidad de afinamiento del tratamiento donde se pretende eliminar los coliformes, especialmente los coliformes fecales, los principales mecanismos de remoción de patógenos y de coliformes fecales en particular son gobernados por la actividad algal en sinergia con la foto-oxidación.



Figura 1.8.- Fotografía de Laguna de Maduración

1.5.- Análisis de la Situación Actual de Funcionamiento

La Planta se encuentra funcionando con solamente con una laguna anaerobia, puesto que se procedió cerrar el paso del líquido hacia la 1ra laguna Anaerobia para realizar la limpieza de lodos luego de que se evapore o se retire el líquido existente en ella.

El análisis del funcionamiento del sistema hace énfasis en los valores afluentes y efluentes de la planta, donde se puede ver que el sistema no vierte el líquido con la calidad requerida y necesaria según la reglamentación de la ley 1333 del medio Ambiente referente al reglamento en materia de contaminación hídrica.

Para esto se cuenta con información tal como los estudios anteriores referidos al análisis del funcionamiento de la planta, valores de muestras realizadas en la etapa de elaboración del proyecto, y los datos de diseño de la planta (lagunas de oxidación).

La eficiencia del tratamiento actual no es el óptimo, y esto manera se observó

también en estudios anteriores, algunos de ellos ya citados, presentándose en los líquidos efluentes de la planta un elevado número de colifecales.

Estudios como STCV(1995), CIH(1999) y “Diagnóstico de la contaminación hídrica en la ciudad de Tarija y en la Provincia Cercado (2003)”, hacen referencia, que la planta tiene aportes superiores para los que fue diseñada, los cuales se muestran en la **Tabla 1.1** y la **Figura 1.10**.

Se puede observar que el caudal de ingreso a la planta ya en el año 1998 superaba en un 1,003 al caudal de diseño para el año 2010, la DBO de ingreso superaba en un 1,82 al de diseño, y que obviamente repercute sobre la calidad del efluente de la planta.

También presentándose el número más probable “NMP” de coliformes fecales de $1,10E06$ siendo este valor 231,14 veces superior al previsto para los valores de diseño de NMP de coliformes fecales para el 2010.

Entonces se descarga en todo caso un líquido que tiene valores significativamente superiores a los permitidos en el reglamento de medio ambiente.

Por ejemplo, considerando el cuerpo receptor de Categoría B (Aguas de utilidad General, que para consumo humano requieren tratamiento físico, desinfección bacteriológica), que es la segunda categoría (según Ley de Medio Ambiente 1333), el NMP de colifecales permitido para el vuelco del líquido al cuerpo receptor es de 1000 a 200 NMP/100ml en el 80% de las muestras.

Y como se puede observar, se tiene un NMP de coliformes fecales en el efluente de la planta en el año 1998 de 1100 veces superior al permitido por la ley de medio ambiente 1333.

(13) DATOS DE DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE SAN LUIS Y OBTENIDOS A PARTIR DE LOS DATOS REPORTADOS POR COSAALT

Datos de Diseño de las Lagunas de San Luis

Año	Caudal m ³ /día	Carga 0		ANAEROBIO			FACULTATIVA			MADURACION					
		KgBOD ₅ /día	mg/L	Rt	La	Cs	NMP	Rt	La	Cs	NMP	Rt	La	Cs	NMP
1964	3220	1239	400	43,54	200	250	141220	32,42	50,00	05	2145	22,42	6,15	10	30
1965	4044	1533	300	37,1	200	307	173520	25,04	79,50	110	335	23,04	1,11	5	64
1967	3091	1651	361	29,40	367	308	221288	21,63	20,43	137	5237	21,23	20,52	23	125
1982	3016	2213	316	23,42	746	412	247778	13,32	181,12	174	6323	13,32	86,83	86	275
2011	11408	5731	327	13,78	320	746	462780	3,78	512,63	314	24957	8,18	180,50	88	1582
2015	14342	4431	372	11,48	1720	866	567781	7,28	741,62	380	36457	7,28	288,68	149	2483
2017	13744	6331	327	3,27	1270	1178	745180	5,76	1066,13	486	65634	5,76	447,62	204	4757

Datos Aportados por COSAALT de las lagunas

Año	Caudal m ³ /día	Carga 0		ANAEROBIO			FACULTATIVA			MADURACION					
		KgBOD ₅ /día	mg/L	Rt	La	Cs	NMP	Rt	La	Cs	NMP	Rt	La	Cs	NMP
1963	13780	8817,3	338	3,34	2270	1033,44	670167,47	2,1	1338	413,68	477167,47	2,78	1337	267,98	11167,46

(8) FUENTE: "El Establecimiento de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales en la Ciudad de Toluca y el Área Metropolitana Cerrado (Febrero, Mayo 2016)"

Tabla 1.1.- Datos de Diseño de las Lagunas y datos medidos por la Cosaalt en 1998.

Valores Projectados de diseño de Lagunas vs Datos medidos por Cosaalt en 1998

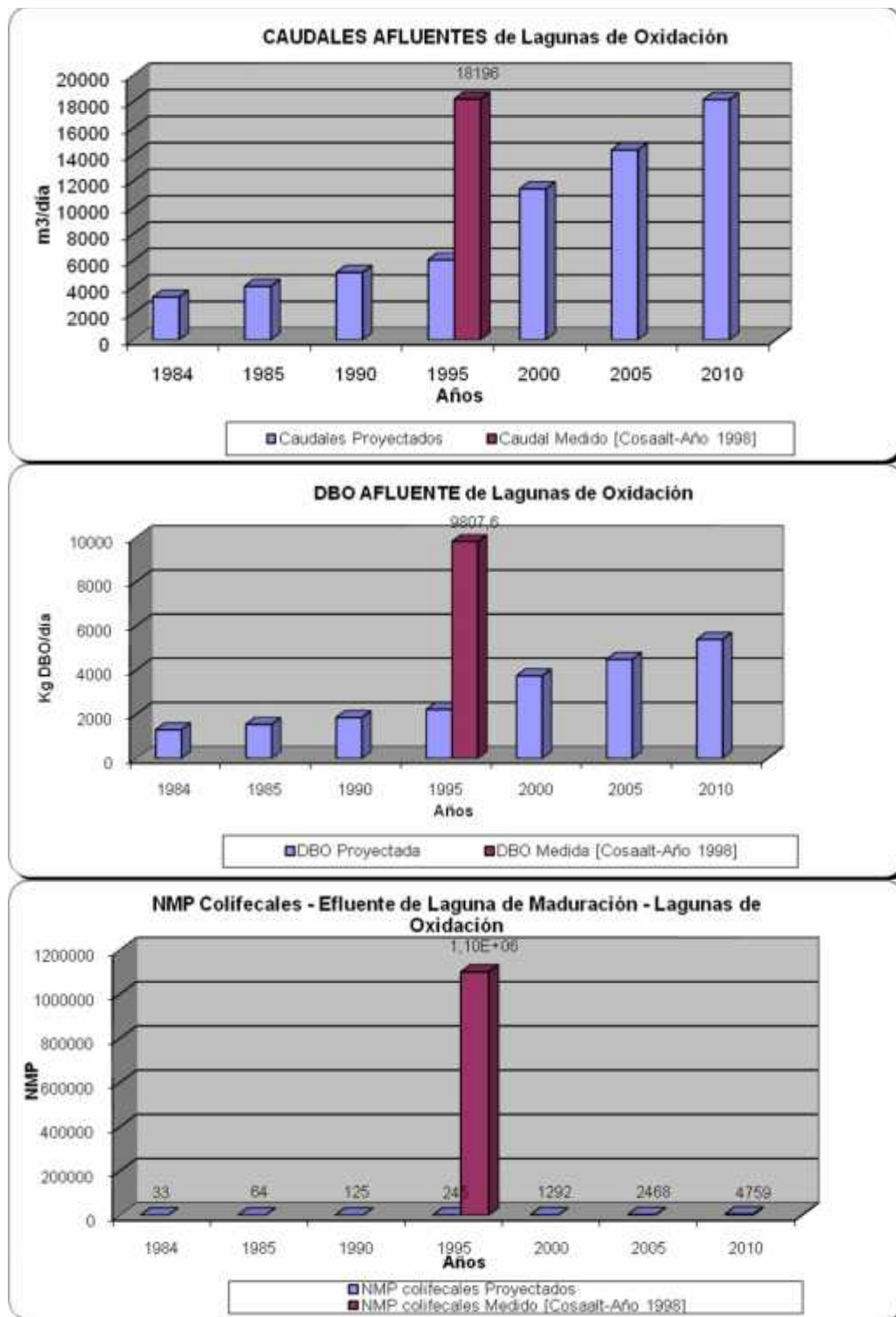


Figura 1.9.- Gráficas de Datos de Diseño de Lagunas y Datos medidos en 1998(reales).

Todo lo anterior mencionado sucedía en el año 1998, y por lo cual ya en ese año el efluente no era el adecuado provocando daños, polucionando y contaminando al cuerpo receptor que es la quebrada Torrecillas, afluente del Río Guadalquivir, por lo cual repercute también en él.

Analizando valores de muestras más actuales, como los datos de las muestras compuestas en la entrada a la planta (Parshall) proporcionados por el laboratorio de la Cosaalt, se realizó la comparación de algunos de los valores de parámetros de diseño con valores medidos, tales como de los caudales y los de la DBO.

Se prefirió tomar los valores de caudales del año 2004 y no del 2005, puesto que para el 2004 se tienen prácticamente los datos de todo el año, tanto en época húmeda como en seca, no así para el 2005, en el que sólo se cuenta valores para algunos meses por lo cual no se puede tener un caudal promedio representativo y se puede ver que este caudal es menor al del 2004, esto porque no se cuenta con una serie completa de datos, pero de igual manera se muestra este valor promedio de caudal con los datos que se cuentan para el 2005, y para los valores de DBO se utiliza los valores de las muestras compuestas del 2005, que cuenta con datos para los meses Abril, Mayo, Junio, Julio, y Agosto, teniendo los siguientes resultados promedios:

CAUDALES Y DBO₅ AFLUENTES		
	Año 2004	Año 2005
Caudal [m ³ /día]	19024,77	17457,94
DBO ₅ [mg/l]	379,45	572,08
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	-----	7,97E+09

Tabla 1.2.- Caudales y DBO5 promedios afluentes de Lagunas de Oxidación

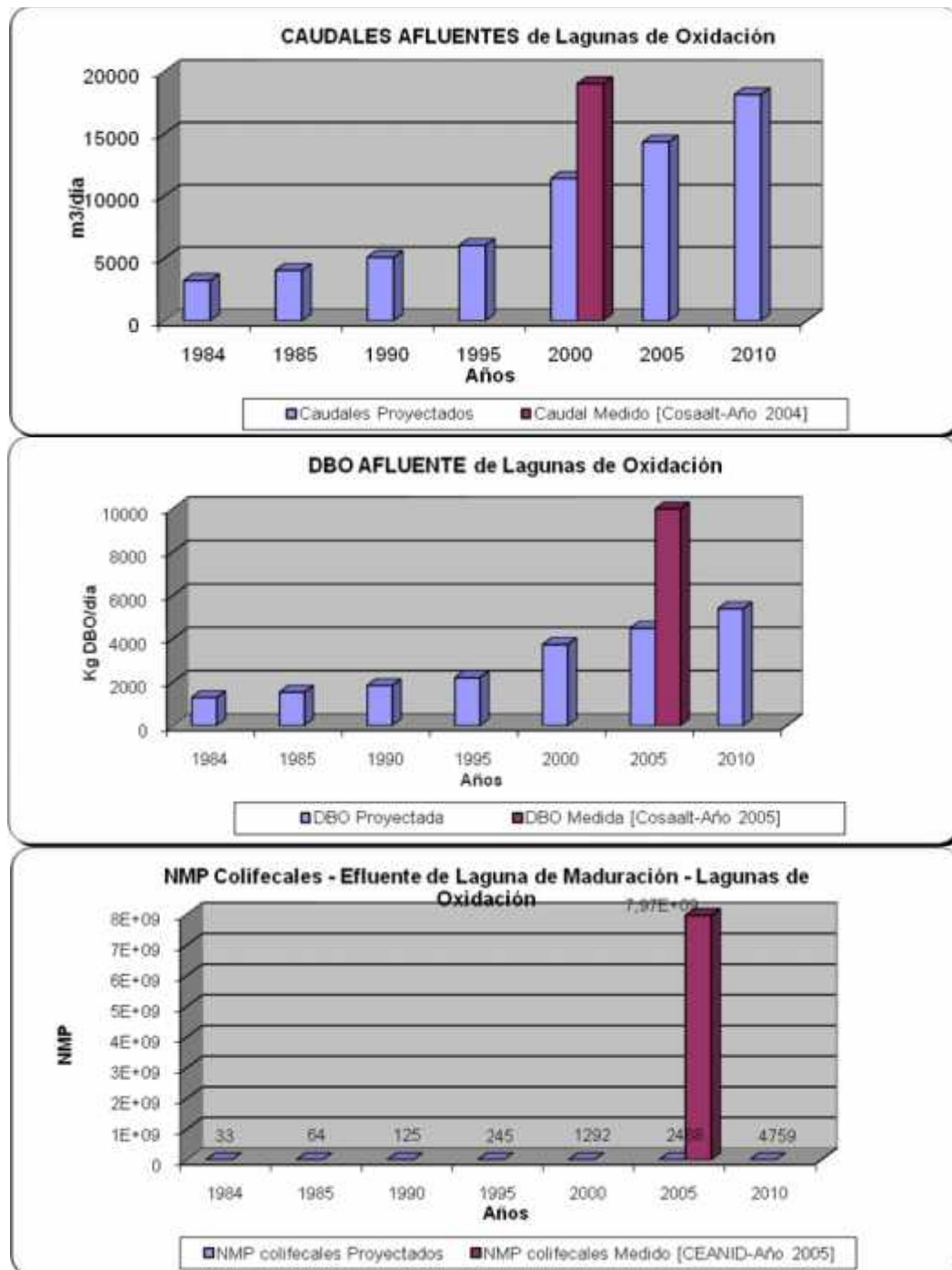


Figura 1.10.- Valores Proyectados de Diseño de las Lagunas vs Datos Medidos por Cosaalt en 2004 y 2005.

Ahora, al ver el valor del parámetro de la DBO, llama mucho la atención por ser muy elevado para ser agua residual doméstica, y si se hace la comparación con la clasificación de aguas residuales, en la categoría Fuerte⁽³⁾ (la más alta) de Agua residual doméstica bruta que tiene un valor de 400 mg/l de DBO, el valor de la muestra para el 2005 sobrepasa con mucho y que además en los datos horarios de las muestras compuestas existen valores de DBO muy por encima del promedio superando los 1000 mg/l, lo cual significaría que existen descargas de aguas industriales, y que básicamente trabajan con material en alguna forma orgánica.

De igual manera en el año 2005 se realizaron muestreos mediante el CEANID (Centro de Análisis, Investigación y Desarrollo) en el efluente de la planta en los meses Septiembre y Octubre, o sea en el efluente de la laguna de Maduración obteniéndose los valores promedio siguientes:

EFLUENTE DE LAGUNA DE MADURACION - LAB. CEANID	
DBO ₅ [mg/l]	85.00
Sólidos Suspendidos [mg/l]	57.70
Coliformes Totales [NMP/100ml]	2.31E+11
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	7.97E+09

Tabla 1.3.- Valores de Parámetros en el Efluente de la Laguna de Maduración

Donde se puede observar que estos valores están por encima a los permitidos por la Ley de Medio Ambiente, en reglamento en materia de contaminación hídrica, aun contemplado los valores permisibles de descarga para un cuerpo receptor no clasificado como para un cuerpo receptor de Clase “B”, estos valores se muestran en la tabla a continuación.

(3) Fuente: Ingeniería de Aguas Residuales-Características de las Aguas Residuales “Metcalf & Eddy”

ALGUNOS LIMITES PERMISIBLES PARA DESCARGAS LIQUIDAS		
- LEY DE MEDIO AMBIENTE -		
	CLASE "B"	SIN CLASIFICAR
DBO ₅ [mg/l]	5	80
Sólidos Suspendidos [mg/l]	Ausentes	60
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	1000 y 200	1000

Tabla 1.4.- Algunos Límites permisibles para descargas líquidas - Ley de Medio Ambiente

Otro parámetro que es de tomar muy en cuenta, es el valor de los Coliformes Fecales, ya que estos son organismos indicadores que señalan presencia de microorganismos patógenos, los cuales son los transmisores de enfermedades y que de ninguna manera se está cumpliendo el objetivo de tratamiento adecuado.

1.6.- Análisis sobre la disposición de Superficie en el Predio Actual

Al observar la configuración de las lagunas sobre el terreno, hace resaltar las características planimétricas del predio y que no es posible una utilización completa de su superficie, a lo que se suma la ubicación de una quebrada dentro del predio, la denominada Quebrada Sils, que prácticamente divide la superficie, como se puede observar en la figura 1.1, lo que imposibilita aun más su aprovechamiento.

Si bien la superficie total del predio llega a 50,80 ha, la cantidad aproximada utilizable es de 37,8 ha, y la demás que es de muy difícil utilización, ya sea por la quebrada o por elevaciones o accidentes topográficos importantes.

Esto se puede ver en la siguiente figura (*figura 1.11*).

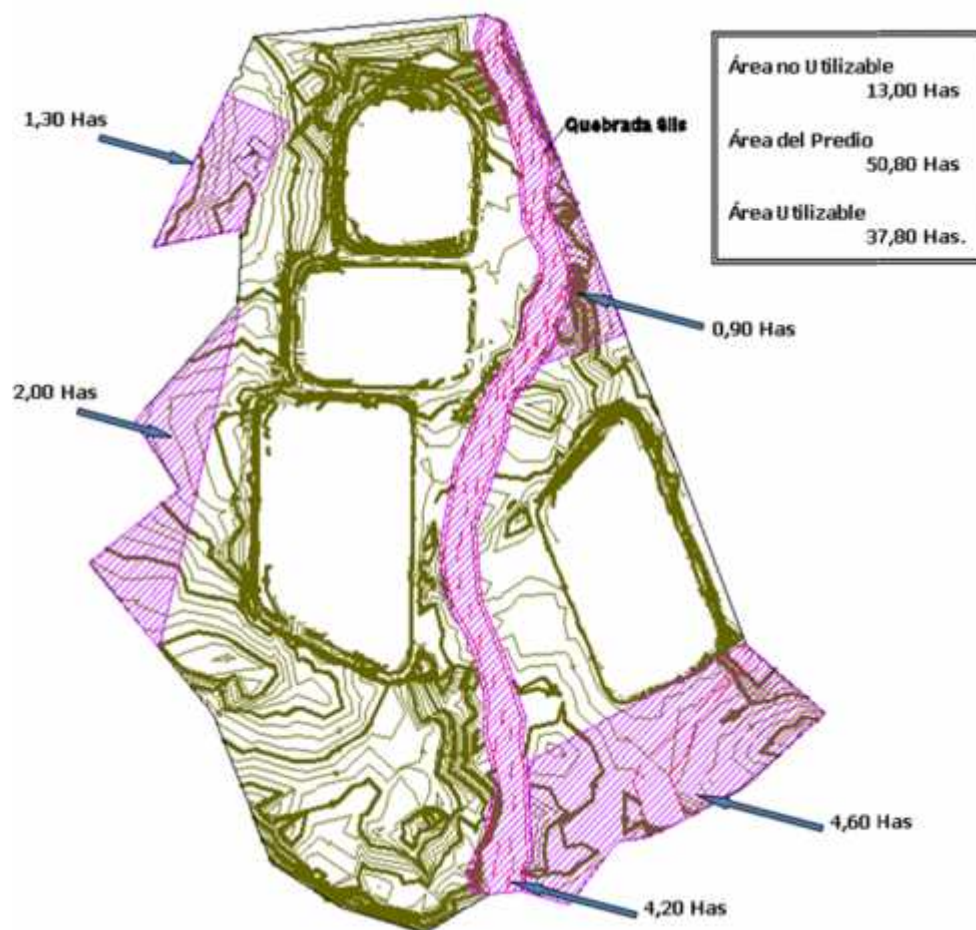


Figura 1.11.- Superficie utilizable en el Predio Actual para la implementación de una PTAR

1.7.- Conclusión

Todo lo anteriormente señalado y analizado, muestra que el establecimiento actual depurador de líquidos cloacales o aguas residuales de la ciudad de Tarija, está sobresaturado tendiendo aportes muy por encima para los que fue diseñado, lo cual repercute en su funcionamiento y en la calidad del efluente final.

Al margen de todo el análisis anterior, este establecimiento no trata todos los líquidos cloacales que produce la ciudad, ya que prácticamente todos los efluentes residuales del margen derecho del río Guadalquivir cuentan con cámaras sépticas que son sistemas primarios de tratamiento, y que luego estas descargan el líquido a quebradas

y en algunos casos al mismo Río Guadalquivir, o sea no llega a la planta.

De tal manera, que si tuviéramos que tomar en cuenta que toda la ciudad descargue sus efluentes residuales a la planta, los caudales a tratar se encontrarían muy por encima de lo que puede tratar el establecimiento actual.

Lo que hace necesaria la implementación de un sistema de tratamiento nuevo o ampliar y mejorar el actual, si el caso lo permite, para precautelar los recursos hídricos y la salud pública evitando la continua contaminación y polución de los cursos de agua, como el Río Guadalquivir y sus afluentes, eliminando inminentes focos de infección que ponen en riesgo la salud pública.

CAPITULO I.- CONDICIONES ACTUALES DE TRATAMIENTO DE	
AGUAS RESIDUALES EN LA CIUDAD DE TARIJA.	8
1.- Descripción General	8
1.2.- Lagunas Anaerobias.-	11
1.3.- Laguna Facultativa.-	14
1.4.- Laguna de Maduración.-	16
1.5.- Análisis de la Situación Actual de Funcionamiento	16
1.6.- Análisis sobre la disposición de Superficie en el Predio Actual	23
1.7.- Conclusión	24

Tabla 1.1.-	Datos de Diseño de las Lagunas y datos medidos por la Cosaalt en 1998.....	18
Tabla 1.2.-	Caudales y DBO5 promedios afluentes de Lagunas de Oxidación.....	20
Tabla 1.3.-	Valores de Parámetros en el Efluente de la Laguna de Maduración	22
Tabla 1.4.-	Algunos Límites permisibles para descargas líquidas - Ley de Medio Ambiente	23

Figura 1.1.-	Imagen Satelital – Ubicación general de Lagunas de Oxidación.....	10
Figura 1.2.-	Imagen Satelital-Lagunas de Oxidación.....	10
Figura 1.3.-	Fotografía de Laguna Anaerobia N° 1	11
Figura 1.4.-	Fotografía de Laguna Anaerobia N° 2	11
Figura 1.5.-	Ingreso a la 2da Laguna Anaerobia (toma 1).....	12
Figura 1.6.-	Ingreso a la 2da Laguna Anaerobia (toma 2).....	12
Figura 1.7.-	Fotografía de Laguna Facultativa	14
Figura 1.8.-	Fotografía de Laguna de Maduración	16
Figura 1.9.-	Gráficas de Datos de Diseño de Lagunas y Datos medidos en 1998(reales).....	19
Figura 1.10.-	Valores Proyectados de Diseño de las Lagunas vs Datos Medidos por Cosaalt en 2004 y 2005.	21
Figura 1.11.-	Superficie utilizable en el Predio Actual para la implementación de una PTAR.....	24

Plano 1.1.- Plano de Lagunas de Oxidación. 9

CAPITULO II.- FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL

2.1.- Introducción

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La fracción líquida de las mismas “Aguas Residuales”, es esencialmente el agua que se desprende de la comunidad una vez ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Desde el punto de vista de las fuentes de generación, podemos definir el agua residual como la combinación de los residuos líquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que se pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si se permite la acumulación y estancamiento de agua residual, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe añadir la frecuente presencia en agua residual bruta, de numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar presentes en ciertos residuos industriales. También suele contener nutrientes que pueden estimular el crecimiento de plantas acuáticas, y puede incluir también compuestos tóxicos. Es por todo ello que la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual de sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento y eliminación, es no sólo deseable sino también necesaria en toda sociedad industrializada.

La ingeniería sanitaria es la rama de la ingeniería ambiental que aplica los principios básicos de la ciencia y de la ingeniería a los problemas de control de las aguas contaminadas. El objetivo final “gestión del agua residual” es la protección del medio ambiente empleando medidas conforme a las posibilidades e inquietudes económicas, sociales y políticas. Con objeto de proporcionar una perspectiva inicial sobre el tratamiento, evacuación y reutilización del agua residual. (Metcalf & Eddy)

2.2.- Tratamiento de Aguas Residuales

Las aguas residuales recogidas en comunidades y municipios deben ser conducidas, en última instancia, a cuerpos receptores o al mismo terreno. La compleja pregunta acerca de qué contaminantes contenidos en el agua residual y a qué nivel debe ser eliminados de cara a la protección del entorno, requiere una respuesta específica en cada caso concreto. Para establecer dicha respuesta es preciso analizar las condiciones y necesidades locales en cada caso, y aplicar tanto los conocimientos científicos como la experiencia previa de ingeniería, respetando la legislación y las normas reguladoras de la calidad de agua existentes. (Metcalf & Eddy)

En el tratamiento de aguas residuales se realizan operaciones, procesos, y la combinación de ambos.

Se conoce como **Operaciones Unitarias** aquellos métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos, mientras que aquellos métodos en los que la eliminación de los contaminantes se realiza en base a procesos químicos o biológicos se conocen como **Procesos Unitarios**. En la actualidad, las operaciones y procesos unitarios se agrupan entre sí para constituir los así llamados tratamiento Preliminar, tratamiento Primario, Secundario y Terciario(o tratamiento avanzado).

Tratamiento Preliminar.- Se refiere a la eliminación de los constituyentes que cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares, entre los cuales el desbaste y dilaceración para la eliminación de sólidos gruesos y trapos, la flotación para la eliminación de grasas y aceites y el desarenado para la eliminación para la eliminación de la materia en suspensión gruesa.

Tratamiento Primario.- Elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica, esto suele llevarse a cabo mediante la sedimentación y tamizado, y el efluente contiene una cantidad considerable de materia orgánica y DBO alta.

Tratamiento Secundario.- Son procesos biológicos y químicos que se emplean para eliminar la mayor parte de la materia orgánica.

Tratamiento Terciario.- se emplean combinaciones adicionales de los procesos y operaciones unitarias con el fin de eliminar otros componentes, tales como el nitrógeno y el fósforo, cuya reducción con tratamiento secundario no es significativa.

2.3.- Características y Constituyentes del Agua Residual

La composición, características y concentración de los componentes de los residuos domésticos dependen en gran medida de las condiciones socioeconómicas de la población, así como de la presencia del vertimiento de efluentes industriales presentes en el agua residual doméstica puede ser bastante significativa, alterando por completo las características de los mismos.

El agua residual es desagradable en su apariencia y en extremo peligrosa, en su contenido, principalmente debido al elevado número de organismos patógenos (virus, bacterias, protozoarios, helmintos) causantes de enfermedades.

2.3.1.-Características Físicas, Químicas y Biológicas del Agua Residual.

2.3.1.1.-Características Físicas.

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

Sólidos Totales.- Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter el agua a un proceso de evaporación entre 103 y 105 °C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor. Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables, expresados en unidades de ml/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fangos que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. Los sólidos totales, o residuos de la evaporación, pueden clasificarse en

filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión), haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

La fracción filtrable de los sólidos corresponde a sólidos coloidales y disueltos. La fracción coloidal está compuesta por las partículas de materia de tamaños entre 0,001 y 1 micrómetro. Los sólidos disueltos están compuestos de moléculas orgánicas e inorgánicas e iones en disolución en el agua. No es posible eliminar la fracción coloidal por sedimentación. Normalmente, para eliminar la fracción coloidal es necesaria la oxidación biológica o la coagulación complementadas con la sedimentación.

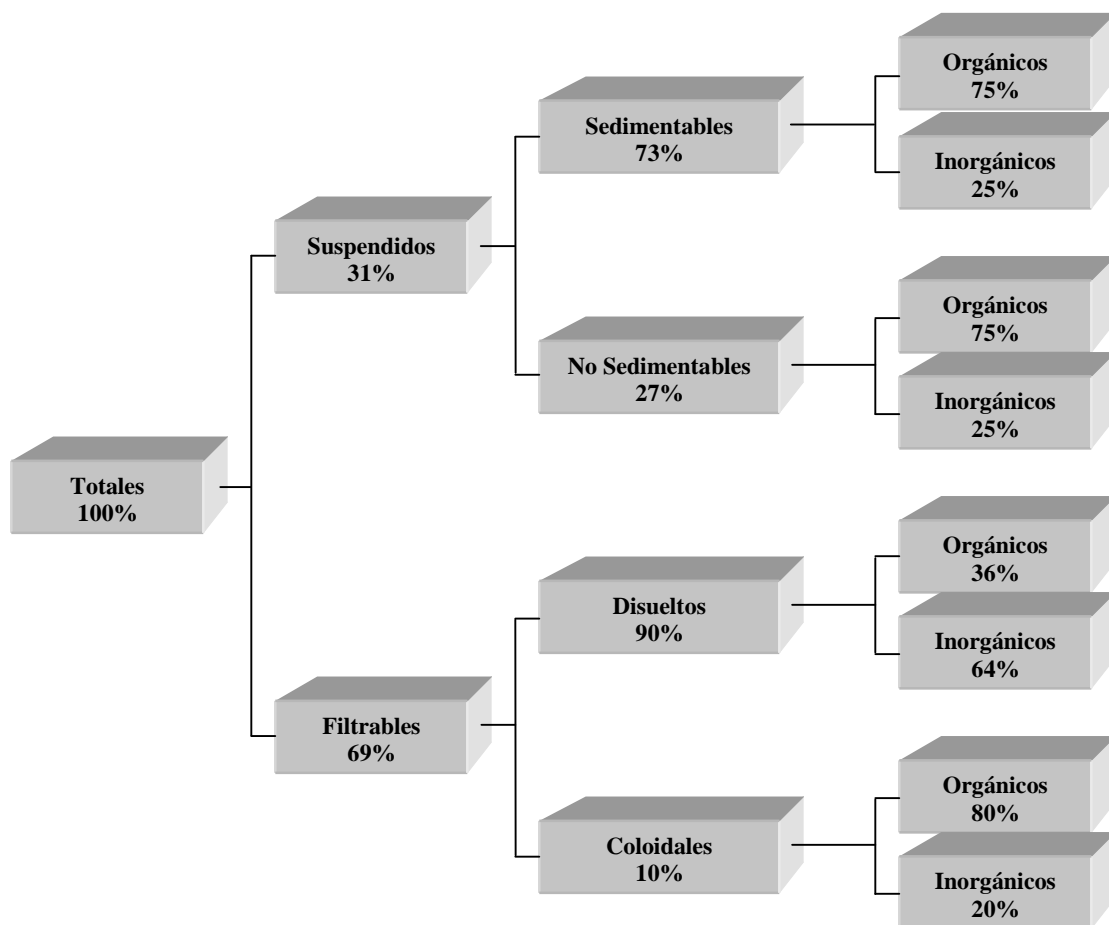


Figura 2.1.- Clasificación de los sólidos presentes en las aguas residuales domésticas de concentración media.

Fuente: adaptado de Metcalf & Eddy (1991)

Olores.- Normalmente los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar, algo desagradable, que resulta más tolerable que el del agua residual séptica. El olor más característico del agua residual séptica es el debido a la presencia del sulfuro de hidrógeno (tiene un olor similar a huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de los microorganismos anaerobios. Las aguas residuales industriales pueden contener compuestos olorosos en sí mismos, o compuestos con tendencia a producir olores durante los diferentes procesos de tratamiento.

Temperatura.- La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado que el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año, y sólo son menores que ella durante los meses más calurosos del verano.

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

Color.- El residuo fresco tiene tonalidad grisácea, mientras que en el residuo séptico el color cambia gradualmente de gris a negro. Llegado a ese punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. En la mayoría de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

Éstas, también pueden presentar otro color, en los casos de contribución de residuos industriales como por ejemplo los de la industria textil o tintas.

2.3.1.2.- Características Químicas.

Los constituyentes químicos de las aguas residuales son con frecuencia clasificados en inorgánicos y orgánicos, pero se clasificaran en materia orgánica, la medición del contenido orgánico, la materia inorgánica y los gases presentes en el agua residual.

MATERIA ORGÁNICA

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los sólidos filtrables de un agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica. Son sólidos que provienen del reino animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo y hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%), grasas y aceites (10%). Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la úrea, principal constituyentes de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la úrea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

Junto con las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas y los aceites y la úrea, el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser de muy simple a extremadamente compleja.

Medida del contenido Orgánico

Entre los métodos empleados para altas concentraciones orgánicas, mayores a 1 mg/l, incluye los siguientes ensayos de laboratorio: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Carbono Orgánico Total (COT).

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).- Es la cantidad de oxígeno usada en la oxidación bioquímica de la materia orgánica, bajo condiciones determinadas de

tiempo y temperatura. Es la principal prueba usada para la evaluación de la naturaleza del agua residual.

La DBO se determina normalmente a 20 °C, después de incubación durante cinco días; se mide el oxígeno consumido por las bacterias durante la oxidación de la materia orgánica presente en el agua residual, por cinco días, a 20 °C.

La demanda de oxígeno de las aguas residuales se debe a tres clases de materiales:

- Materia orgánica carbonosa usada como fuente de alimentación por los organismos aerobios.
- Nitrógeno oxidable derivado de nitritos, amoniacos y compuestos de nitrógeno orgánico, que sirven de sustrato para bacterias específicas del género Nitrosomonas y Nitrobacter, que oxidan el nitrógeno amoniacal en nitritos y nitratos.
- Compuestos reductores químicos, como sulfito, sulfuro y el ion ferroso, que son oxidados por oxígeno disuelto.

Para aguas residuales domésticas, prácticamente toda la demanda de oxígeno se debe a la materia orgánica carbonosa. Para efluentes sujetos a tratamiento biológico, parte considerable de la demanda de oxígeno puede deberse a la nitrificación (conversión del nitrógeno amoniacal en nitrito y en seguida en nitrato).

Demanda Química de Oxígeno (DQO).- Se obtiene por medio de la oxidación del agua residual en una solución ácida de permanganato o dicromato de potasio. Este proceso oxida casi todos los compuestos orgánicos en gas carbónico y agua. Para facilitar la oxidación de determinados tipos de compuestos orgánicos es preciso emplear un catalizador (sulfato de plata).

El ensayo de la DQO también se emplea para la medición de la materia orgánica presente en aguas residuales tanto industriales como municipales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica. La DQO de un agua residual suele ser mayor que su correspondiente DBO, esto se debe al mayor número de compuestos cuya oxidación tiene lugar por vía química frente a los que se oxidan por vía

biológica. En muchos tipos de aguas residuales se puede establecer una relación entre los valores de la DBO y la DQO. Ello puede resultar de gran utilidad dado que es posible determinar la DQO en un tiempo de 3 horas, frente a los 5 días necesarios para determinar la DBO. Una vez establecida la correlación entre ambos parámetros, pueden emplearse las medidas de la DQO para el funcionamiento y control de las plantas de tratamiento.

Carbono Orgánico Total.- Especialmente indicado para pequeñas concentraciones de materia orgánica, y se basan en la oxidación del carbono existente en la materia orgánica, la cual da como resultado dióxido de carbono. La determinación del dióxido de carbono se obtiene por medio de la de absorción en hidróxido de potasio, o de análisis instrumentales, como la utilización del analizador de infrarrojo.

MATERIA INORGANICA

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua. Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan.

Las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, como el pH, los cloruros, alcalinidad, nitrógeno, fósforo, azufre, compuestos tóxicos inorgánicos, o sea los metales pesados como níquel(Ni), el manganeso(Mn), el Plomo (Pb), el Cromo (Cr), el Cadmio (Cd), el Zinc (Zn), el cobre (Cu), el Hierro (Fe) y el mercurio (Mg), siendo algunos de los metales pesados indispensables para el normal desarrollo de la vida biológica y la ausencia de cantidades suficientes de ellos podría limitar el crecimiento de las algas, por ejemplo. Debido a su toxicidad, la presencia de cualquiera de ellos en cantidades excesivas interferirá con gran número de usos del agua.

La concentración del Ion hidrógeno (pH) es un parámetro de la calidad de gran importancia, tanto para el caso de aguas naturales como residuales. El intervalo de

concentraciones adecuado para la adecuada proliferación y desarrollo de la mayor parte de la vida biológica es bastante estrecho y crítico. El agua residual con concentraciones de Ion hidrógeno inadecuadas presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración de Ion hidrogeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evaluación de las aguas.

GASES

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en las aguas residuales brutas son el nitrógeno (N_2), el oxígeno (O_2), el dióxido de carbono (CO_2), el sulfuro de hidrógeno (H_2S), el amoniaco (NH_3) y el metano (CH_4). Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas, en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen otros gases con los cuales debe estar familiarizado el ingeniero sanitario. Tal es el caso, por ejemplo, del Cloro (Cl_2) y el Ozono (O_3) (desinfección y control de olores), y los óxidos de azufre y nitrógeno.

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida. Sin embargo el oxígeno es sólo ligeramente soluble en agua.

Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en épocas estivales (calurosas).

2.3.1.3.- Características Biológicas del Agua Residual

El ingeniero debe tener un conocimiento exhaustivo de las características biológicas de las aguas residuales. Debe estar familiarizado con los siguientes temas: (1) principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos; (2) organismos patógenos presentes en las aguas residuales; (3) organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia; (4) métodos empleados para determinar los organismos indicadores y, (5) métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

Este tema se enfoca de manera más detallada en el capítulo IV que trata de Microbiología y Bioquímica de la depuración.

2.3.2.- Constituyentes del Agua Residual

Las aguas residuales están constituidas en un elevado porcentaje (en peso) por agua, cerca de 99,9% y apenas 0,1% de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Sin embargo esa pequeña fracción de sólidos es la que presenta mayores problemas en el tratamiento y su disposición. El agua es apenas el medio de transporte de los sólidos.

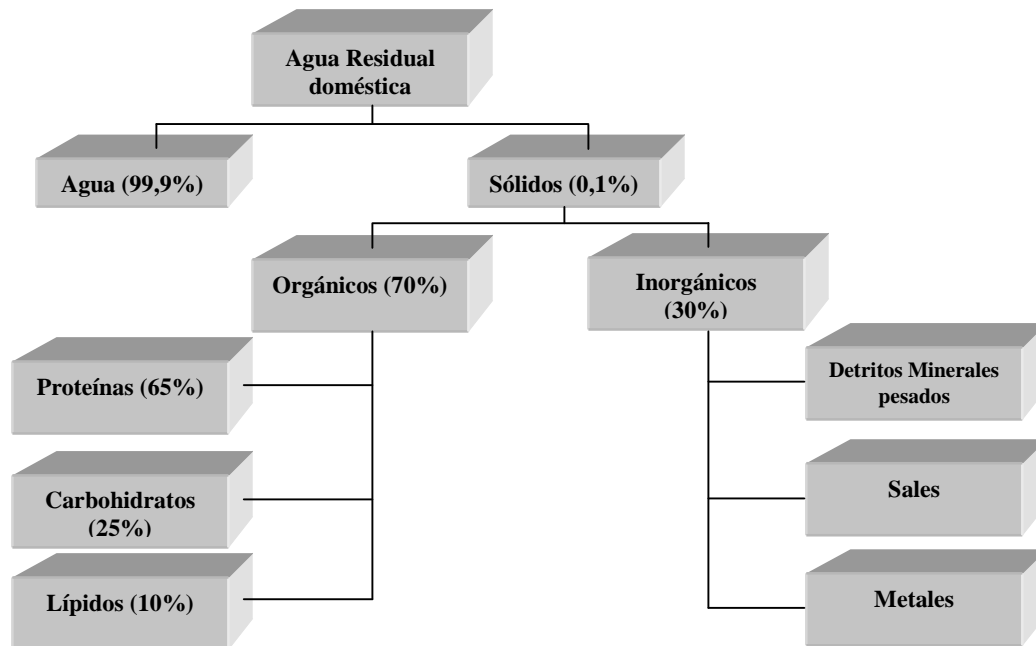


Figura 2.2.- Constituyentes del Agua Residual

Ahora, los datos típicos de los constituyentes encontrados en aguas residuales domésticas e industrial se presentan en las tablas subsiguientes. Dependiendo de la concentración de estos componentes, el residuo puede clasificarse como fuerte, medio o diluido. Tanto los componentes como las concentraciones pueden variar durante el día, en los diferentes días de la semana y con los periodos estacionales.

Tabla 2.1.- Composición típica del agua residual doméstica

Componente	Unidad	Concentración		
		Fuerte	Media	Diluida
Sólidos totales	mg/l	1.200	720	350
Sólidos disueltos	mg/l	850	500	250
Sólidos disueltos fijos	mg/l	525	300	145
Sólidos disueltos volátiles	mg/l	325	200	105
Sólidos suspendidos	mg/l	350	220	100
Sólidos suspendidos fijos	mg/l	75	55	20
Sólidos suspendidos volátiles	mg/l	275	165	80
Sólidos sedimentables	mg/l	20	10	5
Demanda Bioquímica de oxígeno, DBO5	mg/l	400	220	110
Carbono Orgánico total, COT	mg/l	290	160	80
Demanda Química de oxígeno, DQO	mg/l	1.000	500	250
Nitrógeno total	mg/l	85	40	20
Nitrógeno Orgánico	mg/l	35	15	8
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo total	mg/l	15	8	4
Fósforo orgánico	mg/l	5	3	1
Fósforo Inorgánico	mg/l	10	5	3
Cloruros	mg/l	100	50	30
Sulfatos	mg/l	50	30	20
Alcalinidad en CaCO3	mg/l	200	100	50
Aceites y Grasas	mg/l	150	100	50
Coliformes totales	NMP/100ml	10^7 a 10^9	10^7 a 10^8	10^6 a 10^7
Compuestos Orgánicos volátiles	µg/l	>400	100a400	<100

Fuente: Metcalf & Eddy

Tabla 2.2.- Resultados de una caracterización del agua residual industrial en la red pública de alcantarillado de una ciudad con una población de 145.000 habitantes.

Tipo de Industria	Caudal (m ³ /día)	DBO		Sólidos Suspendidos		DQO (mg/l)	Aceites y grasas (mg/l)
		(mg/l)	(kg/día)	(mg/l)	(kg/día)		
Matadero de Bovinos	4.542	1.300	5.897	960	4.355	2.500	460
Extracción de Aceite de Soya	1.809	220	399	140	254	440	-
Productos de Caucho	715	200	141	250	177	300	-
Helado	522	910	476	260	136	1.830	-
Queso	416	3.160	1.315	970	404	5.600	-
Laminación de Metales	409	8	3	27	11	36	-
Tapicerías	390	140	54	60	23	490	-
Dulces	370	1.560	576	260	95	2.960	200
Fábrica de motos	354	30	10	26	9	70	-
Papa fritas	342	600	204	680	231	1.260	-
Harina	315	330	104	330	113	570	-
Lácteos	246	1.400	345	310	77	3.290	-
Lavanderías Industriales	189	700	132	450	86	2.400	520
Industrias Farmacéuticas	154	270	41	150	23	390	160
Matadero de Aves	134	200	27	310	41	450	-
Comidas	79	270	21	60	5	420	-
Gaseosas	61	480	29	480	29	1.000	-
Embotellamiento de Leche	48	230	11	110	6	420	-
Total	11.095		9.785		6.075		

Fuente: adaptado de Hammer y Hammer jr. (1996)

Los constituyentes encontrados en las aguas residuales pueden ser clasificados como físicos, químicos y biológicos, los constituyentes importantes y el porqué de su importancia en las aguas residuales son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 2.3.- Principales constituyentes de interés en el tratamiento de aguas residuales

Constituyentes	Razones de interés
Sólidos suspendidos totales	Formación de depósitos de lodos y condiciones anaerobias.
Compuestos orgánicos biodegradables	Agotamiento del oxígeno en fuentes naturales y desarrollo de condiciones sépticas.
Constituyentes inorgánicos disueltos (p.ej. sólidos disueltos totales)	Constituyentes inorgánicos adicionados por el uso. Aplicaciones en el reciclaje y en la reutilización de aguas residuales.
Metales Pesados	Constituyentes metálicos adicionados por el uso. Muchos metales se clasifican como polutantes de prioridad.
Nutrientes	Crecimiento excesivo de la vida acuática indeseable, eutrofización, concentración de nitratos en agua para consumo.
Patógenos	Transmisión de enfermedades.
Polutantes orgánicos prioritarios	Sospechosos de ser cancerígenos, mutagénicos, teratogénicos o de toxicidad aguda alta. Muchos polutantes prioritarios son resistentes a los métodos de tratamiento convencionales (conocidos como compuestos orgánicos refractarios).

De los constituyentes enumerados en la tabla superior, los sólidos suspendidos, los compuestos biodegradables y los organismos patógenos son de mayor importancia, y por ello la mayoría de las instalaciones de manejo de aguas residuales son diseñadas para su remoción. Aunque los otros constituyentes sean también de interés, la necesidad de su remoción debe ser estudiada caso por caso.

2.4.- Consideraciones sobre el Proyecto del Tratamiento de Aguas Residuales

Los objetivos generales a alcanzar en la actualidad son:

- Eliminación de la materia en suspensión y los flotantes.
- Tratamiento de la Materia Biodegradable
- Eliminación de Patógenos
- Considerar la conveniencia de eliminar nutrientes como el nitrógeno o el Fósforo
- Eliminación de compuestos Químicos tóxicos o potencialmente tóxicos.
- Compuestos de traza.
- Eliminación de compuestos orgánicos refractarios y algunos metales pesados.

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por procesos Químicos, Físicos y Biológicos.

2.4.1.- Operaciones Físicas Unitarias.

Métodos donde predomina la acción de las fuerzas físicas

➤	El desbaste
➤	Mezclado
➤	Floculación
➤	Sedimentación
➤	Flotación
➤	Transferencia de Gases
➤	Filtración

2.4.2.- Procesos Químicos Unitarios.

Son los métodos de tratamiento en los cuales la eliminación o conservación de los contaminantes se consigue con la adición de productos químicos o gracias al desarrollo de ciertas reacciones químicas.

➤	Precipitación Química
➤	Absorción
➤	Desinfección

2.4.3.- Procesos Biológicos Unitarios.

Son los procesos de tratamiento en los que la eliminación de los contaminantes se lleva a cabo gracias a una actividad Biológica.

Su principal aplicación es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual en forma tanto coloidal como en dilución.

Básicamente estas sustancias se convierten en gases que se liberan hacia la atmósfera y en tejido celular biológico, eliminable por sedimentación.

➤	Eliminación de sustancias orgánicas biodegradables.
➤	Eliminar el Nitrógeno contenido en el Agua Residual.

2.5.- Aplicación de los Métodos de Tratamiento

Se indicaran los principales métodos para el tratamiento del Agua Residual y de los fangos.

Tabla 2.4.- Operaciones y procesos unitarios y sistemas de tratamiento utilizados para eliminar la mayoría de los contaminantes presentes en el agua residual

Contaminante	Operación unitaria, proceso unitario o sistema de Tratamiento
Sólidos en suspensión	Desbaste y dilaceración Desarenado Sedimentación Filtración Flotación Adición de polímeros Coagulación/sedimentación Sistemas naturales (tratamiento por evacuación al terreno)
Materia Orgánica Biodegradable	Variantes de Fangos Activados Película fija: filtros percoladores Película fija: biodiscos (RBC) Variantes del lagunaje Filtración intermitente en Arena Sistemas físico-químicos Sistemas naturales
Compuestos orgánicos volátiles	Arrastre por aire Tratamiento de gases Absorción en carbón
Patógenos	Cloración Hipocloración Cloruro de Bromo Ozonización Radiación UV Sistemas naturales.
Nutrientes: Nitrógeno	Variantes de sistemas de cultivo en suspensión con nitrificación y desnitrificación Variantes de sistemas de película fija con nitrificación y desnitrificación Arrastre de amoníaco Intercambio Iónico Cloración breakpoint Sistemas naturales
Fósforo	Adición de sales metálicas Coagulación y sedimentación con cal Eliminación biológica del fósforo Eliminación biológica-química del fósforo Sistemas naturales
Nitrógeno y fósforo	Eliminación biológica de nutrientes
Materia orgánica refractaria	Adsorción en carbón Ozonización terciaria Sistemas naturales
Metales Pesados	Precipitación Química Intercambio Iónico Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
Sólidos orgánicos disueltos	Intercambio Iónico Osmosis inversa Electrodialisis

2.5.1.- Pretratamiento de las Aguas Residuales

Proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.

- Desbaste *Para la eliminación de sólidos gruesos y trapos*
- Dilaceración *Se emplean para triturar los sólidos gruesos sin separarlos del flujo, para conseguir partículas de tamaño menor y más uniforme.*
- Flotación *Eliminación de Grasas y Aceites*
- Desarenado *Eliminación de la materia en suspensión gruesa que puede causar obstrucciones en los equipos y un desgaste excesivo en los mismos.*

2.5.2.- Tratamiento primario de las Aguas Residuales

Se elimina una fracción de sólidos en suspensión y de la materia orgánica del Agua Residual

- Tamizado
- Sedimentación

El efluente del tratamiento primario suele contener una considerable cantidad de materia orgánica y una DBO alta.

2.5.3.- Tratamiento Secundario Convencional

Está encaminado principalmente a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables.

- Fangos Activados
- Reactores de Lecho Fijo
- Sistemas de Lagunaje

- Sedimentación

2.5.4.- Control y Eliminación de Nutrientes.

Esto es necesario debido a:

- Vertido a cuerpos de agua receptores confinados en los que pueda crear o acelerar los procesos de eutrofización.
- Vertidos a cursos de agua en los que la nitrificación puede limitar los recursos de oxígeno o en los que pueda proliferar el arraigamiento de plantas acuáticas.
- Recargas de Aguas Subterráneas que puedan ser usadas, indirectamente para el abastecimiento y público del agua.
- En muchos casos la eliminación de nutrientes se realiza en combinación con el tratamiento secundario, se pueden añadir sales metálicas en los tanques de aireación para provocar la precipitación del fósforo en el proceso de decantación final.
- Se puede llevar a cabo un proceso de desnitrificación biológica como continuación de un proceso de fango activado que produzca un efluente nitrificado.

2.5.5.- Tratamiento Avanzado / Recuperación del Agua Residual

Es el tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes, los compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o de sólidos en suspensión.

Además de los procesos de eliminación de nutrientes, otros procesos u operaciones unitarias habitualmente empleadas en los tratamientos avanzados son:

- La Coagulación Química
- Flocculación
- Sedimentación seguida de filtración y Carbono Activado.

Para la eliminación de iones específicos y para la reducción de sólidos disueltos, se emplean métodos menos comunes como:

- Intercambio Iónico o la ósmosis inversa.

En términos de calidad del efluente, algunos procesos de tratamiento natural (antes llamados tratamientos en el terreno) pueden resultar equivalentes al tratamiento avanzado de las aguas residuales.

2.5.6.- Tratamiento de Residuos tóxicos/ Eliminación de contaminantes específicos

En los vertidos industriales a las redes de alcantarillado municipales, las concentraciones de contaminantes suelen controlarse mediante pretratamientos específicos antes de su vertido a la red.

Muchas de las sustancias tóxicas, como los metales pesados, se eliminan mediante algún tratamiento físico-químico como:

- La coagulación Química
- Floculación
- Sedimentación o filtración

2.5.7.- Tratamiento de las Aguas procedentes de Aliviaderos de las redes de Alcantarillado Unitario.

Estas aguas consisten en grandes descargas intermitentes de Aguas Residuales que resultan de la mezcla de Agua Residual con Aguas Pluviales.

El tratamiento de esta agua suele centrarse en la eliminación de:

- Sólidos en suspensión (*por sedimentación o desarenado*)
- Organismos Patógenos (*por cloración*)

2.6.- Elección de los Diagramas de Flujo de Procesos y Tratamientos

Los diagramas de flujo de procesos son representaciones gráficas de las combinaciones de las operaciones y los procesos unitarios que se emplean para alcanzar los objetivos específicos del tratamiento.

Factores a tomar en cuenta para la elección de los diagramas de flujo de procesos:

- (1) Necesidades del propietario de la instalación
- (2) Experiencia Previa
- (3) Requisitos de las Agencias e Instituciones de Control
- (4) Análisis y elección de Procesos
- (5) Compatibilidad con las instalaciones existentes
- (6) Costes
- (7) Consideraciones Medioambientales
- (8) Consideraciones importantes como los equipos, el personal y las consideraciones energéticas

Ejemplos de Diagramas Alternativos:

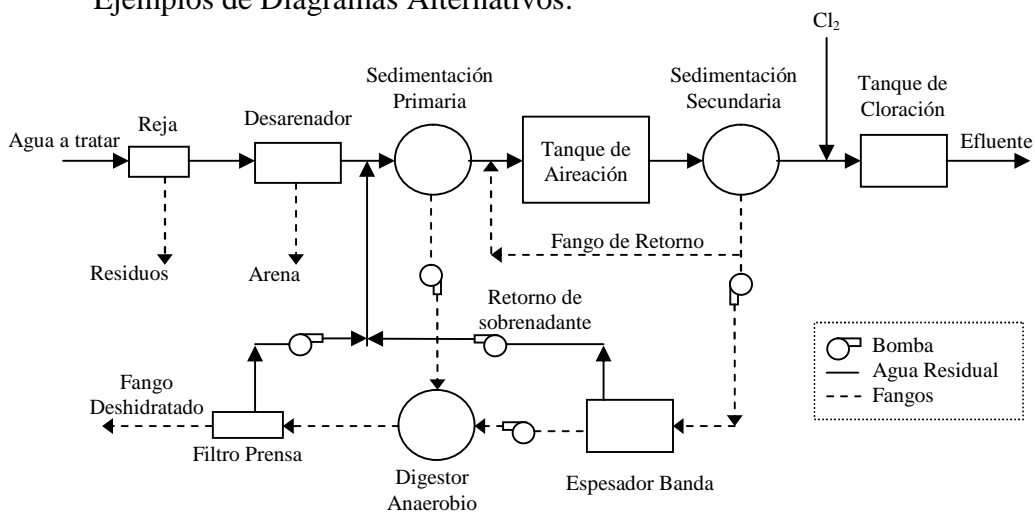


Figura 2.3.- Diagrama alternativo de Fangos Activados

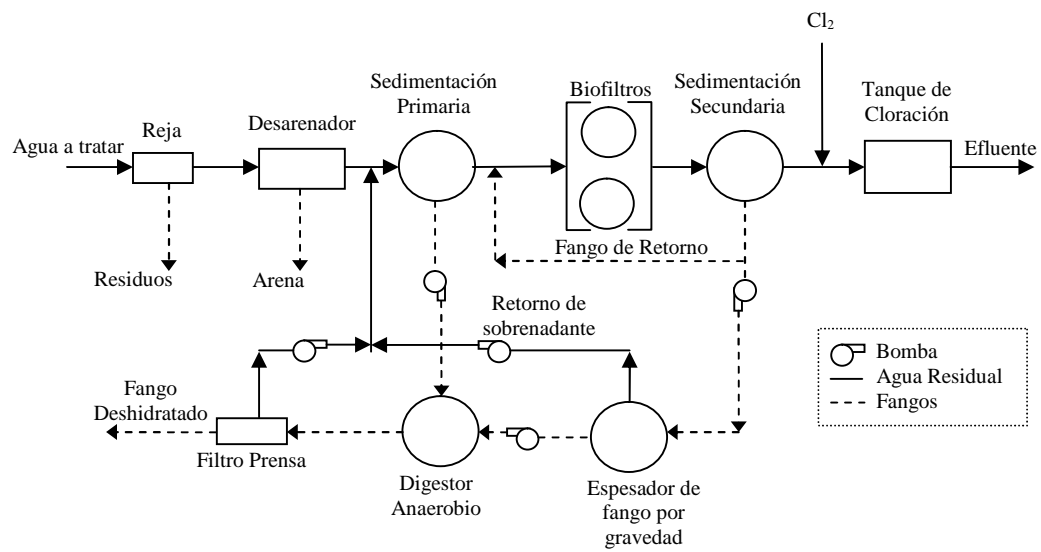


Figura 2.4.- Diagrama Alternativo de un Filtro Percolador

CAPITULO II.- FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO DEL AGUA

RESIDUAL	26
2.1.- Introducción	26
2.2.- Tratamiento de Aguas Residuales	27
2.3.- Características y Constituyentes del Agua Residual	28
2.3.1.-Características Físicas, Químicas y Biológicas del Agua Residual.	28
2.3.1.1.-Características Físicas.....	28
2.3.1.2.- Características Químicas.	31
2.3.1.3.- Características Biológicas del Agua Residual	35
2.3.2.- Constituyentes del Agua Residual.....	35
2.4.- Consideraciones sobre el Proyecto del Tratamiento de Aguas Residuales	39
2.4.1.- Operaciones Físicas Unitarias.	39
2.4.2.- Procesos Químicos Unitarios.	40
2.4.3.- Procesos Biológicos Unitarios.	40
2.5.- Aplicación de los Métodos de Tratamiento	40
2.5.1.- Pretratamiento de las Aguas Residuales.....	42
2.5.2.- Tratamiento primario de las Aguas Residuales.....	42
2.5.3.- Tratamiento Secundario Convencional	42
2.5.4.- Control y Eliminación de Nutrientes.....	43
2.5.5.- Tratamiento Avanzado / Recuperación del Agua Residual	43
2.5.6.- Tratamiento de Residuos tóxicos/ Eliminación de contaminantes específicos	44
2.5.7.- Tratamiento de las Aguas procedentes de Aliviaderos de las redes de Alcantarillado Unitario.	44
2.6.- Elección de los Diagramas de Flujo de Procesos y Tratamientos	45

Tabla 2.1.-	Composición típica del agua residual doméstica.....	36
Tabla 2.2.-	Resultados de una caracterización del agua residual industrial en la red pública de alcantarillado de una ciudad con una población de 145.000 habitantes.	37
Tabla 2.3.-	Principales constituyentes de interés en el tratamiento de aguas residuales	38
Tabla 2.4.-	Operaciones y procesos unitarios y sistemas de tratamiento utilizados para eliminar la mayoría de los contaminantes presentes en el agua residual.....	41

Figura 2.1.-	Clasificación de los sólidos presentes en las aguas residuales domésticas de concentración media.....	29
Figura 2.2.-	Constituyentes del Agua Residual	35
Figura 2.3.-	Diagrama alternativo de Fangos Activados	45
Figura 2.4.-	Diagrama Alternativo de un Filtro Percolador	46

CAPITULO III.- MICROBIOLOGIA Y BIOQUIMICA DE LA DEPURACION

Haciendo la salvedad de que no vamos a entrar en la bacteriología sino en una de sus aplicaciones, se estudia brevemente los microorganismos de la depuración en la medida que ello resulte necesario para interpretar los fenómenos que ocurren.

3.1.- Objetivos del tratamiento Biológico

⁽⁴⁾Los objetivos del tratamiento biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En el caso del agua residual doméstica, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica presente y, en muchos casos, la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo. A menudo, la eliminación de compuestos a nivel de traza que puedan resultar tóxicos, también constituye un objetivo de tratamiento importante. En el caso de las aguas de retorno de usos agrícolas, el principal objetivo es la eliminación de los nutrientes que puedan favorecer el crecimiento de plantas acuáticas, como el nitrógeno y el fósforo. En el caso de aguas residuales industriales, el principal objetivo es la reducción de la concentración de compuestos tanto orgánicos como inorgánicos. A menudo, puede ser necesario llevar a cabo un pretratamiento previo, debido a la potencial toxicidad de estos compuestos para los microorganismos.

3.2.- Papel de los Microorganismos

La eliminación de la DBO carbonosa, la coagulación de los sólidos coloidales no sedimentables, y la estabilización de la materia orgánica se consiguen, biológicamente, gracias a la acción de una variedad de microorganismos, principalmente bacterias. Los microorganismos se utilizan para convertir la materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diferentes gases y tejido celular.

(4) Ingeniería de Aguas Residuales "Metcalf & Eddy"

Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente superior al del agua, se puede eliminar por decantación.

Es importante señalar que, salvo que se separe de la solución el tejido celular que se produce a partir de la materia orgánica., no se alcanzará un tratamiento completo. Ello es debido a que el tejido celular, que es de naturaleza orgánica, aparecerá como parte de la medida de la DBO del efluente. Si no se separa el tejido celular, el único tratamiento que se habrá llevado a cabo es el asociado con la conversión bacteriana de una fracción de la materia orgánica presente originalmente en diversos productos gaseosos finales.

⁽⁵⁾El líquido cloacal es rico en nutrientes (tanto orgánicos como inorgánicos) y microorganismos que provienen de dos fuentes principales: el tracto intestinal del género humano y el suelo. Los microorganismos del suelo acceden al líquido cloacal con las infiltraciones de aguas que penetran a las colectoras. La mayoría de los líquidos residuales de naturaleza orgánica también contienen microorganismos.

3.3.- Necesidades nutritivas para el Crecimiento Microbiano

Para poder reproducirse y funcionar de manera correcta, un organismo necesita: (1) una fuente de energía; (2) carbono para la síntesis de materia celular nueva, y (3) elementos inorgánicos (nutrientes) tales como nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, calcio y magnesio. Los nutrientes orgánicos (factores de crecimiento) también pueden ser necesarios para la síntesis celular. Es necesario tener en cuenta que los microorganismos normales de los efluentes residuales contaminados, son los que intervienen en las primeras etapas de la depuración y de los que, con su actividad metabólica, transforman profundamente los materiales orgánicos dando lugar a asentamiento de otras poblaciones más evolucionadas que colaboran con ellos en la afinación del tratamiento.

(5) "Curso Tratamiento Biológico de Efluentes Residuales" EXPOSITOR: Dr. Evaristo H. Artaza.

Los microorganismos pueden llegar a la completa estabilización de la materia orgánica dejando al agua en condiciones de ser empleada, sin ocasionar perjuicios, en riego, utilización industrial y también en la recarga de acuíferos, o simplemente en condiciones de ser descargada en los cursos de agua sin ocasionar perjuicios a la calidad de las aguas ni interferir el ciclo biológico normal que en ellas se cumple.

Al desarrollar el tema no podemos dejar de mencionar el papel que en la depuración desempeñan algunos organismos macroscópicos cuya presencia en efluentes tratados es indicativa del alto grado alcanzado en la depuración.

3.4.- Identificación de los Microorganismos

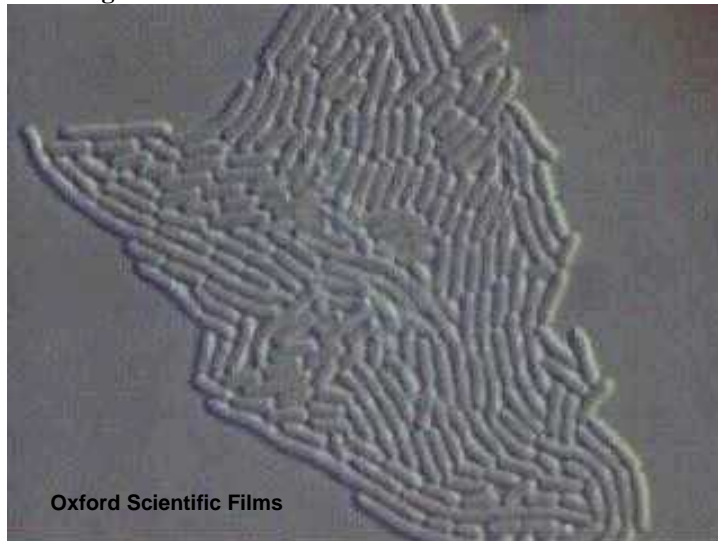
Los microorganismos provienen de los reinos Vegetal y Animal. Entre los primeros ubicamos fundamentalmente a bacterias, hongos y algas, dejando de lado los virus, parásitos intracelulares cuyo papel en la depuración no es conocido. Entre los de origen animal mencionaremos a los protozoos y, si nos preocupamos del hecho de que sean macroscópicos, también incluiremos los rotíferos y crustáceos.

3.4.1.- Formas vegetales

3.4.1.1.- Bacterias

Las bacterias son organismos procariotas unicelulares. Su modo habitual de reproducción es por escisión binaria, aunque algunas especies se reproducen sexualmente o por gemación. Si bien existen miles de especies diferentes de bacterias, su forma general encaja dentro de alguna de las tres siguientes categorías: esféricas, cilíndricas y helicoidales. El tamaño de las bacterias es muy variable. Los tamaños representativos son de 0,5 a 1 micra de diámetro para las bacterias esféricas, entre 0,5 y 1 micra de anchura por 1,5 a 3 micras de longitud para las cilíndricas (bastoncillos), y entre 0,5 y 5 micras de anchura por 6 a 15 micras de longitud en el caso de bacterias helicoidales (espirales).

Figura 3.1.- División de una bacteria



Cuando las bacterias y otras células alcanzan un tamaño y un metabolismo crítico, se dividen y forman dos células hijas idénticas; cada una de éstas recibe aproximadamente la mitad de la masa celular de la célula original, y comienzan a crecer. Una bacteria puede llegar a dividirse cada seis minutos, y formar con rapidez una colonia que es visible para el ojo humano.

Las bacterias se distribuyen en la naturaleza en ambientes que tengan los nutrientes necesarios e imprescindiblemente requieren agua o por lo menos humedad para su desarrollo. El suelo contiene todas las bacterias necesarias para la depuración biológica por lo que en ciertos casos resulta lógico recurrir a él en calidad de inóculo.

Para comprender de qué manera las bacterias estabilizan la materia orgánica y en algunos casos la inorgánica, es menester distraer la atención unos minutos para referirse a la citología ⁽⁶⁾ de estas formas vivas.

El tamaño corriente de las bacterias pueden fijarse entre 0,3 a 3 micrones, pero existen especies que escapan de estos límites.

(6) Citología: Parte de la Biología que estudia la célula y sus funciones

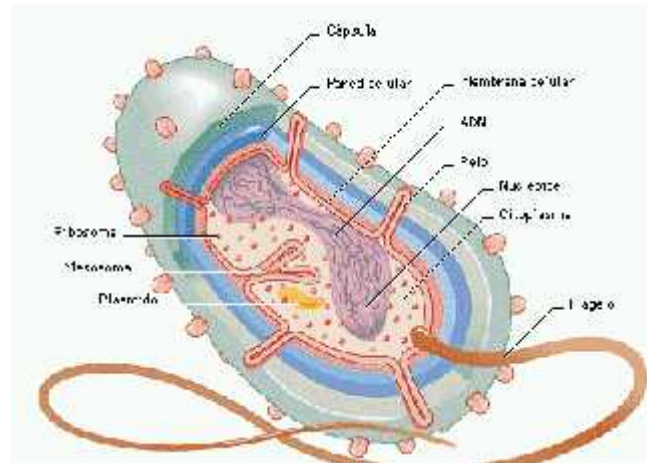


Figura 3.2.- Anatomía de una Bacteria sencilla (Fuente: Encarta)

El núcleo compuesto por nucleoproteínas es la parte esencial de las bacterias. En él se origina enzimas, verdaderos catalizadores de la bioquímica celular. La reproducción bacteriana se hace por partición del núcleo, puede decirse que mientras exista un núcleo intacto existe bacteria.

El citoplasma químicamente es una suspensión de proteínas, lípidos y glúcidos. Su naturaleza coloidal le facilita su desempeño en las reacciones químicas de la célula. Los productos de desecho de estas reacciones, hallan su paso al exterior vía la membrana citoplasmática de naturaleza lipo-proteica. Esta membrana permite también el ingreso a la célula de los materiales solubles desde el exterior.

La pared celular constituida por complejas proteínas y polisacáridos es prácticamente inerte químicamente y actúa a manera de tamiz respecto de las macromoléculas y sólidos que no tiene acceso al citoplasma.

La capa más externa de las bacterias suele estar formada por viscosas acumulaciones de polisacáridos que parecen no desempeñar ningún papel en la función celular.

Se cree que esta capa viscosa desempeña un rol importante en los aglomerados biológicos que se asientan sobre las piedras de los lechos percoladores y en el floc de los barros activos. Esta creencia no es compartida por algunos autores que consideran a los aglomerados como resultantes de fuerzas de atracción entre partículas.

Precisamente en los barros activos la formación del floc tiene lugar cuando, por enrarecimiento de los nutrientes, las bacterias no tienen suficiente energía como para repeler esta atracción.

El hecho es que todas las bacterias tienen esta capa viscosa, la que en el caso de las bacterias móviles se desprenden de la pared celular, lo que ha inducido la creencia de que las formas móviles no la tienen. Las formas inmóviles, por el contrario, acumulan en sus periferias grandes masas viscosas, razón por la cual resulta corriente referirse a ellas como zoogreas.

La mayor parte de las bacterias de interés en la depuración son las flageladas lo que les permite movilidad en un medio fluido. Los flagelos son estructuras definidas de naturaleza proteica que tienen origen en el interior de la célula.

Algunas bacterias, sometidas a condiciones ambientales adversas tienen la facultad de esporular. La spora es esencialmente el núcleo con una cubierta protectora de polisacáridos. Cuando las condiciones evolucionan a una situación más favorable, la célula vuelve a adquirir su desarrollo pleno y se despoja de la cubierta resistente. La esporulación es en sí un mecanismo de defensa.

En el citoplasma existen a manera de inclusiones, agregados de volutina, polisacáridos. Lípidos y Azufre. Todos ellos, de una u otra manera, actúan de reservas para el metabolismo que aporta energía.

En general la composición química de las bacterias es constante. Puede decirse que en el 80% están compuestas por agua. Tienen 18% de sustancias orgánicas y 2% de especies minerales que incluyen los elementos P, K, Na, Mg, Ca, S y Fe.

Para desarrollarse, las bacterias necesitan de todos estos elementos, cada uno en su medida. La carencia de uno o varios de ellos, actúa como factor limitante. Éste es un hecho muy significativo. Para que pueda llevarse a buen término un tratamiento debe haber un buen desarrollo bacteriano y para que ello resulte viable, el líquido, objeto

del tratamiento debe contener todos los elementos biogénicos, tanto los mayores como los que intervienen en menores proporciones. Esta circunstancia debe ser tomada en cuenta especialmente en ciertos líquidos residuales industriales que, para ser tratados biológicamente, requieren el agregado de algún nutriente bacteriano del cual carece. El líquido cloacal no está comprendido en este caso. Contiene todos los elementos biogénicos, incluidos los oligoelementos.

Además de los nutrientes biogénicos que utilizan para la síntesis, las bacterias requieren nutrientes que por oxidación les brinden la energía imprescindible para sintetizar estructuras celulares. Esta energía la obtienen de las reacciones químicas que fomentan y, con menor frecuencia, de la luz solar.

Existe un grupo más numeroso de bacterias que oxidan los compuestos orgánicos para procurarse energía y emplean el C de los mismos compuestos para sintetizar protoplasma. Este grupo es el de las bacterias heterotróficas.

Las bacterias heterotróficas pueden dividirse en tres grandes grupos según cual sea su dependencia del oxígeno disuelto para las reacciones químicas que les procuran energía. Las que emplean el oxígeno disuelto son las aerobias. Las que oxidan la materia orgánica en ausencia total de oxígeno disuelto, son las anaerobias. El tercer grupo que es capaz de actuar como aerobio cuando hay oxígeno disuelto y como anaerobio cuando no lo hay, recibe el nombre de facultativo.

Todos estos grupos de bacterias heterotróficas y también el más limitado de las bacterias autotróficas intervienen, cada uno con su propio metabolismo, en la depuración de las cargas contaminantes.

3.4.1.2.- Hongos

Pasemos ahora a los hongos, de menor importancia en el tratamiento. Los hongos son plantas microscópicas multicelulares carentes de clorofila que no se reproducen por partición del núcleo sino mediante esporas. Recordemos que las bacterias esporulan

como medio de defensa ante condiciones adversas, pero las esporas no intervienen en la reproducción. Los hongos emplean sustratos orgánicos para nutrirse y para obtener la energía vital.

Los hongos tienen mayores tolerancias que las bacterias a los p-aches bajos. Por esta razón revisten interés en ciertos tratamientos de efluentes industriales.

Los hongos son organismos aerobios estrictos y sus dimensiones son mayores que las de las bacterias. La presencia de hongos, en su forma de esporas, en los barros digeridos, ha llamado poderosamente la atención por tratarse de un medio anaerobio. La presencia de esporas de hongos y también bacterias aerobias en estos medios no quiere decir que estos microorganismos participen activamente en la digestión. Es más, no participan. Están allí porque entraron al sistema y permanecen en él en estado latente sin consumir energía.

3.4.1.3.- Algas

Siguiendo la revisión de los microorganismos pasamos ahora a las algas. Estas son organismos autotróficos que sintetizan su protoplasma en base a especies inorgánicas y al CO₂. Son organismos fotosintéticos, es decir que solamente elaboran material celular cuando dispone de luz y no dependen de la quimiosíntesis.

En la reacción de fotosíntesis se crea protoplasma celular y se libera oxígeno. La liberación tiene lugar exclusivamente cuando las algas son irradiadas por el sol, hace que ellas sean formas útiles en conjunción con las bacterias en las lagunas de estabilización. Las algas contribuyen a la reposición del oxígeno que consumen las bacterias aerobias y éstas a su vez le proporcionan el amoníaco y el CO₂ para la síntesis. Esta relación entre algas y bacterias aerobias es considerada por algunos autores como una simbiosis aunque no estén dadas las relaciones de hospitalidad que el término implica.

Algunas algas en ausencia de luz, son capaces de poner en marcha una quimiosíntesis análoga a la de las bacterias heterotróficas. Otras variedades que no tienen estas dificultades entran en un metabolismo endógeno durante la noche y consumen su propio protoplasma para obtener energía. En cualquiera de las dos formas de metabolizar, las algas consumen oxígeno durante la noche.

Predominan las algas que fotosintetizan por acción de la clorofila, pero también las hay que disponen de otros pigmentos tales como Xantofila y Carotenos.

3.4.2.- Formas Animales

Consideramos brevemente las formas animales que se establecen en unidades biológicas de tratamiento. En general los organismos animales actúan como predadores respecto de las bacterias y su importancia en el tratamiento radica en que, como resultado de esta actividad, conducen a la obtención de efluentes límpidos. Este hecho se pone bien de manifiesto en las lagunas de maduración ubicadas al final de una serie de enlagueamientos anaerobios y facultativos.

3.4.2.1.- Protozoos

Los protozoos se definen a los fines de nuestra aplicación, como seres unicelulares que se reproducen por partición binaria. La mayoría de ellos se nutren metabolizando sólidos. Cabe destacar que existen protozoos que tienen características intermedias entre las plantas y los animales. Estas formas suelen ser clasificados de acuerdo con sus características predominantes; los protozoos son móviles aerobios estrictos y heterotróficos, desde el punto de vista de la depuración.

Entre los protozoos de mayor interés se mencionan a los ciliados que comprenden los que tienen libertad de movimiento y metabolizan la materia orgánica que encuentran a su paso y los que aparecen fijados a partículas. El desgaste energético de las formas libres hacen que metabolicen grandes cantidades de nutrientes, mucho más que lo que necesitan las formas fijas. Esto es de importancia por cuanto es doble observar el

incremento en el número de los fijos y la disminución de los libres cuando se está afinando la depuración.

Otra característica interesante de destacar se presenta en algunos protozoos que son incapaces de producir todas las especies químicas que precisan para sintetizar. Solucionan esta deficiencia ingiriendo bacterias y ello resulta de mayor interés para la obtención de efluentes limpios.

Los protozoos pueden vivir en medios nutrientes empobrecidos porque se nutren de bacterias y esta circunstancia permite ubicarlos dentro de las poblaciones heterogéneas y cambiantes en la parte final del tratamiento.

3.4.2.2.- Rotíferos

Los rotíferos son multicelulares y deben su nombre al aparente movimiento rotativo de sus cilias. Los rotíferos son aerobios estrictos y requieren de una apreciable concentración de oxígeno disuelto. Por esta razón aparecen en la última etapa de depuración y su presencia es confirmativa de alto grado de depuración logrado por el tratamiento.

3.4.2.3.- Crustáceos

También intervienen en el afinamiento de los afluentes otros aerobios estrictos; los crustáceos, algunas de cuyas formas son microscópicas. Los crustáceos se nutren de bacterias y algas y a su vez son ingeridos por los peces. La presencia de crustáceos en los cursos limpios es esencial para mantener el equilibrio ecológico y sostener la cadena alimenticia a la que se hizo referencia antes. Su presencia en las lagunas de maduración o de afinamiento confirma una alta depuración.

3.5.- Necesidades Medioambientales

Las condiciones ambientales de temperatura y de pH tienen un papel importante en la supervivencia y crecimiento de las bacterias. A pesar de que las bacterias pueden

sobrevivir en un intervalo bastante amplio de valores de la temperatura y del pH, el crecimiento óptimo se suele producir en un intervalo muy restringido de valores de estos dos parámetros. Las temperaturas por debajo de la óptima tienen efectos más importantes sobre el crecimiento bacteriano que las superiores a aquélla; se ha podido comprobar que las tasas de crecimiento se doblan por cada aumento de 10°C de la temperatura hasta alcanzar el valor óptimo. Según el intervalo de temperatura en el que el desarrollo bacteriano es óptimo, las bacterias se pueden clasificar en psicrófilas, mesófilas y termófilas.

Los intervalos de temperatura óptima típicos para las bacterias de estas tres categorías señaladas están indicados en la tabla siguiente.

	Temperatura, °C	
Tipo	Intervalo	Temperatura óptima
Psicrófilas °	-10-30	12-18
Mesófilas	20-50	25-40
Termófilas	35-75	55-65

° También llamadas criófilas.

Tabla 3.1.- Intervalos de temperatura típicos para algunas bacterias

El pH del medio ambiente también constituye un factor clave en el crecimiento de los organismos. La mayoría de las bacterias no toleran niveles de pH por debajo de 4,0 ni superiores a 9,5. En general, el pH óptimo para el crecimiento bacteriano se sitúa entre 6,5 y 7,5.

3.6.- Resumen

Esta introducción nos permite seguir durante el tratamiento la evolución y predominio de unas especies sobre otras a medida que va disminuyendo la concentración de nutrientes. Cada una de estas poblaciones tiene su momento oportuno para entrar en escena y la dinámica con que cumplen su cometido depurador es la esencia del fundamento de los métodos biológicos de depuración.

Desde el punto de vista de un tratamiento. En los organismos heterotróficos, la materia orgánica de los líquidos residuales aporta tanta energía como materia prima para a síntesis. Ello quiere decir que la máxima tasa de remoción de la DBO coincide con el máximo desarrollo de los microorganismos.

Otra idea que puede deducirse es que la síntesis de una unidad de protoplasma en las distintas especies es independiente de la naturaleza de los sustratos estabilizados ya que los requisitos de energía son prácticamente iguales. Es la diferencia de energía que proporcionan los sustratos estabilizados la que determina las tasas de estabilización. Esto es digno de ser tenido en cuenta en proyecto cuando el tratamiento se aplica a líquidos residuales de distintas procedencias y por lo tanto de diferentes composiciones.

Dependiendo la tasa de estabilización del crecimiento de los microorganismos, resulta interesante estudiar los factores que inciden sobre el desarrollo. El crecimiento del número de bacterias sigue un modelo determinado, que ha sido bien planteado por los microbiólogos.

3.7.- Concepto Sanitario

Desde el punto de vista sanitario, interesa expresar el crecimiento de bacterias como masa de microorganismos en función del tiempo transcurrido desde la inoculación o desde el instante en que penetra a una unidad biológica el efluente residual hasta que sale de ella o sea la variación de masa de microorganismos durante la permanencia de los mismos en la unidad biológica.

Sigamos el modelo básico y para ello consideremos un medio de cultivo apto en el cual se siembra un reducido número de bacterias.

En este caso la curva que representa el número de microorganismos en función del tiempo asume la forma que se indica.

MODELO DE CRECIMIENTO EN BASE AL NUMERO DE MICROORGANISMOS

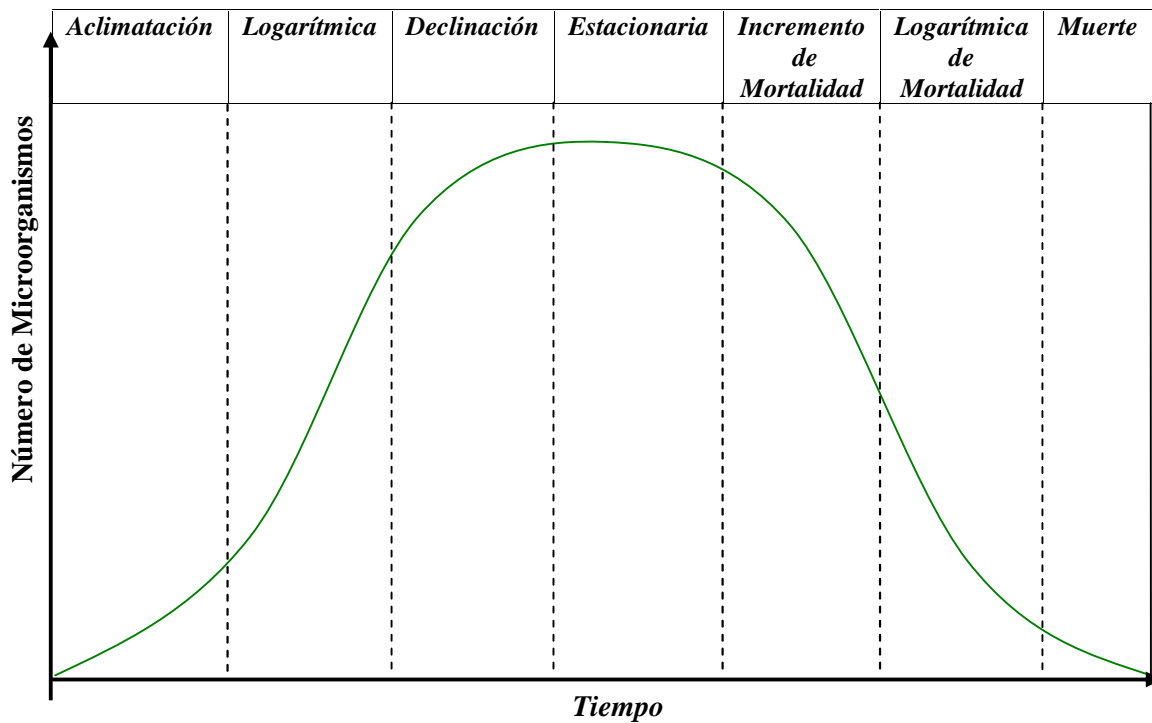


Figura 3.3.- Modelo de crecimiento de Microorganismos en base a su número

La curva en su fase inicial tiene poca pendiente debido principalmente a que los microorganismos se están adaptando al medio y no se reproducen en forma apreciable. Al cabo de un tiempo la pendiente aumenta según una función logarítmica, entrando al modelo en la fase que se ha dado en llamar crecimiento logarítmico. Durante esta etapa aumenta enormemente el número de bacterias como consecuencia de la elevada tasa de metabolismo que la concentración de nutrientes permite alcanzar. Seguidamente el cultivo comienza a declinar porque empieza a insinuarse cierta limitación de nutrientes en el medio.

Luego, la restricción de los nutrientes agudiza y el cultivo alcanza una fase de equilibrio durante la cual el número de microorganismos permanece constante. De ahí en más el número de microorganismos cae; al principio en forma atenuada, después en forma logarítmica y llega a cero, completando el ciclo.

Este modelo es el clásico para expresar la densidad de población bacteriana en función del tiempo que tardan los nutrientes para alcanzar el 100% de estabilización.

El modelo adquiere una forma distinta si en vez del número de microorganismos colocamos en ordenadas su masa. La representación de la nueva función de una curva tal como la que puede verse en el siguiente gráfico.

MODELO DE CRECIMIENTO EN BASE A LA MASA DE MICROORGANISMOS

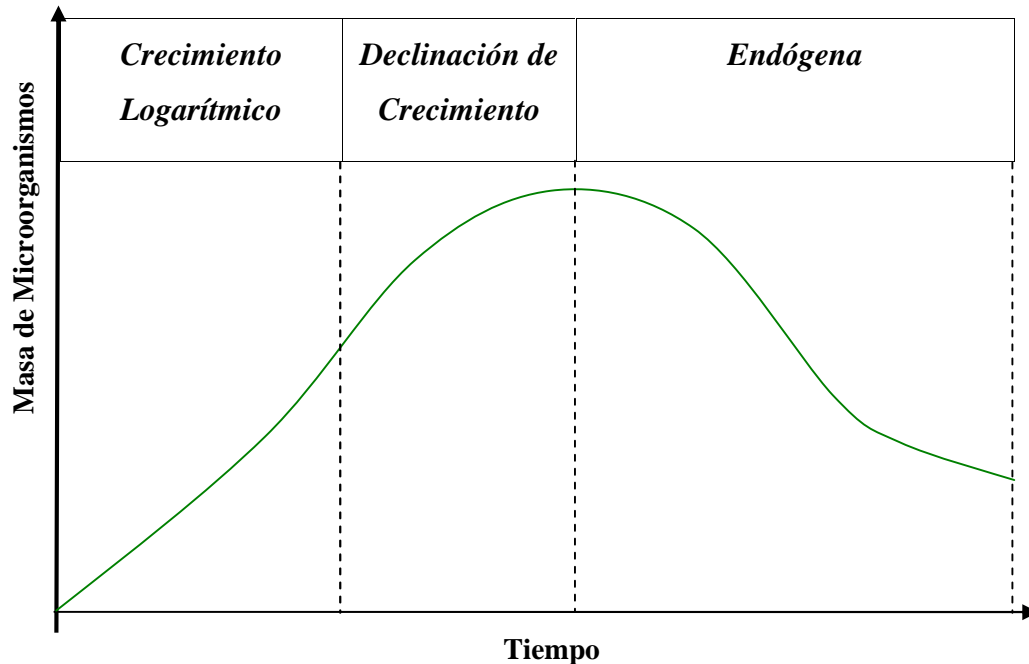


Figura 3.4.- Modelo de crecimiento de Microorganismos en base a su Masa

En esta representación no se insinúa el periodo de adaptación de las bacterias, lo que no es contradictorio respecto de la curva anterior, siendo ésta meramente una distinta forma de relacionar población con tiempo transcurrido; el modelo experimenta un periodo de adaptación pero esto no se revela debido a que durante su transcurso las bacterias crecen pero no se reproducen. El cultivo entra directamente en la fase logarítmica cuando lo representamos en esta forma. Hacia el fin de esa fase la tasa de crecimiento bacteriano y por ende de estabilización es máxima. La curva entra luego en la fase de declinación y, sin pasar por la etapa de equilibrio como aparecía en la curva anterior, alcanza la llamada fase del metabolismo endógeno.

El hecho de que ahora no se refleja la fase de equilibrio no significa que ella no exista. Es evidente que sí hay un intervalo en el que no aumente el número de microorganismos y tampoco disminuye, lo que ocurre es que los microorganismos están perdiendo masa. Esta pérdida de masa, sin que haya variación del número, no está ingresando en la fase endógena, en la cual los microorganismos se ven precisados a metabolizar su propio protoplasma al mismo tiempo que metabolizan la pequeña concentración de sustratos permanentes.

A primera vista parecería ser que el tratamiento depurador debiera mantenerse dentro de las condiciones que conducen al establecimiento de la fase de crecimiento logarítmico, pero poco a poco que razonemos vemos que la fuerte tasa de disminución de nutrientes que se logra en esta fase nos obligaría a tener que incorporarlos continuamente. Sólo de esta forma podríamos mantener la fase de crecimiento logarítmico, pero con este recurso no llegaríamos nunca a obtener un razonable grado de estabilización.

Existe además otra dificultad práctica. En los tratamientos aerobios la tasa máxima de estabilización va acompañada por la tasa máxima de consumo de oxígeno disuelto y es evidente que la disponibilidad de este gas no es ilimitada.

Por las razones expuestas, los métodos biológicos de tratamiento buscan condiciones apropiadas para que al culminar los mismos se den las condiciones correspondientes al final del periodo de declinación del crecimiento o de los comienzos del periodo endógeno.

En ciertos casos los tratamientos culminan cuando el sistema está ubicado bien dentro de la zona endógena. Ello conduce a la afinación de los tratamientos.

Las representaciones que se ha presentado tienen por supuesto validez teórica, porque en ellas se han considerado solamente a las bacterias y su metabolismo. En la realidad la fase endógena de las condiciones para que se establezcan protozoos, rotíferos,

crustáceos reduce la cuenta bacteriana llevándola a una concentración de equilibrio con las demás formas de las biomasas.

Lo ideal, por lo tanto, sería que al final del tratamiento se estableciera en el efluente una población heterogénea similar a la de los cursos receptores. Esto resultaría muy costoso y carece de sentido práctico por cuanto se dejaría de aprovechar la capacidad de autodepuración de los cursos.

En las poblaciones heterogéneas que se establecen en las unidades de tratamiento, las distintas especies ejercen una dinámica. La dinámica de las poblaciones es la resultante de todas ellas y refleja los cambios en la composición de la biomasa con las condiciones cambiantes del medio.

Es posible mencionar algunas reglas que hacen a los cambios en las poblaciones. En general se puede decir que prevalecen en un medio aerobio en un instante determinado, aquellas especies que exhiben la mayor tasa de metabolismo y las que mediante oxidaciones se surten de la mayor cantidad de energía. En un medio nutriente balanceado, predominan las bacterias que oxidan los sustratos orgánicos hasta transformarlos en CO_2 y al mismo tiempo producen el O_2 a la especie molecular H_2O .

Las *Pseudomonas* que puede procesar todo tipo de materia orgánica están siempre presentes en las poblaciones de las unidades aerobias. Los alcalígenes y *flavobacterium* proliferan en medios protéicos ricos y adquieren preponderancia sobre otros.

En medios aerobios orgánicos muy ricos, tienen preponderancia las bacterias sobre los hongos, algas, protozoos, etc, porque son precisamente ellas las que tienen las mayores tasas de metabolismo.

Las demás formas meramente sobreviven en estas condiciones. La alta tasa de estabilización ocasiona alto consumo de oxígeno, el que debe ser repuesto durante el tratamiento en la forma más conveniente y eficaz.

La concentración de nutrientes va bajando cada vez más, la tasa de metabolismo y de consumo de oxígeno disminuye y se empieza a elevar la concentración de oxígeno disuelto. En determinado momento comienza a proliferar los predadores de bacterias y a partir de allí el tratamiento entra en su fase final. El tratamiento nunca se completa si bacterias y sus predadores no guardan debida relación.

Los ríos que continuamente se están depurando muestran la más perfecta relación entre estos organismos. En ellos también intervienen las algas cuya simbiosis con las bacterias tiene decidido efecto sobre la depuración de la carga orgánica.

Entonces a partir de ahora vamos a entrar en lo que podemos llamar microbiología aplicada a la estabilización. Ordenemos los conocimientos.

Los microorganismos conducen a la estabilización de los efluentes residuales a través de síntesis de protoplasma, oxidación de materia orgánica y reducción de un aceptor de hidrógeno determinado.

Este esquema es válido para los organismos heterotróficos de accionar aerobio o anaerobio.

La oxidación que en última instancia conduce a la transferencia de hidrógeno al oxígeno disuelto, en los sistemas aerobios consume este gas a un ritmo que depende tanto del crecimiento de los microorganismos como de la carga orgánica del sistema.

Es así que nos encontramos en tres variables que ejercen decisiva influencia en conjunto. Ellas son: tasa de remoción de la materia orgánica, masa de célula sintetizada y consumo de oxígeno disuelto. Estas tres variables actúan íntimamente relacionadas entre sí en lechos percoladores, barros o lodos activados y lagunas facultativas de estabilización.

Como se mencionó antes el tratamiento no puede efectuarse en la región que llamamos del crecimiento logarítmico únicamente. El efluente en esta fase está muy contaminado y atiborrado de bacterias.

Si el sistema entra en la fase de declinación del crecimiento, la tasa de metabolización disminuye continuamente por cuanto también disminuye la concentración orgánica. Si bien no es posible establecer un límite exacto para fijar la terminación del periodo de declinación, la costumbre nos lleva a admitir que ello ocurre cuando la relación de nutrientes a microorganismos es de $6 \cdot 10^{-3}$.

La mayor parte de los tratamientos biológicos operan en este límite y los métodos de afinamiento o maduración continúa en la etapa endógena en que la relación de nutrientes a microorganismos es todavía mucho menor.

El metabolismo anaerobio que requiere procesar mayor cantidad de sustratos que el aerobio y que echa mano de aceptores variados del hidrógeno que se transfiere en las reacciones de oxidación, tiene aplicación en la digestión de barros y en los estanques anaerobios de estabilización.

CAPITULO III.- MICROBIOLOGIA Y BIOQUIMICA DE LA DEPURACION

.....	47
3.1.- Objetivos del tratamiento Biológico	47
3.2.- Papel de los Microorganismos	47
3.3.- Necesidades nutritivas para el Crecimiento Microbiano	48
3.4.- Identificación de los Microorganismos.....	49
3.4.1.- Formas vegetales	49
3.4.1.1.- Bacterias	49
3.4.1.2.- Hongos	53
3.4.1.3.- Algas	54
3.4.2.- Formas Animales	55
3.4.2.1.- Protozoos	55
3.4.2.2.- Rotíferos	56
3.4.2.3.- Crustáceos.....	56
3.5.- Necesidades Medioambientales	56
3.6.- Resumen	57
3.7.- Concepto Sanitario.....	58

Tabla 3.1.-	Intervalos de temperatura típicos para algunas bacterias	57
-------------	--	----

Figura 3.1.-	División de una bacteria	50
Figura 3.2.-	Anatomía de una Bacteria sencilla (Fuente: Encarta).....	51
Figura 3.3.-	Modelo de crecimiento de Microorganismos en base a su número	59
Figura 3.4.-	Modelo de crecimiento de Microorganismos en base a su Masa.....	60

CAPITULO IV.- PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1.- Información Disponible y Utilizada

NORMATIVA BOLIVIANA:

- ▲ Norma Boliviana NB688 (Instalaciones Sanitarias – Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales [Diciembre 2001])
- ▲ Reglamento de la Ley N°1333 del medio Ambiente [27 Abril del 1992]

INE:

- ▲ Censo Nacional de Población y Vivienda 2001 (Tarija)
- ▲ Proyección de Población hasta el año 2010 (INE).

COSAALT:

- ▲ Cobertura del Servicio de Agua y alcantarillado Sanitario
- ▲ Cobertura de medición.
- ▲ Dotación de Agua Potable.
- ▲ Conexiones de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario efectuadas durante la gestión 2000 hasta la gestión 2004.
- ▲ Caudales medios Mensuales y Producción Anual, gestiones 2002, 2003 y 2004.

Laboratorio del establecimiento Actual (Lagunas de Oxidación)

- ▲ Muestras compuestas.

Algunos parámetros empíricos necesarios para el diseño que no menciona la norma NB 688 sobre algunos sistemas de tratamiento, se adoptan valores recomendados por las Normas E.N.O.H.Sa, que están aprobadas por el BID (Banco Interamericano de Desarrollo), y de la bibliografía especializada.

4.2.- Análisis de la Información

Toda la información citada precedentemente es necesaria e indispensable para la realización del trabajo, por ejemplo:

NORMAS:

- Norma Boliviana NB688 (Instalaciones Sanitarias – Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales [Diciembre 2001])

Se presta especial atención y se toma en cuenta los Capítulos II, IV y V.

Capítulo II.- *“Proyecto de Redes de Alcantarillado Sanitario”*, de donde se analizan los valores y métodos de la Norma como ser, Proyección de Población, Dotaciones de agua Potable, Coeficientes de Retorno o Aporte, Coeficiente de Punta, Consideraciones para caudales de Diseño (conexiones erradas, por infiltración), diseño hidráulico y otros.

Capítulo IV.- *“Proyecto de Estaciones de Bombeo”*, de donde se consideraran valores de velocidad en tuberías de succión e impulsión, instalaciones de rejillas, y otros.

Capítulo V.- *“Proyecto de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales”*, de donde se analizan y consideran todas las recomendaciones de los tratamientos, parámetros de diseño como ser, caudales, DBO, Carga orgánica y otros, cabe destacar que la norma enmarca algunos criterios y valores para los siguientes tratamientos:

Tratamientos Primarios:

- Cámaras Sépticas
- Tanques Imhoff

Tratamientos Secundarios:

- Lagunas de Estabilización.
- Filtros Biológicos.
- Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente tipo RALF
- Lechos de Secado y Desinfección.

Hay que tomar en cuenta que esta norma carece o no da consideraciones de diseño para sistemas de tratamiento de aguas residuales como ser el de “Lodos Activados”, y otros parámetros de diseño como ser NMP (número más probable) de colifecales afluentes.

Por lo cual se utilizan también normas como la E.N.O.H.Sa, de Argentina que están aprobadas por el BID, y Bibliografía especializada que cuenta con parámetros y recomendaciones en el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales para complementar y desarrollar el diseño de las alternativas planteadas.

INE:

- Censo Nacional de Población y Vivienda 2001 (Tarija).-

Cuenta con información de Población, tasas de crecimiento, PIB, NBI, etc, de los censos Nacionales 1950, 1976, 1992 y el 2001, que serán la base para la proyección de la población.

- La proyección realizada por el INE hasta el 2010 (no proyecta más de 10 años) a partir del último censo, será para comparar en 1ra instancia con las proyecciones realizadas y luego para ajustar la proyección planteada inicialmente con los valores proyectados por el INE.

COSAALT:

La información proporcionada por la Cosaalt, incluyendo la del Laboratorio de la Planta de tratamiento de aguas residuales (Lagunas de oxidación), es relativamente completa especialmente la referida a los datos de abastecimiento, pero como la cobertura de medición de consumo es del orden del 57,2%, se realizará el cálculo estimado de la dotación, puesto que se harán algunas consideraciones que se citan mas adelante.

Para los datos de las muestras compuestas, referidas a aforos y toma de muestras, en el ingreso a la planta cada hora, durante 24 horas seguidas (1 día), se cuentan con los registros de 4 meses en el año 2002 (Junio, Julio, Agosto y Septiembre), del año 2003 se cuenta con 9 Muestras (Febrero, Marzo, Abril, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre y Noviembre), del año 2004 se cuenta con 11 muestras (Enero, y desde el mes de Marzo hasta el mes de Diciembre), y del año 2005 se cuenta con 5 muestras compuestas (Abril, Mayo, Junio, Julio y Agosto).

En cada caso los datos a tomar en cuenta para el desarrollo de los parámetros iniciales de diseño son la DBO₅, DQO y el Caudal.

Cabe decir que al margen de estos valores, también para las muestras compuestas se midieron el pH, la temperatura del agua y la cantidad de los sólidos sedimentables.

4.3.- Calculo de Parámetros de Diseño

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo, refiriéndose al diseño y dimensionamiento de todas las instalaciones integrantes de cualquier obra, que en este caso para el Establecimiento Depurador de Líquidos cloacales, los parámetros de diseño generales son los siguientes:

- ▲ Población
- ▲ Dotación de Agua Potable
- ▲ Coeficiente de Vuelvo a Colectora
- ▲ Coeficientes máximo y mínimo horario
- ▲ Carga Másica Unitaria
- ▲ Sólidos Suspendidos
- ▲ Coliformes

4.3.1.- Población

Debe estimarse la población actual y futura del proyecto, para conocer el número de usuarios a servir.

Los datos base para realizar la proyección son los proporcionados por el INE (Instituto Nacional de Estadística), teniendo la siguiente información base de Población, en la siguiente Tabla:

Año de Censo	Población hab.	Tasa intercensal	
1950	16 398		
1976	38 916	r. 1950/1976	3.38%
1992	90 113	r. 1976/1992	5.39%
2001	135 783	r. 1992/2001	4.66%

Tabla 4.1.- Datos del INE, según los Censos Nacionales

Para la proyección de la población se analizaron distintos métodos, tanto los que incluyen en la norma NB688 como otros métodos tomando distintos valores de tasas de crecimiento intercensales, parámetros como PIB, NBI, etc, (fuente INE), y estos métodos analizados se citan a continuación, todos proyectados para el año horizonte del 2035.

➤ ***Según la Norma Boliviana NB 688:***

- a) Crecimiento Aritmético (última tasa intercensal)
- b) Crecimiento Geométrico (última tasa intercensal)
- c) Crecimiento Exponencial (última tasa intercensal)

➤ ***Otros***

- d) Crecimiento Exponencial (ajustado con los datos de los censos)
- e) Crecimiento Exponencial (ajustado con datos de censos y proyecciones del INE).
- f) Crecimiento polinómico (ajuste con datos de censos)
- g) Crecimiento de Interés compuesto (geométrico) promedio de todas las tasas intercensales
- h) Crecimiento de interés compuesto (geométrico) promedio de las dos últimas tasas intercensales
- i) Crecimiento de interés compuesto (geométrico) 1ro última tasa intercensal, 2do promedio de las tasas intercensales.
- j) Crecimiento Ajustado con parámetros (PIB, NBI, Población ocupada), y población

- *Proyección Propuesta y asumida*
- *Proyecciones realizadas por Estudios anteriores (STCV [Italianos] y CIH [Cuba]), para tener una comparación.*

SEGÚN LA NORMA BOLIVIANA NB 688 Y OTROS MÉTODOS

Los resultados de los métodos analizados (Norma NB688 y Otros) se muestran en la siguiente tabla acompañada con la representación gráfica de los resultados.

Y se puede observar claramente que entre uno y otro método las diferencias son significativas como por ejemplo, con el método de Crecimiento Geométrico utilizando el promedio de las dos últimas tasas intercensales, la proyección de población es de 718.979 habitantes para el año horizonte 2035, que es el valor más alto entre los métodos analizados y en contraste de ese valor, la población proyectada para el 2035 con el método de Crecimiento Aritmético utilizando la última tasa intercensal es de 350.956 habitantes, teniendo una diferencia de 368.023 habitantes que representa más del doble en relación a lo que proyectado por el método de Crecimiento Geométrico (última tasa intercensal).

Los demás métodos proyectados se encuentran en el medio de los dos anteriores, y uno de ellos, el método realizado por ajuste de la ecuación planteada:

$$P = A + B.T + C.T^2 + D.PIB + E.PO + F.NBI$$

Siendo los coeficientes de la ecuación A, B, C, D, E, F.

Con parámetros de Población, PO [Población Ocupada], PIB [producto bruto interno], NBI (necesidades básicas insatisfechas), proyecta valores que están por debajo de los valores medios, teniendo tasas intercensales entre los censos, decrecientes para la población y el PIB, y tasas crecientes para PO y NBI.

Año	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	
	Creci. Aritmético ult.tasa.Int	Creci. Geomét ult.tasa.Int	Creci. Exp ult.tasa.Int	Creci. Exp.Ajus Censos	Creci. Exp Censos + Proy. INE	Creci. Polinómico Censos	Creci. Geomét prom. tasas	Creci. Geomét prom. 2 ult.tasas	Creci. Geomét 1ª y 2ª	Ajustado Parám. PIB,NBI,etc	Promedio
2001	135.783	135.783	135.783	128.174	142.921	135.037	135.783	135.783	135.783	135.772	135.660
2002	142.112	142.112	142.261	133.629	149.460	140.470	141.861	142.605	142.112	140.627	141.725
2003	148.440	148.735	149.049	139.316	156.299	146.021	148.211	149.770	148.735	145.627	148.021
2004	154.769	155.668	156.160	145.246	163.450	151.693	154.845	157.296	155.668	150.775	154.557
2005	161.098	162.923	163.611	151.428	170.929	157.484	161.777	165.199	162.923	156.073	161.344
2006	167.426	170.517	171.417	157.873	178.750	163.394	169.018	173.499	170.517	161.523	168.393
2007	173.755	178.464	179.596	164.592	186.929	169.425	176.584	182.216	178.464	167.127	175.715
2008	180.083	186.782	188.165	171.597	195.482	175.574	184.488	191.372	186.782	172.889	183.321
2009	186.412	195.488	197.142	178.901	204.426	181.844	192.746	200.987	195.488	178.810	191.224
2010	192.741	204.599	206.548	186.515	213.780	188.233	201.374	211.085	204.599	184.893	199.437
2011	199.069	214.135	216.403	194.453	223.561	194.741	210.388	221.691	214.135	191.442	208.002
2012	205.398	224.115	226.728	202.730	233.790	201.369	219.805	232.830	224.115	198.173	216.905
2013	211.727	234.561	237.545	211.358	244.487	208.117	229.645	244.528	234.561	205.090	226.162
2014	218.055	245.494	248.879	220.354	255.674	214.984	239.924	256.814	245.494	212.195	235.787
2015	224.384	256.936	260.754	229.732	267.372	221.971	250.664	269.718	256.936	219.492	245.796
2016	230.712	268.911	273.195	239.510	279.606	229.077	261.884	283.270	261.884	226.984	255.503
2017	237.041	281.445	286.229	249.704	292.399	236.303	273.606	297.502	273.606	234.676	266.251
2018	243.370	294.562	299.886	260.332	305.778	243.649	285.854	312.450	285.854	242.572	277.431
2019	249.698	308.291	314.194	271.412	319.769	251.114	298.649	328.149	298.649	250.674	289.060
2020	256.027	322.660	329.184	282.964	334.400	258.698	312.018	344.637	312.018	258.988	301.159
2021	262.356	337.699	344.890	295.007	349.701	266.403	325.984	361.953	325.984	266.901	313.688
2022	268.684	353.439	361.345	307.563	365.701	274.227	340.576	380.139	340.576	275.004	326.725
2023	275.013	369.912	378.586	320.653	382.434	282.170	355.821	399.238	355.821	283.299	340.295
2024	281.341	387.153	396.649	334.301	399.932	290.233	371.748	419.298	371.748	291.791	354.419
2025	287.670	405.197	415.574	348.529	418.231	298.416	388.389	440.365	388.389	300.481	369.124
2026	293.999	424.083	435.401	363.363	437.368	306.718	405.774	462.491	405.774	309.375	384.435
2027	300.327	443.849	456.175	378.828	457.380	315.139	423.938	485.728	423.938	318.474	400.378
2028	306.656	464.536	477.940	394.952	478.307	323.681	442.914	510.133	442.914	327.784	416.982
2029	312.985	486.187	500.743	411.762	500.192	332.342	462.740	535.765	462.740	337.308	434.276
2030	319.313	508.848	524.634	429.287	523.078	341.122	483.453	562.684	483.453	347.049	452.292
2031	325.642	532.564	549.666	447.558	547.012	350.022	505.094	590.955	505.094	357.012	471.062
2032	331.970	557.386	575.891	466.607	572.041	359.042	527.703	620.648	527.703	367.200	490.619
2033	338.299	583.365	603.368	486.466	598.214	368.181	551.324	651.832	551.324	377.619	510.999
2034	344.628	610.555	632.155	507.171	625.586	377.440	576.003	684.582	576.003	388.271	532.239
2035	350.956	639.012	662.317	528.757	654.210	386.818	601.786	718.979	601.786	399.162	554.378

Tabla 4.2.- Resumen de resultados de Proyecciones de Población NB688 y Otros

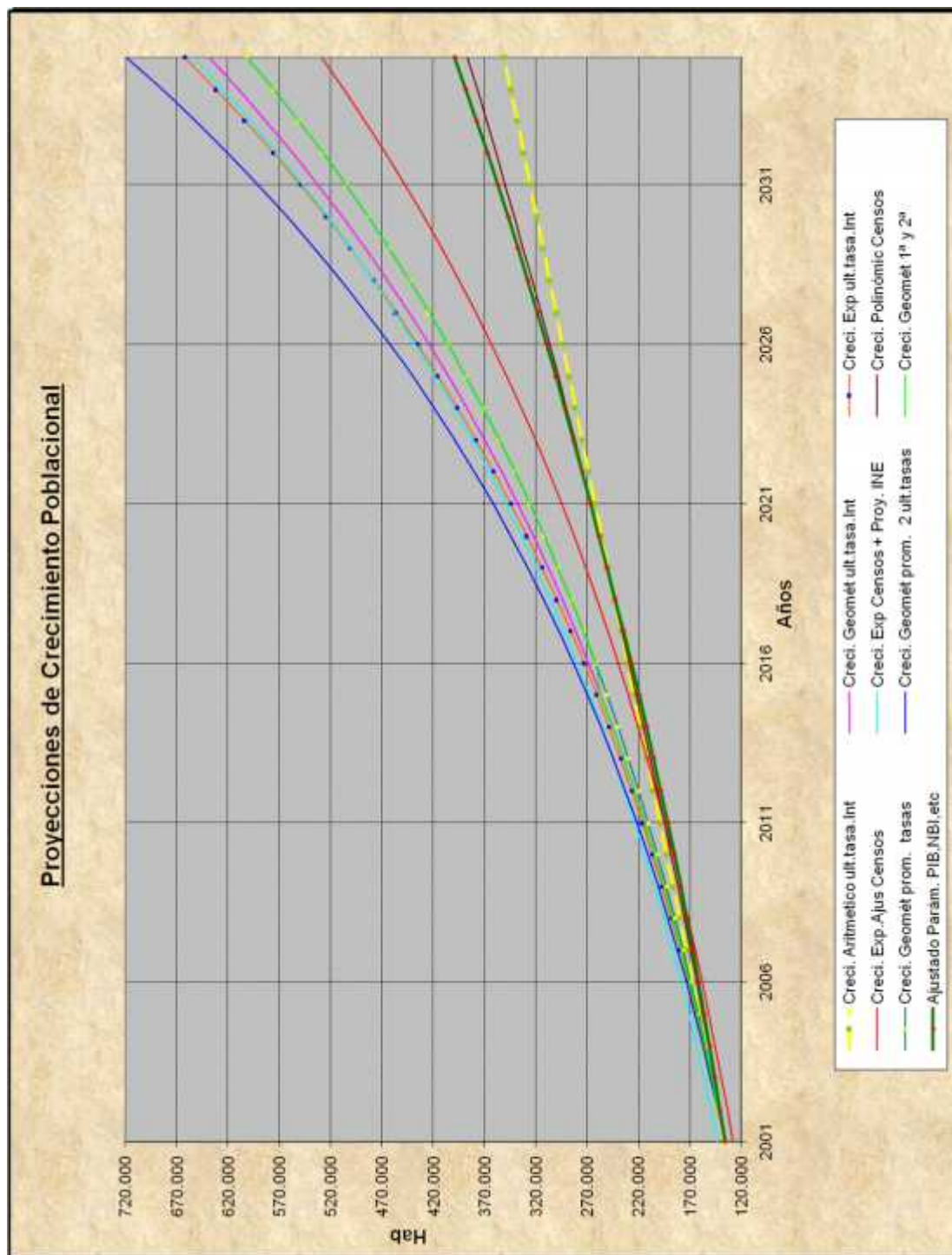


Figura 4.1.- Gráfica de Resultados de Proyecciones de Población NB688 y Otros

PROYECCIÓN PROPUESTA Y ASUMIDA

Ratificando los resultados de los diferentes métodos y tasas utilizadas para la proyección de la población se aprecia una clara y marcada diferencia entre éstos; para poder tomar una decisión, se opta por asumir un crecimiento moderado cercano a la media de los diferentes métodos, y que mantenga la tendencia y valores de crecimiento poblacional que ha proyectado el INE desde el 2001 hasta el año 2010.

Para esto se toma como base para la Proyección propuesta los valores del método "exponencial ajustado con datos de los censos nacionales", el cual produjo proyecciones de poblaciones que se encuentran por el valor medio de todos los métodos analizados y que además el método de crecimiento exponencial ajustado es utilizado por el INE.

Entonces para la Proyección propuesta se realiza lo siguiente:

- Los valores que proyectó el INE para el periodo 2001-2010, se respetan.
- Se incrementan los valores del resto del periodo, afectando al método elegido inicialmente (exponencial ajustado con los valores de los censos), de la siguiente manera:

Periodo	Incremen. hab
2011-2015	27 000
2016-2024	24 000
2025-2035	20 000

En la proyección propuesta, en resumen se considera lo siguiente:

1ro.- Se toma el método que maneja el INE como base, y que también oscila por la media de los métodos estudiados.

2do.- Se introducen los valores proyectados por el INE en el periodo 2001-2010, en la nueva planilla para realizar el ajuste.

3ro.- Se incrementan los valores del método escogido (exponencial) con el fin de estar con valores cercanos a la media de los métodos analizados.

4to.- Se realiza el ajuste con todos esos datos para formar el modelo "exponencial ajustado" propuesto y asumido de crecimiento poblacional.

Entonces los nuevos datos para realizar el nuevo ajuste con el método Exponencial Ajustado son los siguientes:

Año	Población	Año	Población	Año	Población
2005	183 001	2016	263 510	2027	398 828
2006	188 639	2017	273 704	2028	414 952
2007	194 288	2018	284 332	2029	431 762
2008	199 938	2019	295 412	2030	449 287
2009	205 533	2020	306 964	2031	467 558
2010	211 018	2021	319 007	2032	486 607
2011	221 453	2022	331 563	2033	506 466
2012	229 730	2023	344 653	2034	527 171
2013	238 358	2024	358 301	2035	548 757
2014	247 354	2025	368 529		
2015	256 732	2026	383 363		

Luego de realizar el Ajuste, los valores de la nueva proyección de población que es la propuesta y asumida son los siguientes, y que también a continuación se los presenta en forma gráfica junto con los demás métodos analizados:

Año	Población Regr.	Año	Población Regr.	Año	Población Regr.
2005	177 845	2015	257 380	2024	358 967
2006	184 542	2016	267 072	2025	372 485
2007	191 491	2017	277 129	2027	401 065
2008	198 702	2018	287 565	2029	431 839
2009	206 184	2019	298 393	2031	464 973
2010	213 949	2020	309 629	2032	482 482
2011	222 005	2021	321 289	2033	500 650
2012	230 365	2022	333 387	2034	519 503
2013	239 039	2023	345 941	2035	539 065
2014	248 040	2023	345 941		

Tabla 4.3.- Proyección de población Propuestas y Asumida.

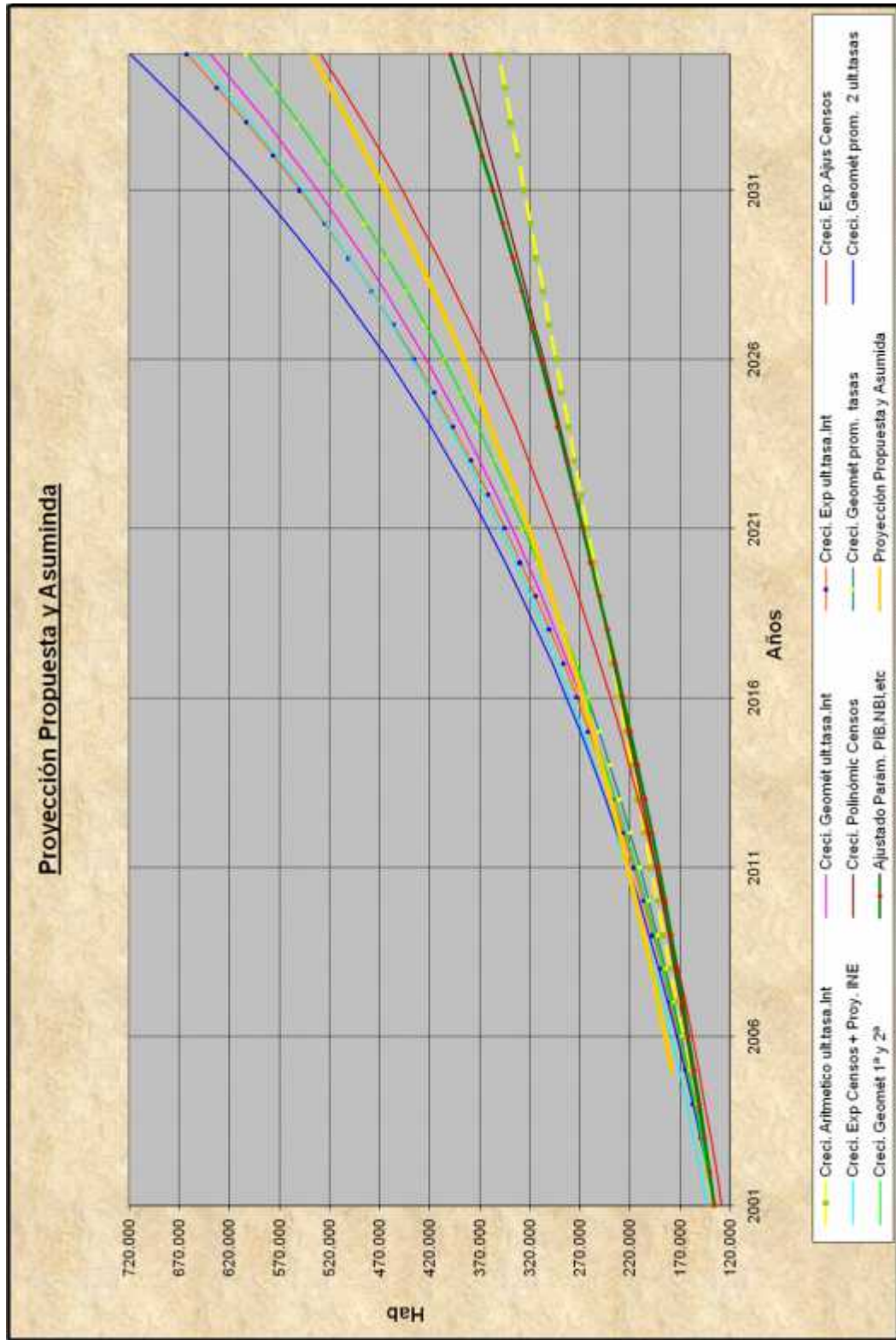


Figura 4.2.- Gráfica de Proyección propuesta y asumida con las demás Proyecciones

Ya definido el posible crecimiento poblacional, siguiendo y aplicando métodos recomendados por la norma, y otra bibliografía, es menester destacar que la predicción de tal suceso, implica mucha incertidumbre de la ocurrencia de ello, puesto que la población no es una variable independiente, ni dependiente de algunas pocas variables, si no que depende de un número muy grande de variables tanto sociales como económicas, como empleo, PIB, NBI catástrofes, problemas sociales (paros), incursión de la mujer a la vida laboral, inseguridad, natalidad, etc y por lo cual es el motivo del porque el INE no proyecta mas de 10 años.

Dado que se proyecta 30 años de crecimiento poblacional, periodo de diseño normal para este tipo de obra, se preverá que los Diseños de las distintas alternativas, estén diseñadas en unidades gemelas modulares, de tal manera se puedan implementar en determinados periodos o etapas en forma paulatina, de modo que, si por algún suceso económico, social o natural, el crecimiento poblacional se desarrolla en forma muy acelerada en comparación con lo proyectado, las etapas (definidas según el diseño) que tendrían que entrar en ejecución (construcción) dentro de cierto periodo de años de acuerdo al crecimiento planteado, tendrán que entrar antes en su ejecución, y si ocurriera lo contrario, entrará o se ejecutarán dentro de un periodo más largo de lo previsto, o sea se postergaría su construcción.

De esta manera contar con un Establecimiento Depurador de líquidos cloacales flexible en su ampliación, que implicaría el emplazamiento y ejecución de etapas y así no tener infraestructura que trabaje muy por debajo de su rendimiento óptimo o que trabaje por debajo de su capacidad teniendo infraestructura por demás (inactiva).

Una vez definido y asumido el supuesto comportamiento de crecimiento de la Población, la cual, como se indicó precedentemente, se encuentra por los valores medios de todos los métodos analizados, y ahora con fines comparativos y de revisión, se realiza una comparación de este crecimiento con otras proyecciones de crecimiento poblacional propuestas por otros estudios que se realizaron anteriormente, como se señala a continuación.

PROYECCIONES REALIZADAS POR ESTUDIOS ANTERIORES

Como ya es de conocimiento, anteriormente se realizaron dos proyectos referidos a saneamiento del Río Guadalquivir y que involucraban saneamiento básico en el ámbito del manejo de aguas residuales.

1er Estudio realizado por la STCV ([Servizi Ingegneria] consultora Italiana) en el año 1994)

2do Estudio realizado por el CIH (Instituto Superior Politécnico José A. Echeverría - República de Cuba) en 1999

En dichos estudios proyectaron las siguientes poblaciones:

Año	Censo INE	Proy. INE	STCV	CIH		Proy. Prop y Asumida
				1ra Prop.	2da Prop.	
2 001	135 783		118 092			
2 002			121 694			
2 003			125 405			
2 004			129 230			
2 005		183 001	133 107			177 845
2 006		188 639	137 100			184 542
2 007		194 288	141 213			191 491
2 008		199 938	145 450			198 702
2 009		205 533	149 813			206 184
2 010		211 018	154 307			213 949
2 011			158 937			222 005
2 013			168 616			239 039
2 015			178 798			257 380
2 017			189 505			277 129
2 019			200 848			298 393
2 021			212 873			321 289
2 022			219 153			333 387
2 023			225 618			345 941
2 024			232 273			358 967
2 025			239 009			372 485
2 035			318 103	737 404	494 769	539 065

Tabla 4.4.- Proyección de Población Propuesta y Proy. Realizadas por estudios anteriores

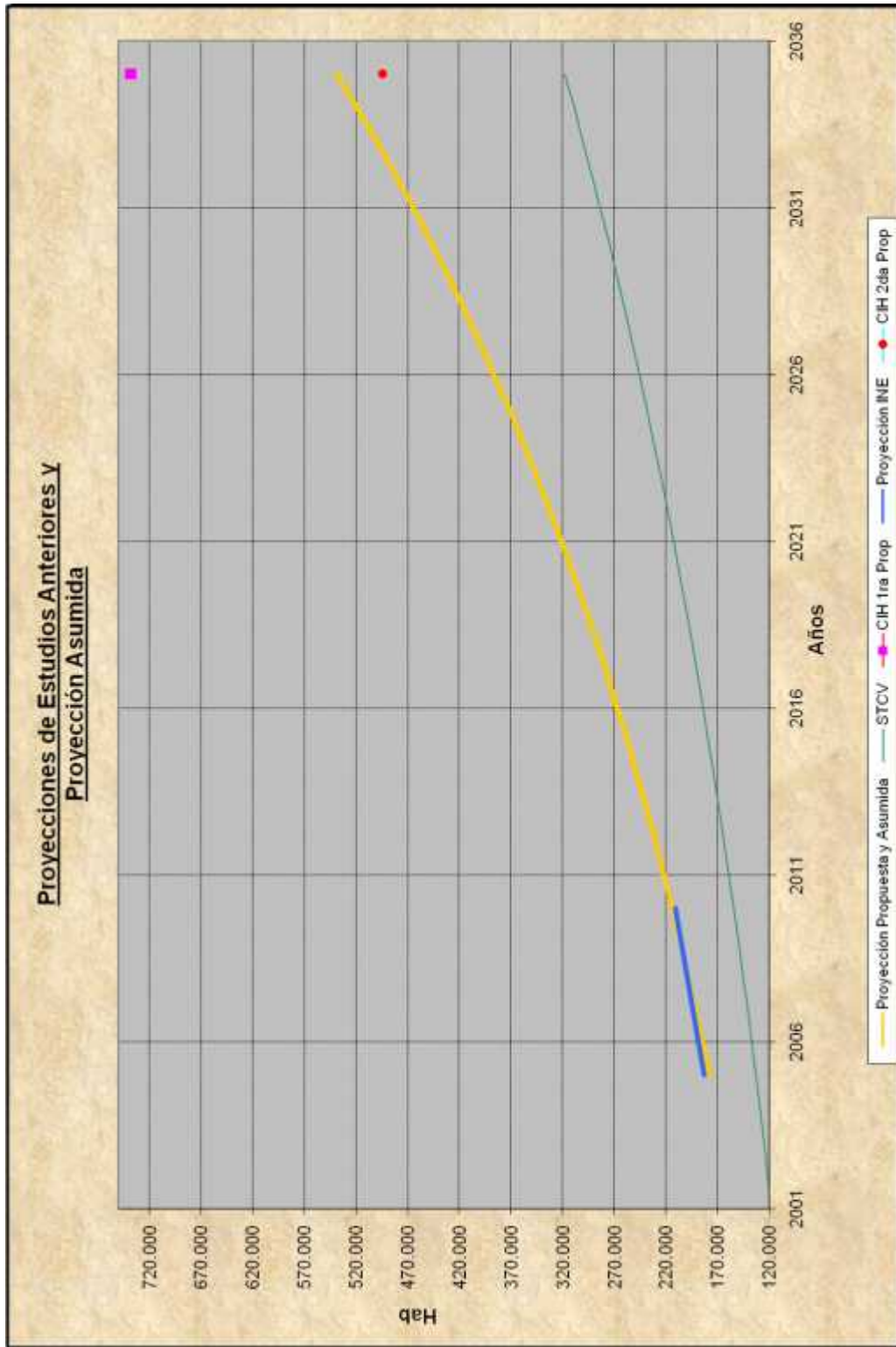


Figura 4.3.- Gráfica de Proyección Propuesta y Propuestas realizadas por Estudios anteriores

4.3.2.- Dotación de Agua Potable

Este parámetro se refiere al consumo anual total de agua previsto en un centro urbano dividido por la población abastecida y el número de días del año, que vendría a ser el volumen de agua utilizado por una persona en un día.

La norma menciona la dotación media diaria y la dotación futura de agua, estimando esta última con un incremento anual del 0.50% y el 1% (d) de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico $[Df = Do * (1 + d/100)^t]$.

Pero en nuestro caso al contar con valores mensuales de producción de agua, número de conexiones de Agua Potable, y el módulo habitacional por conexión (Fuente "Cosaalt"), de una ciudad ya establecida como la de Tarija, se considera como dotación adoptada para el diseño de todos los sistemas, el valor de la dotación media calculada en base a los datos proporcionados, que son datos reales y actuales.

Primeramente se parte de los datos de volúmenes de producción de agua mensuales, y que se cuenta con esos datos de las gestiones 2002, 2003 y 2004.

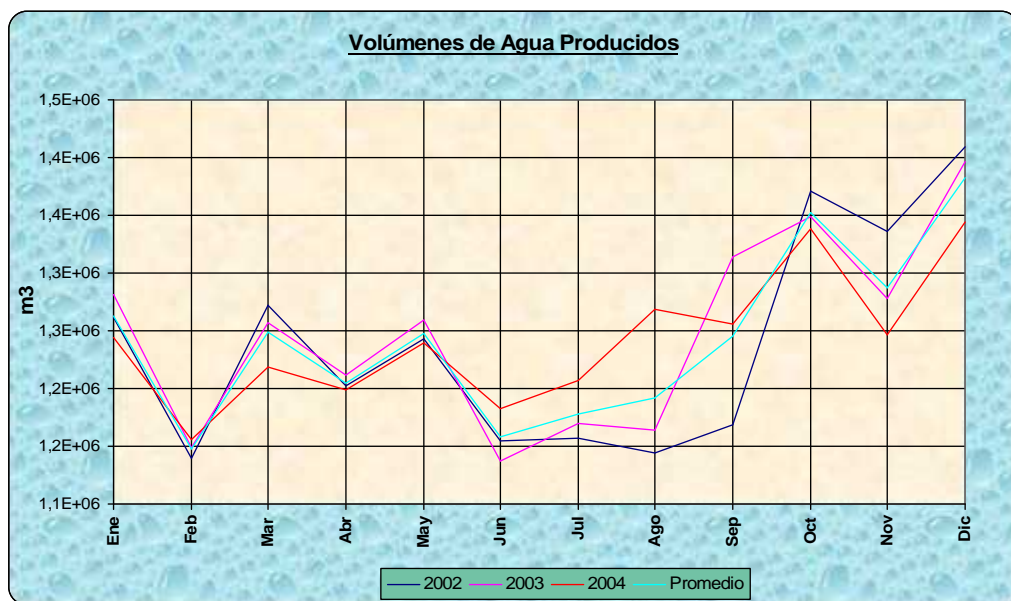
Con estos datos se calcula los valores promedios de cada mes, para obtener factores, de punta máximo como el mínimo que son el cociente del valor más alto y el promedio para el factor de punta máximo mensual, y para el mínimo mensual el cociente del valor mínimo y el promedio, además de poder contar con el valor promedio de producción de las tres gestiones analizadas, todo esto se muestra en la tabla siguiente:

Tabla de volúmenes producidos [m3]

Mes	Gestión			Promedio
	2002	2003	2004	
Enero	1 261 437.60	1 281 188.30	1 244 228.40	1 262 284.77
Febrero	1 138 992.80	1 148 947.70	1 155 428.40	1 147 789.63
Marzo	1 271 955.50	1 257 535.10	1 218 506.80	1 249 332.47
Abril	1 202 411.50	1 212 150.50	1 199 283.50	1 204 615.17
Mayo	1 243 092.90	1 258 847.10	1 239 501.80	1 247 147.27
Junio	1 154 679.00	1 137 257.70	1 183 043.40	1 158 326.70
Julio	1 157 065.00	1 169 351.90	1 207 213.70	1 177 876.87
Agosto	1 144 065.80	1 163 656.40	1 268 505.70	1 192 075.97
Septiembre	1 168 314.30	1 313 410.50	1 255 412.20	1 245 712.33
Octubre	1 370 526.20	1 349 282.80	1 338 715.30	1 352 841.43
Noviembre	1 335 897.50	1 278 291.60	1 246 173.30	1 286 787.47
Diciembre	1 408 818.70	1 396 155.80	1 343 748.70	1 382 907.73
Total	14 857 256.80	14 966 075.40	14 899 761.20	14 907 697.80

Tabla 4.5.- Volúmenes producidos de Agua (COSAALT)

Se puede ver que el año de mayor producción fue el año 2003, el año de menor producción fue el 2002, la relación y comportamiento de la variación de los volúmenes producidos con respecto a la media de todos ellos, se presenta en la siguiente gráfica.

**Figura 4.4.-** Volúmenes de Agua producidos (COSAALT)

Según la Cosaalt, los datos de volumen producido y facturado en la gestión 2004 son los siguientes:

Volumen Producido = 14.205.724,3 m³

Volumen Facturado = 9.160.484,52 m³

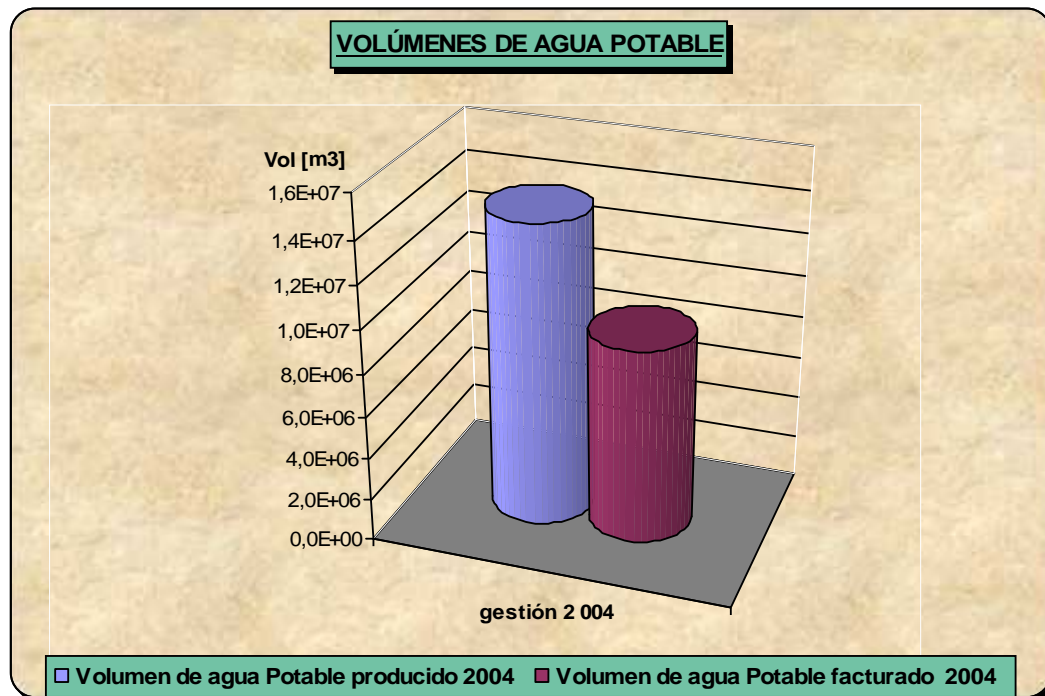


Figura 4.5.- Volumen de Agua producido y facturado en la gestión 2004

Siendo el dato del volumen producido diferente al valor de la sumatoria de los volúmenes producidos mensuales en la gestión 2004 según tabla anterior.

Pero por tratarse de una respuesta de Cosaalt respecto del pedido del desglose de la gestión 2004, se respeta el último valor de producción entregado (14 205 724,3 m³).

Entre los últimos datos, se puede observar la diferencia entre el volumen producido y el facturado, debido a las pérdidas del sistema, la cual resulta:

$$\text{Pérdidas del Sistema} = \mathbf{35.52 \%}$$

Otros datos que son imprescindibles, son las conexiones de agua potable, junto con el módulo habitacional por conexión, esto para conocer el número de habitantes que son los consumidores del volumen facturado.

De tal manera se tiene que relacionar el volumen facturado con el número de usuarios totales, para lograr tener el consumo o dotación de agua potable por habitante.

Para ese propósito se obtuvieron los datos de las conexiones de agua potable totales al final de la gestión 2004, y el informe del número de conexiones de agua potable efectuadas durante la gestión 2000 hasta la 2004, de esta manera conociendo el número total de conexiones al final de la gestión 2004 y los incrementos en cada año a partir del 2000, se procedió a calcular el número de conexiones totales al inicio y final de cada año, y luego promediando estos valores para tener el número de conexiones promedio de cada año, resultando lo siguiente:

Año	Nº conex. Promedio
2000	20 727
2001	21 311
2002	21 890
2003	22 581
2004	23 381

Y para observar en forma más objetiva se represente en forma gráfica.

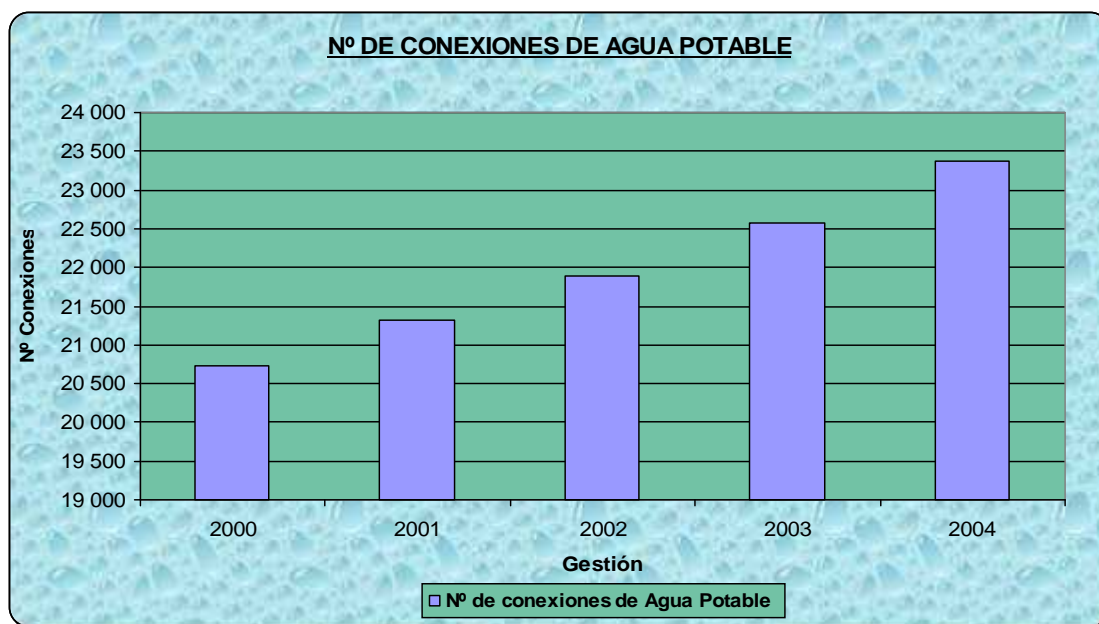


Figura 4.6.- Número de conexiones de Agua Potable

Una vez obtenidas las conexiones totales de cada año desde la gestión 2000 hasta la 2004, se pretende calcular el número de habitantes o usuarios de cada gestión, de la siguiente manera.

1ro.- Calcular los valores de volúmenes de consumo (facturados) de cada gestión, afectando los volúmenes de cada gestión por el valor de pérdidas del sistema calculado anteriormente para la gestión 2004, entonces estamos suponiendo que las pérdidas en cada gestión son las mismas.

2do.- Ya conocidos los volúmenes facturados o volumen consumido de las gestiones 2002, 2003 y 2004, se los relaciona con el número total de usuarios de cada año, y como ya se tiene el número de conexiones de cada año y el módulo habitacional por conexión, se puede conocer el total de usuarios, de esta manera el cociente del volumen consumido de cada año y el total de usuarios de cada año será la dotación de Agua Potable, como se muestra.

Año	Vol. Producido m ³ /año	Vol. Consumo m ³ /año	Nº de habitantes	Dotación l/hab.día
2002	14 857 256.8	9 580 621.7	126 962.0	206.7
2003	14 966 075.4	9 650 792.8	130 969.8	201.9
2004	14 899 761.2	9 608 030.5	135 606.9	194.1

Tabla 4.6.- Cálculo inicial de dotación de agua potable para las gestiones 2002, 2003 y 2004

El promedio de la dotación de las gestiones analizadas será:

$$\text{Dotación Promedio} = 201 \text{ l/hab.día}$$

Es de destacar el comportamiento de la dotación entre las gestiones 2002 hasta la 2004, conjuntamente con los volúmenes producidos, y para observar esto se presenta la gráfica siguiente:

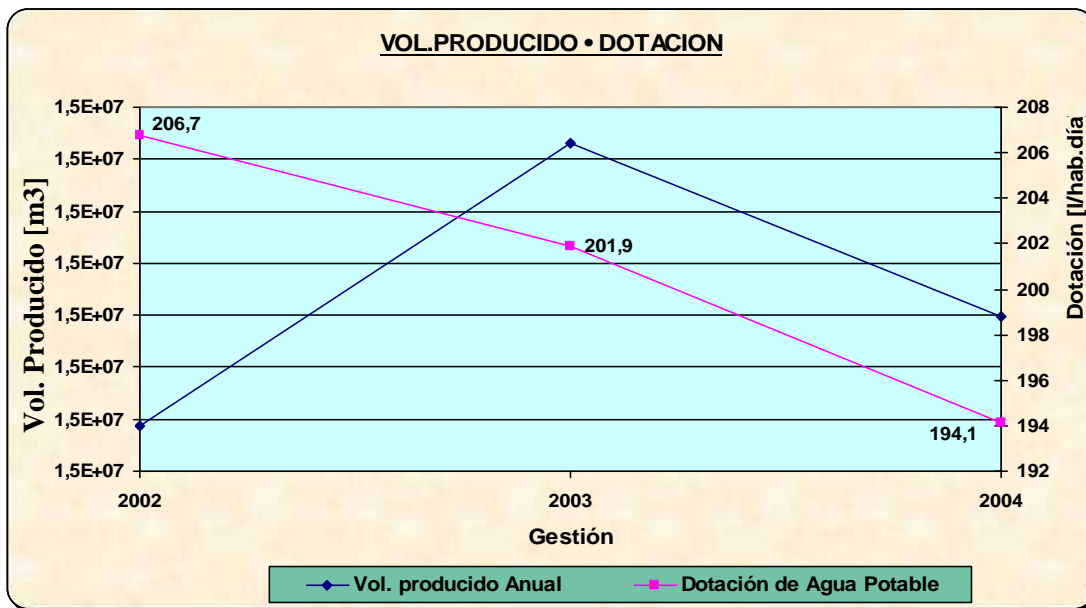


Figura 4.7.- Valores de Dotación y Vol. producidos para las gestiones 2002, 2003 y 2004

Donde se puede observar claramente que la dotación de Agua Potable va decreciendo, y el motivo de eso, es que el crecimiento poblacional va en aumento y los volúmenes producidos no acompañan este crecimiento poblacional, por lo cual se producirán falencias en la dotación de agua si es que ese comportamiento sigue así y si los volúmenes producidos no aumentan.

La dotación de agua potable, está calculada indirectamente con las pérdidas en el sistema de 33.52%, pero una parte de esas pérdidas se convierten en consumo real, como el caudal de arranque del medidor, la precisión del medidor, conexiones clandestinas de Agua potable, que efectivamente son pérdidas para la facturación ya que estas no se reflejan en la medición, pero que si bien no se facturan ese caudal es un consumo que luego de su uso se volcará al alcantarillado sanitario con destino final a la planta de Tratamiento de aguas residuales, y estos conceptos son muy importantes para tener una dotación lo más real posible, que será base en el cálculo de los caudales afluentes de diseño del Establecimiento Depurador de líquidos cloacales (aguas residuales).

Por tal motivo se consideran estos conceptos y valores estimados, desglosando las

pérdidas del sistema y modificando el valor final promedio de estas pérdidas.

1ro.- Consumo interno de la planta de Agua potable para el proceso, mantenimiento, lavado de filtros, purgas en la planta y red. (18%)

2do.- Pérdidas, fugas en la red maestra y en la distribución, regado de jardines (pilas públicas, etc) (65%)

3ro.- Caudal de arranque del medidor, precisión del medidor que varía normalmente entre 8 y 10%. Se asume el valor de 10%, pero como la cobertura de medición es del 57.2 %, el valor resulta 5.72%, adoptando un 6% como precisión de medidor.

4to.- Conexiones Clandestinas. (11%)

CONCEPTO	% de Pérd.	% Final
Pérdidas en el Proceso	18.00%	6.39%
Fugas en la Red Maestra y Distribuidora	65.00%	23.09%
Diferencia en el Micromedidor	6.00%	2.13%
Conexiones Clandestinas	11.00%	3.91%
TOTALES	100.00%	35.52%

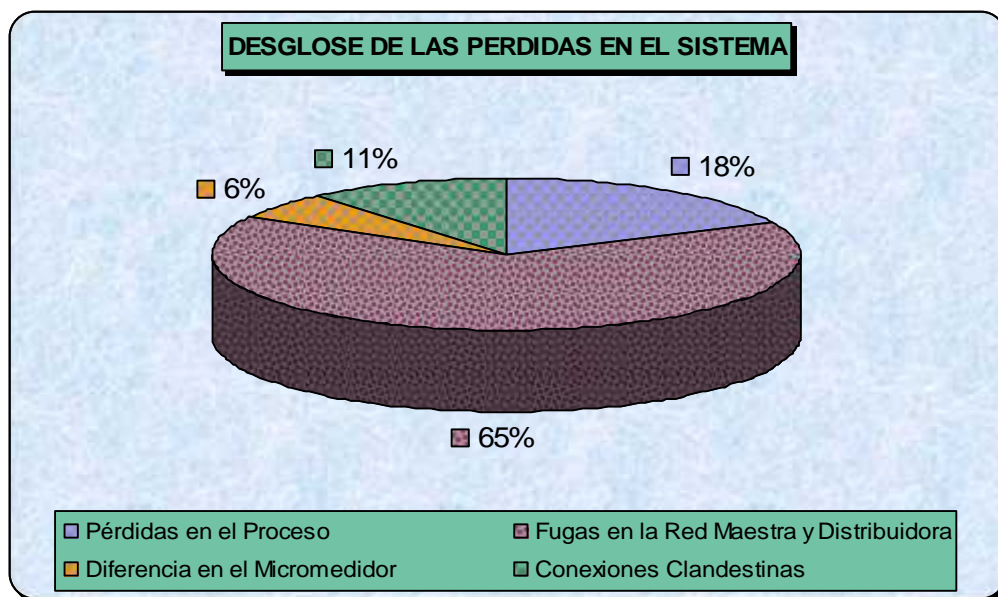


Figura 4.8.- Desglose de Pérdidas en el Sistema de suministro de agua Potable

Entonces lo que vendría a ser consumo, sería la “diferencia del micromedidor”, las “conexiones clandestinas”, “las pérdidas en el sistema”, “las pérdidas en el proceso” y “Fugas en la Red Maestra y Distribuidora”, entonces:

Pérdidas efectivas del sistema = 29.48 %

Lo que modificaría los volúmenes anuales facturados, como sigue:

Año	Vol. Producido m3/año	Vol. Consumo m3/año	Nº de habitantes	Dotación l/hab.día
2002	14 857 256.80	10 477 649.69	126 962	226
2003	14 966 075.40	10 554 390.86	130 970	221
2004	14 899 761.20	10 507 624.69	135 607	212

Figura 4.9.- Cálculo de dotación de Agua tomando en cuenta el desglose de pérdidas

Y se tiene que tomar en cuenta que si bien el 57,2% tiene medidor, el restante 42,8% no lo tiene, según datos proporcionados por la Cosaalt.

Número de Usuarios con Medidor = 13 604

Tendiendo el módulo habitacional = 5.8 hab/conex (usuario, fuente: Cosaalt) se puede calcular el número de habitantes con medidor.

Número de habitantes con medidor = 78 903,2 habitantes.

Y con el cociente del número de habitantes con medidor y el total de conexiones, se tiene la cobertura de medición:

Cobertura de Medición = $13\ 604 / 23\ 782 = 57,2\ %$.

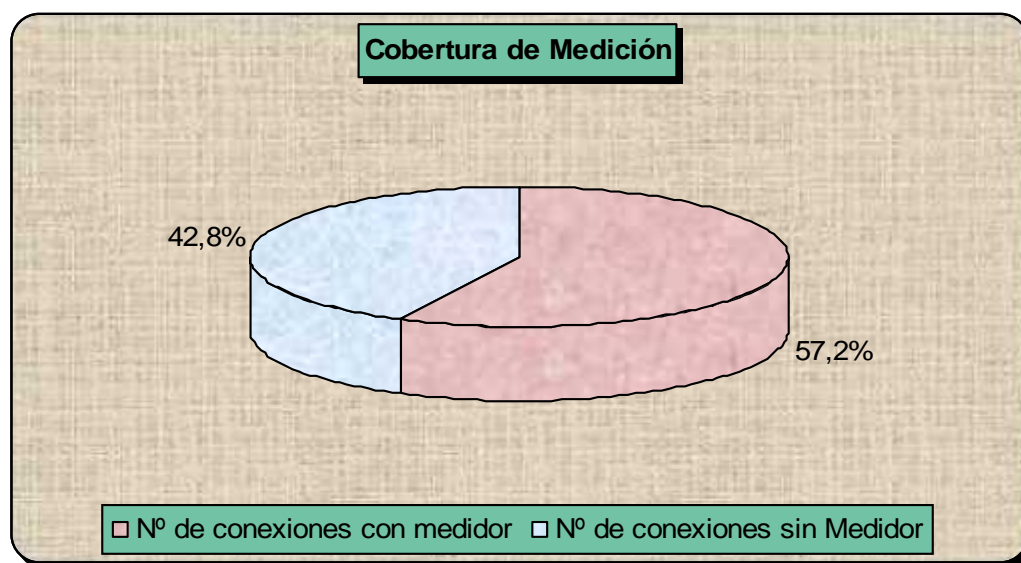


Figura 4.10.- Cobertura de Medición

Así que un 42,8% de la población carece de medidores y por lo cual la Cosaalt opta por suponer un consumo promedio normal para esos usuarios para la facturación por prestar el servicio, pero en la mayoría de los casos, al no haber medición (medidor) tiende a subir el consumo normal, y ese exceso se estima en un 15% más de consumo en el sector que carece de medidor.

De tal manera que:

Para los que tienen medidor, se aplica a la dotación calculada el porcentaje de cobertura de medición, y para el % que carece de medidor se incrementa el valor resultante de multiplicar la dotación por el porcentaje de cobertura en un 15% más, teniendo lo siguiente:

Concepto	Cobertura	Incremento	Dotación en función del % de cobertura
P/ sector con medidor	57.20%	-	125.69 l/hab.día
P/ sector sin medidor	42.80%	15%	108.14 l/hab.día

Entonces la Suma de ambas dotaciones será la dotación final:

Dotación de Agua Potable	233.83	l/hab.día
--------------------------	--------	-----------

Dotación de Agua Potable adoptada	234	l/hab.día
-----------------------------------	-----	-----------

Valor que se encuentra entre los rangos referenciales de Dotación Media propuestos por la NB 689 (Norma Técnica de Diseño para sistemas de Agua Potable “Norma boliviana), los cuales son:

Para Zona de los Valles, con población más de 100 000 habitantes entre 200 y 300 L/hab.día. (NB689 tabla 5.2)

4.3.3.- Coeficiente de Vuelco

El coeficiente de vuelco o retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas Residuales.

Para la determinación de este parámetro de diseño, se basará en los datos de aforos en el ingreso (Parshall) del Establecimiento Depurador (Lagunas de Oxidación), relacionando esos valores con la Dotación de Agua Potable y con el número de conexiones de Alcantarillado Sanitario.

Inicialmente se tiene información proporcionada por la Cosaalt, del número de conexiones de Alcantarillado Sanitario efectuadas durante la gestión 2004, las totales a fines del mismo año y el módulo habitacional por conexión o número de habitantes por conexión que es de 5,8 hab/conexión, de tal manera se puede calcular el número total de conexiones como así de habitantes servidos al inicio y al final de cada año.

Teniendo los Resultados promedios representados en el Siguiete gráfico.

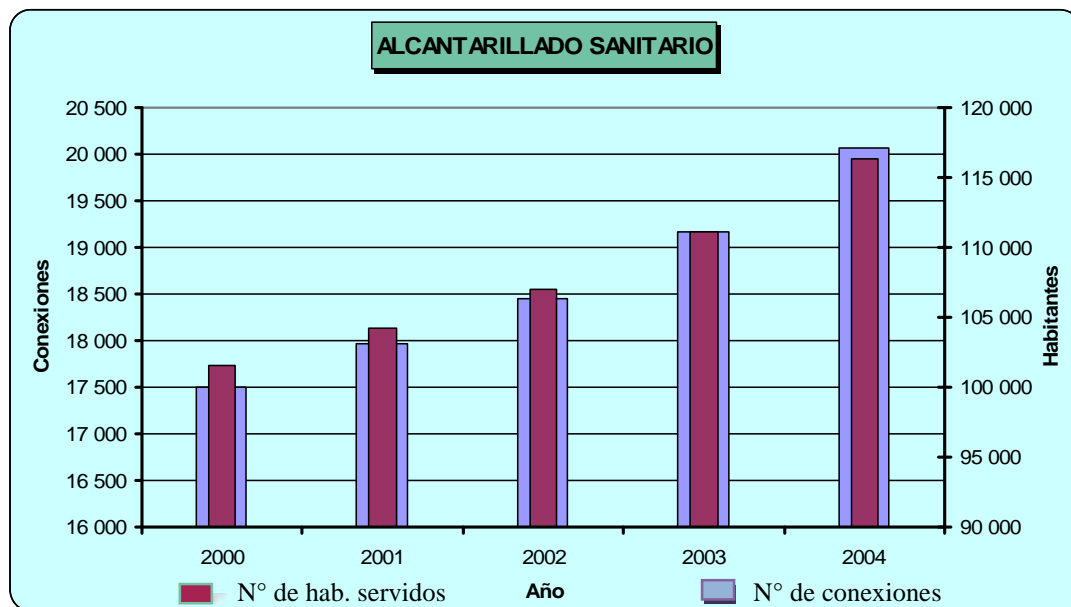


Figura 4.11.- N° de conex, y habitantes desde la gestión 2000 hasta el 2004

Pero esas conexiones son las totales en toda la ciudad, y no todas descargan a la planta de tratamiento, ya que gran parte de ellas se encuentran en la margen derecha del Río Guadalquivir, y ubicadas en otros sectores, que no están conectadas a las redes principales que llegan a las Lagunas.

La observación se basa en que el coeficiente de vuelco, se pretende estimar con los datos de aforos realizados en el Establecimiento Depurador como ya se indicó, de ahí que se requiere el número de conexiones de zonas, en que los efluentes de las aguas residuales lleguen al establecimiento depurador (Lagunas de Oxidación).

Fue necesario extraer datos de los registros de Facturación de la Cosaalt, donde se puede ver a detalle el número de conexiones por zonas.

Donde las zonas a tomar en cuenta (Fuente: Cosaalt), son:

Zona 1.- Barrio Avaroa, 12 de Octubre, San Marcos, San Jose.

Zona 2.- Barrio La Pampa, Parte de 4 de Julio, Parte B.Fátima

- Zona 3.- Barrio San Roque.
- Zona 4.- Barrio La Loma, 4 de Julio, D.del Chaco, Las Pilastras, Bien Te Fue, Mercado Campesino.
- Zona 5.- Barrio el Molino.
- Zona 6.- Barrio Las Panosas.
- Zona 7.- Barrio Fátima.
- Zona 8.- Barrio el Tejar, La Terminal.
- Zona 10.- Parte de San Jerónimo, Cuarteles.
- Zona 11.- Barrio Juan XXIII.
- Zona 12.- Barrio San Pedro, Rosedal, Fabril, Bartolomé Attard, Moto Méndez, Luis Espinal
- Zona 13.- Barrio Narciso Campero, Palmarcito, Viv. Uneprat.
- Zona 14.- Barrio Pedro Antonio Flores, Constructor.
- Zona 15.- Barrio 6 de Agosto, Salamanca, San Bernardo, Andaluz, 1° de Mayo, 2° de Mayo.
- Zona 16.- Barrio La Florida, Lourdes, 24 de Junio.
- Zona 17.- Barrio Panamericano, Aranjuez, Obrajes, Los Mecánicos, Carlos Wagner, Urb. Herraaje, Paraíso, Los Álamos.
- Zona 18.- Barrio Guadalquivir, Luis Pizarro, 15 de Noviembre, Juan Pablo II, Libertad, Virgen de Chaguada.
- Zona 21.- Barrio Aeropuerto, Urb. Aclo, San jorge I, San jorge II, Cárcel

Pública.

Zona 22.- Barrio Simón Bolívar, Parte de Morros Blancos.

Zona 23.- Barrio Morros Blancos, Zona Cascada, Astra, Parte Aeropuerto lado Qda. San Pedro.

Zona 24.- Barrio 3 de Mayo, Las Pascuas, 101 Familias, 19 de Marzo, Los Chapacos, Adepi, Oscar Zamora, Viv. Municipales.

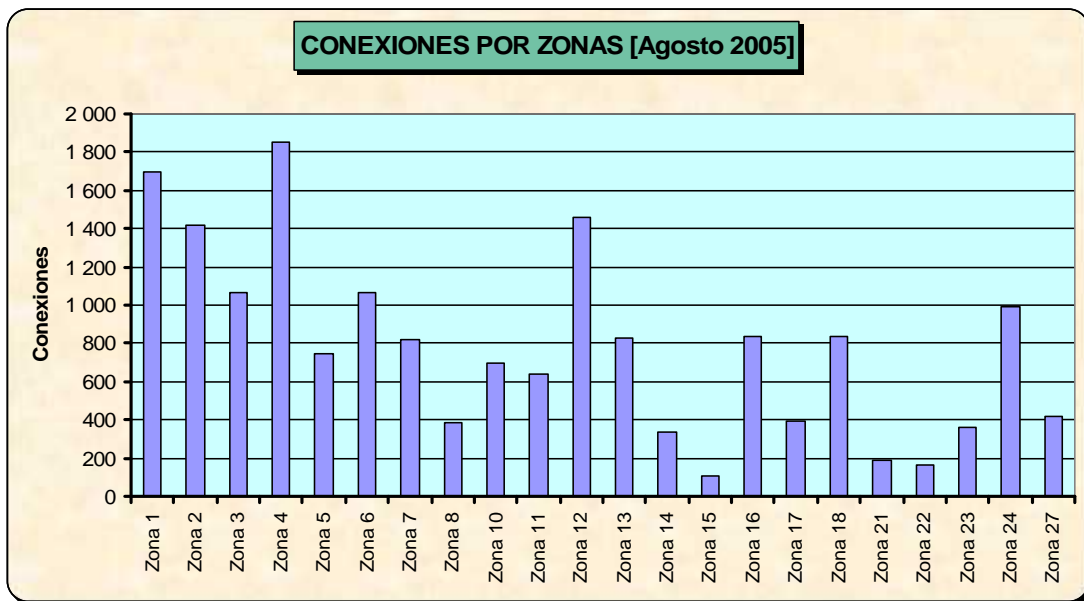


Figura 4.12.- Conexiones por Zonas (Agosto 2005)

Que en su totalidad suman:

Nº de Conexiones de Alcantarillado Sanitario = 17.318 conexiones, que vendrían a ser:

Nº de habitantes = 17.318 [conx]. * 5,80 [hab/conx] = 100 444 habitantes, y con la dotación de agua potable se tiene:

Caudal Medio Diario $F = 100.444 \text{ [hab]} * 234 \text{ [L/hab.día]} / 1000$

Caudal medio Diario F (Agosto 2005)	23 504	m3/día
---------------------------------------	---------------	--------

Ése sería el caudal de consumo medio diario de abastecimiento, y ahora se calcula el caudal en el ingreso al Establecimiento Depurador para el mismo mes.

Siendo el caudal medio medido el siguiente valor:

Caudal medio $MC =$	710,06	m3/h =	17 041,32	m3/día
---------------------	--------	--------	------------------	--------

Una vez ya obtenidos los caudales de consumo y retorno, se calcula el coeficiente de retorno, que será el cociente del caudal Medio calculado a partir de la muestra compuesta y el caudal calculado con el número de conexiones, habitantes y dotación.

Coeficiente de Retorno = Caudal medio MC / Caudal medio Diario F

Coeficiente de Retorno =	73%
--------------------------	------------

Cabe destacar que si bien es un valor calculado en base a datos reales, es un dato promedio para un mes, que es el mes de Agosto, y que por ser puntal y estar en épocas de carencia de lluvias, este valor tendría que estar por debajo del promedio anual.

Manteniendo el número de conexiones para las muestras compuestas realizadas en el año en curso 2005 (Abril. Mayo, Junio, Julio, Agosto) se tiene:

Caudal medio MC [2005] =	727,42	m3/h =	17 458,03	m3/día
------------------------------	--------	--------	------------------	--------

Y el coeficiente de Retorno:

Coeficiente de Retorno = Caudal medio MC [2005] / Caudal medio Diario F

Coeficiente de Retorno =	74%
--------------------------	------------

Este último valor de porcentaje de vuelco, es muy semejante al anterior calculado para el mes de Agosto, y tiene una explicación, que los caudales de consumo de los habitantes se mantienen similares, ya que con meses de bajo consumo, y que las

temperaturas son bajas.

Ahora si bien el incremento del número de conexiones es notorio en el transcurso de cada gestión, se puede manejar la idea de que ese número de conexiones incrementadas, son en la zona de expansión de la ciudad puesto que en las zonas ya establecidas ya cuentan con ese servicio prácticamente en su totalidad, entonces en las zonas de crecimiento, los efluentes de aguas residuales no tienen como destino final Lagunas de oxidación, sino que se las conecta a cámaras sépticas, como en varias zonas de la Ciudad.

Entonces se podría mantener el número de conexiones que llegan a la planta, para tener un valor estimativo del coeficiente de vuelco tomando la gestión 2004, que se cuenta con valores en épocas de altas y bajas temperaturas, ya que normalmente el consumo sube en épocas con temperaturas altas y aparecerían los caudales por infiltración y conexiones erradas, de modo que se tendría un valor de consumo medio en el año más representativo.

Entonces se analiza con los caudales de la gestión 2004 de las muestras compuestas.

Caudal medio MC [2004] =	792,70	m3/h =	19 024,78	m3/día
----------------------------	--------	--------	-----------	--------

Y el coeficiente de Retorno:

Coeficiente de Retorno = Caudal medio MC [2004] / Caudal medio Diario F

Coeficiente de Retorno =	81%
--------------------------	-----

Ahora si bien se trabajó con datos prácticamente de todo el año, incluyendo épocas con altas y bajas temperaturas (con épocas de lluvia y sequía) que hacen variar el consumo, en épocas de temperaturas elevadas, que se producen en verano, se tiene que tomar en cuenta las lluvias, que si bien al tomar meses de temperaturas elevadas, se está tomando meses de mayor consumo, también se están tomando los caudales que puedan producirse por infiltración, conexiones erradas, ya que son meses de lluvia y los aforos son al ingreso de la Planta, o sea que provienen de toda la red, y el

emisario.

Analizado todo lo anterior se propone y asume:

Coefficiente de vuelco a Colectora =	80%
---	------------

Valor que se encuentra entre los rangos recomendados por la NB 688 los cuales son entre el 60% y el 80% de la dotación de agua potable como coeficiente de vuelco o retorno.

4.3.4.- Coeficiente Máximo, Mínimo Horario y Diario

COEFICIENES HORARIOS

Coeficiente Máximo horario.- Es la relación entre el caudal medio y el caudal punta o máximo, elemental para el dimensionamiento de las instalaciones de bombeo y de las conducciones, dimensionamiento de Rejas.

Dimensionamiento de Operaciones Físicas Unitarias; desarenadores, tanques de sedimentación, y filtros; tanques de cloración.

Coeficiente Mínimo horario.- Cociente o relación entre el caudal medio y el mínimo, elemental para el diseño y dimensionamiento de, Paro de los grupos motobombas y valor inferior del intervalo de medida del caudalímetro.

Para el cálculo de dichos coeficientes, se basa en los registros de aforos obtenidos en el ingreso a la planta de Tratamiento (Lagunas de Oxidación), teniendo caudales de las muestras compuestas, (caudales horarios) de un día del mes, para las gestiones y meses:

Año 2002: Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre.

Año 2003: Febrero, Marzo, Abril, Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre, Noviembre.

Año 2004: Todos los meses, excepto Febrero.

Año 2005: Abril, Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre.

Los comportamientos y valores siguientes, suponen que el caudal promedio del día representa el caudal promedio del mes, y los cuales se representan en la siguiente gráfica:

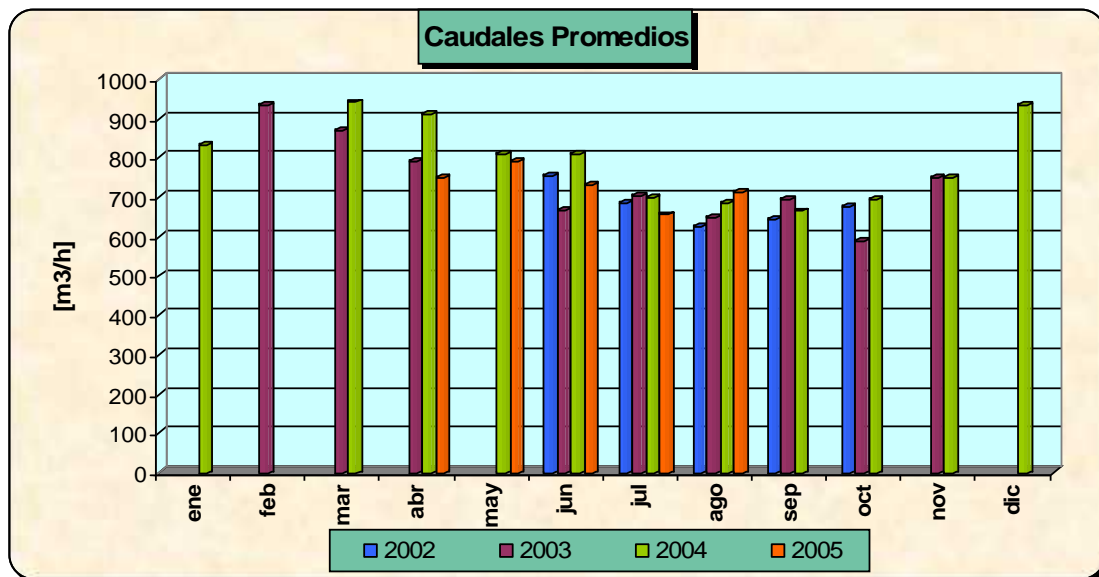


Figura 4.13.- Caudales promedios mensuales de ingreso a Lagunas para el 2002, 2003, 2004 y 2005

Ahora si se toma periodos de cada año que se tenga datos, tendría que ser desde Junio hasta Septiembre, obteniéndose los coeficientes promedio:

Coef. Max. horario	Coef. Min horario
1,75	0,29

Dejando un lado la gestión 2002, y tomando las gestiones 2003, 2004 y 2005, se tiene:

Coef. Max. horario	Coef. Min horario
1,74	0,3

Tomando los valores de las gestiones que disponen de datos de la mayoría de los meses incluyendo épocas de lluvia, serían las gestiones 2003 y 2004, para lo cual se obtiene:

Coef. Max. horario	Coef. Min horario
1,78	0,33

Se analizaron resultados para las gestiones que tienen la misma característica, refiriéndose al mismo periodo Junio-Septiembre, meses en los cuales no hay lluvias, y se obtiene valores de coeficiente máximo bajos, al igual que para el coeficiente mínimo, resultado de analizar ese periodo.

En cambio para el análisis con datos de las gestiones 2003 y 2004 que están los registros de aforos prácticamente completos tendiendo meses de lluvia, el coeficiente de punta máximo aumenta de igual forma que el coeficiente mínimo.

De tal modo analizando todos los resultados, se tomará para el coeficiente de punta máximo promedio de los valores resultantes de las gestiones 2004 y 2005, y para el coeficiente mínimo los resultados del análisis del periodo Junio-Septiembre.

Por lo anteriormente mencionado se propone y se adopta:

Coef. Max. Horario	Coef. Min horario
1.79	0.28

COEFICIENTES DIARIOS

Son indispensables para el dimensionamiento de unidades de tratamiento Biológico, los cuales se los calculó en base a los datos aportados por la Cosaalt de volúmenes anuales producidos.

Siendo los coeficientes el cociente entre el promedio de cada mes respecto del promedio total, como se muestra en la siguiente tabla:

Mes	Gestión			Promedio	Coef.
	2002	2003	2004		
Enero	1 261 437,60	1 281 188,30	1 244 228,40	1 262 284,77	1,016
Febrero	1 138 992,80	1 148 947,70	1 155 428,40	1 147 789,63	0,924
Marzo	1 271 955,50	1 257 535,10	1 218 506,80	1 249 332,47	1,006
Abril	1 202 411,50	1 212 150,50	1 199 283,50	1 204 615,17	0,970
Mayo	1 243 092,90	1 258 847,10	1 239 501,80	1 247 147,27	1,004
Junio	1 154 679,00	1 137 257,70	1 183 043,40	1 158 326,70	0,932
Julio	1 157 065,00	1 169 351,90	1 207 213,70	1 177 876,87	0,948
Agosto	1 144 065,80	1 163 656,40	1 268 505,70	1 192 075,97	0,960
Septiembre	1 168 314,30	1 313 410,50	1 255 412,20	1 245 712,33	1,003
Octubre	1 370 526,20	1 349 282,80	1 338 715,30	1 352 841,43	1,089
Noviembre	1 335 897,50	1 278 291,60	1 246 173,30	1 286 787,47	1,036
Diciembre	1 408 818,70	1 396 155,80	1 343 748,70	1 382 907,73	1,113
<i>Promedio</i>	<i>1238104,73</i>	<i>1247172,95</i>	<i>1241646,77</i>	<i>1242308,15</i>	<i>12,00</i>

Coeficiente mensual de Punta Máximo = 1,11

Coeficiente de mensual Mínimo = 0,92

Los cuales serán los adoptados para los coeficientes Diarios.

Coeficiente Diario Máximo =	1,11
-----------------------------	------

Coeficiente Diario Mínimo =	0,92
-----------------------------	------

4.3.5.- Carga Másica Unitaria

El parámetro de carga másica, se refiere a la cantidad de oxígeno que se necesita para estabilizar la materia orgánica contenida en el agua residual, pudiendo ser expresada en miligramos por Litro (mg/L), que en este caso tiene que ser referido a aguas residuales domésticas, ya que el establecimiento será dimensionado para residuos líquidos domésticos, o bien manejar este parámetro como carga másica percápita, refiriéndose a la DBO(Demanda Bioquímica de Oxígeno) por habitante al día, que normalmente se lo expresa en “gramos de Oxígeno por habitante y por día [gr/hab.día].

Para la determinación de este parámetro se parte de los Datos de concentración de DBO₅, obtenidos de los registros de las muestras compuestas (Fuente: Cosaalt)

Los valores medios de las gestiones 2003, 2004 y 2005, se representan en los gráficos siguientes:

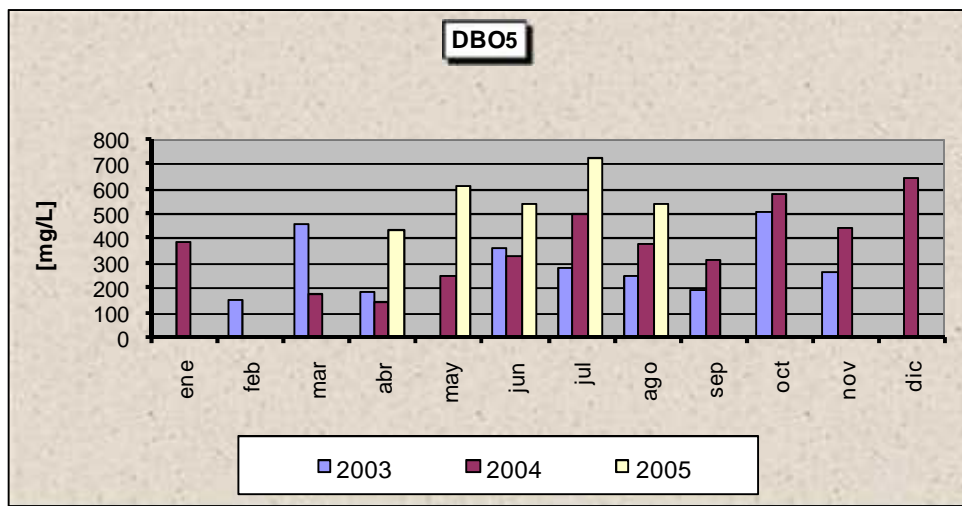


Figura 4.14.- Valores de DBO₅ en el ingreso a Lagunas para el 2003, 2004, y 2005

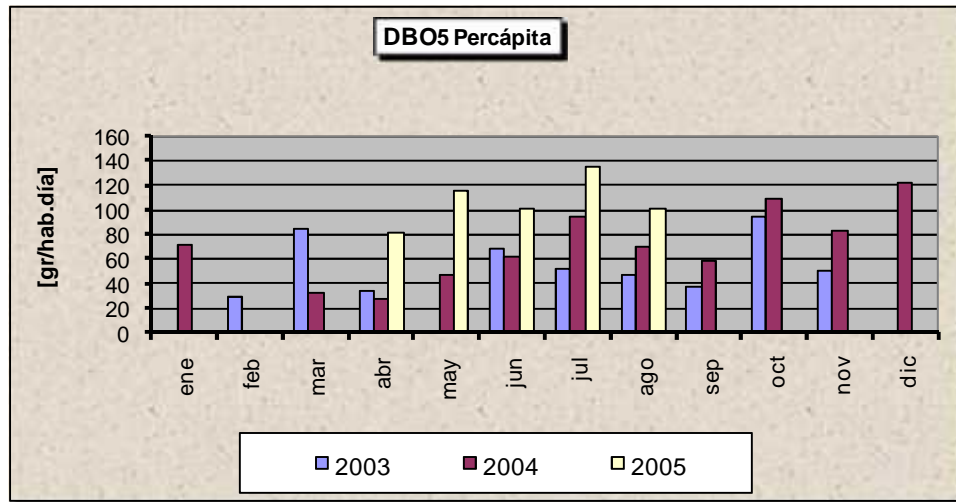


Figura 4.15.- Valores percápita de DBO₅ para el 2003, 2004 y 2005

Teniendo los Valores Promedio.

Gestión 2003 =	737,15 mg/L	= 55,26 gr/hab.día
Gestión 2004 =	792,70 mg/L	= 71,03 gr/hab.día
Gestión 2005 =	727,41 mg/L	= 107,09 gr/hab.día

Al analizar y ver el comportamiento de los datos de DBO₅, se ve elevados picos, con valores sumamente altos, que deben estar afectados por posibles descargas industriales, e influyen en el promedio final, motivo por el cual no se los puede considerar como parámetro de diseño percápita, y que Cosaalt tendrá que tener un control mayor sobre las industrias en el tema de los desechos líquidos que estas descargan a la red de alcantarillado sanitario.

Por tal motivo se tomará como valor de diseño:

Carga Máscica Percapita =	54 gr/hab.día
----------------------------------	----------------------

Valor Recomendado por la Nb 688, y por diversa bibliografía.

Para validar ese valor, se procedió a sacar muestras de líquidos residuales de los

barrios Catedral, Luis de Fuentes y Estación elevadora de líquidos residuales ubicada en el Puente San Martín mediante el CEANID (Centro de Análisis de Investigación y Desarrollo), obteniendo los siguientes valores .

Lugar	Descripción	Nº muestra	Fecha	Hora	DBO5
				Hrs	mg/l
Barrio Catedral	Cámara Séptica	1	31/08/2005	16:00	402
		2	09/09/2005	16:40	330
		3	22/09/2005	16:30	530
		4	06/10/2005	16:15	408
Barrio Luis de Fuentes	Cámara Séptica	1	31/08/2005	15:55	152
		2	09/09/2005	16:19	238
Estación de Bombeo	Ingreso	1	22/09/2005	15:48	302

Tabla 4.7.- Valores de DBO5 para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes y Estación de Bombeo del puente San Martín

De tal manera se toman los valores promedios de los valores anteriores de cada barrio, para lo cual se tiene el promedio de promedios:

$DBO_5 = 304,83 \text{ mg/L}$, relacionando ese valor con el caudal de retorno:

Caudal de Retorno = $187,2 \text{ L/hab.día}$, se tiene:

Carga Másica promedio = $57,06 \text{ gr/hab.día}$.

Una observación a tomar en cuenta es que las muestras fueron tomadas en horas alrededor de las 3pm, donde se supone que el caudal efluente sería de usos referente a lavado de utensilios, (luego del almuerzo), siendo muestras puntuales (una en un día), y que tendrían que estar entre los valores más altos producidos en el día, dada la hora de muestreo, de tal manera que la Carga Másica promedio tendría que tener un valor menor que $57,06 \text{ gr/hab.día}$, por lo cual podría estar alrededor del valor asumido como carga másica de **54 gr/hab.día** , lo que implica que el valor se verifica que es correcto.

4.3.6.- Sólidos Suspendidos

Los sólidos suspendidos o no disueltos constituyen la diferencia entre los sólidos totales (residuo de la evaporación y secado a 103-105°C) de la muestra no filtrada y los sólidos de la muestra filtrada. En la práctica los sólidos suspendidos son los que tienen mayor tamaño de 1,2 μm .

Los valores normales de este parámetro que citan en la bibliografía se muestran la siguiente tabla:

Valores típicos de Sólidos Suspendidos [mg/l]	FUENTE
350(fuerte) - 220(media) - 100(diluida)	Metcalf y Eddy (1991)
220(Comp. Típica) - 200(Característica típica)	Jairo Alberto Romero Rojas

Tabla 4. 8.- Valores típicos de Sólidos Suspendidos

Dada las características del líquido cloacal se toma como valor:

Sólidos Suspendidos = 230 mg/l

Los resultados de las muestras realizadas de sólidos suspendidos para corroborar el valor adoptado de sólidos suspendidos, se muestran en la tabla 4.9.

Lugar	Descripción	Nº muestra	Fecha	Hora	SS
				Hrs	mg/l
Barrio Catedral	Cámara Séptica	1	31/08/2005	16:00	355,5
		2	09/09/2005	16:40	123,8
		3	22/09/2005	16:30	287,4
		4	06/10/2005	16:15	429,2
Barrio Luis de Fuentes	Cámara Séptica	1	31/08/2005	15:55	90,68
		2	09/09/2005	16:19	177,2
Estación de Bombeo	Ingreso	1	22/09/2005	15:48	237,9
Lagunas	Parshall	1	06/10/2005	15:55	281,4

Tabla 4.9.- Valores de DBO5 para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes, Estación de Bombeo del puente San Martín y Lagunas

Siendo el promedio de promedios para los valores de la tabla 4.9:

Sólidos Suspendidos [mg/l] = 238,05.

Por lo tanto se verifica que el valor adoptado para los sólidos suspendidos del agua residual doméstica bruta es apropiado.

4.3.7.- Coliformes

Son un grupo de bacterias del grupo coliforme, que por presentarse en gran cantidad en las heces fecales de animales homeotérmicos (hombre, animales salvajes, domésticos y de granja, mamíferos y aves) se las utiliza como indicadores de contaminación fecal y por consiguiente la presencia de patógenos (organismos transmisores de enfermedades).

Los valores normales de este parámetro que citan en la bibliografía y normas se muestran la siguiente tabla:

Valores de Coliformes Totales [NPM/100ml]	FUENTE
10^7 a 10^9 (fuerte)– 10^7 a 10^8 (media)– 10^6 a 10^7 (diluida)	Metcalf y Eddy (1991)
10^8 (Cargas promedio en el Area rural) ⁽¹⁾	Jairo Alberto Romero Rojas

(1) Se hace notar que en el Area rural normalmente se tienen valores mas altos que en la ciudad por la condiciones sanitarias.

Tabla 4.10.- Valores típicos de Coliformes Totales

Coliformes Fecales.-

Los coliformes fecales constituyen un subgrupo de los coliformes totales y se diferencian de los anteriores por ser tolerantes a temperaturas más altas.

Estos coliformes son de principal interés por que reflejan la presencia de contaminación fecal de manera más acertada.

El valor adoptado de Coliformes Fecales es de $1,5E^{07}$ NMP/100ml, valor normal referido a líquido cloacal doméstico, que también está recomendado en la norma E.N.O.H.Sa.

Para corroborar este valor y comparar con los valores de muestras en algunos barrios y en el ingreso a la planta de tratamiento actual, se hicieron algunos análisis, y los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Lugar	Descripción	Nº muestra	Fecha	Hora	Coli. Fecales
				Hrs	NMP/100ml
Barrio Catedral	Cámara Séptica	1	31/08/2005	16:00	9,00E+11
		2	09/09/2005	16:40	9,30E+12
		3	22/09/2005	16:30	9,30E+14
		4	06/10/2005	16:15	1,50E+14
Barrio Luis de Fuentes	Cámara Séptica	1	31/08/2005	15:55	4,60E+13
		2	09/09/2005	16:19	7,50E+12
Estación de Bombeo	Ingreso	1	22/09/2005	15:48	4,60E+14
Lagunas	Parshall	1	06/10/2005	15:55	7,50E+11

Tabla 4.11.- Valores de Coliformes Fecales para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes, Estación de Bombeo del puente San Martín y Lagunas

Siendo el valor promedio de promedios:

$$\text{Coliformes Fecales [NMP/100ml]} = 1,54 E^{14}$$

Este valor llama mucho la atención porque no es para nada normal, tomando la consideración de que se trata de un líquido residual doméstico, pero como se pudo observar en el análisis de DBO, es muy notorio que existe descarga de aguas residuales industriales, especialmente con aquellas que trabajan con animales (Ej. Pollos), lo cual incrementa la DBO y por qué no pensar que también incrementan los Coliformes, ya que éstos también están en los animales como ya se mencionó. Este supuesto viene a darse, porque esos resultados, si bien son puntuales no son para nada normales y se mantiene el valor adoptado, y la Cosaalt tendrá que realizar una inspección para controlar los vertidos de las industrias.

CAPITULO IV.- PARÁMETROS DE DISEÑO	65
4.1.- Información Disponible y Utilizada	65
4.2.- Análisis de la Información	66
4.3.- Calculo de Parámetros de Diseño	69
4.3.1.- Población	69
4.3.2.- Dotación de Agua Potable	80
4.3.3.- Coeficiente de Vuelco	89
4.3.4.- Coeficiente Máximo, Mínimo Horario y Diario	95
4.3.5.- Carga Másica Unitaria	99
4.3.6.- Sólidos Suspendidos	102
4.3.7.- Coliformes	103

Tabla 4.1.-	Datos del INE, según los Censos Nacionales	69
Tabla 4.2.-	Resumen de resultados de Proyecciones de Población NB688 y Otros	72
Tabla 4.3.-	Proyección de población Propuestas y Asumida.	75
Tabla 4.4.-	Proyección de Población Propuesta y Proy. Realizadas por estudios anteriores	78
Tabla 4.5.-	Volúmenes producidos de Agua (COSAALT).....	81
Tabla 4.6.-	Cálculo inicial de dotación de agua potable para las gestiones 2002, 2003 y 2004	84
Tabla 4.7.-	Valores de DBO5 para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes y Estación de Bombeo del puente San Martín	101
Tabla 4. 8.-	Valores típicos de Sólidos Suspendidos	102
Tabla 4.9.-	Valores de DBO5 para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes, Estación de Bombeo del puente San Martín y Lagunas.....	102
Tabla 4.10.-	Valores típicos de Coliformes Totales.....	103
Tabla 4.11.-	Valores de Coliformes Fecales para los Barrios Catedral, Luis de Fuentes, Estación de Bombeo del puente San Martín y Lagunas	104

Figura 4.1.-	Gráfica de Resultados de Proyecciones de Población NB688 y Otros	73
Figura 4.2.-	Gráfica de Proyección propuesta y asumida con las demás Proyecciones	76
Figura 4.3.-	Gráfica de Proyección Propuesta y Propuestas realizadas por Estudios anteriores	79
Figura 4.4.-	Volúmenes de Agua producidos (COSAALT).....	81
Figura 4.5.-	Volumen de Agua producido y facturado en la gestión 2004	82
Figura 4.6.-	Número de conexiones de Agua Potable	83
Figura 4.7.-	Valores de Dotación y Vol. producidos para las gestiones 2002, 2003 y 2004	85
Figura 4.8.-	Desglose de Pérdidas en el Sistema de suministro de agua Potable	86
Figura 4.9.-	Cálculo de dotación de Agua tomando en cuenta el desglose de pérdidas	87
Figura 4.10.-	Cobertura de Medición	88
Figura 4.11.-	N° de conex, y habitantes desde la gestión 2000 hasta el 2004	90
Figura 4.12.-	Conexiones por Zonas (Agosto 2005)	92
Figura 4.13.-	Caudales promedios mensuales de ingreso a Lagunas para el 2002, 2003, 2004 y 2005	96
Figura 4.14.-	Valores de DBO ₅ en el ingreso a Lagunas para el 2003, 2004, y 2005	99
Figura 4.15.-	Valores per cápita de DBO ₅ para el 2003, 2004 y 2005	100

CAPITULO V.- ALTERNATIVAS ANALIZADAS DE SISTEMAS DEPURADORES DE LÍQUIDOS CLOACALES

Con el objeto de arribar a una solución económica, efectiva, segura y de acorde al cuerpo receptor respetando los valores de vuelco permitidos por las normas de la ley de Medio Ambiente 1333, se prevé realizar el análisis sobre varias alternativas de plantas depuradoras de líquidos cloacales o aguas residuales domésticas, que se hallan operando en Bolivia, Latinoamérica y en el resto del Mundo.

Para los límites permisibles de vuelco, que serán los que definan el grado de tratamiento, están en el ANEXO-2, titulado como “límites para descargas líquidas en mg/L”, en el reglamento en materia de contaminación hídrica de la ley de Medio Ambiente 1333.

Por lo cual se asumen como parámetros de vuelco entre los más importantes para los fines que se persiguen los siguientes:

- DBO₅ menor o igual a 80 [mg/L]
- Colifecales [NMP/100ml] menor o igual a 1000

Una vez fijada la calidad del efluente requerida, se procede con el análisis de los Sistemas o Plantas de tratamiento, las cuales son:

▲ **Lagunas o Estanques de Estabilización.**

Se toma en cuenta diferentes sistemas referidos a lagunas en serie.

- Lagunas Facultativas y de Maduración Seriadas.
- Lagunas Anaeróbicas, Facultativas y de Maduración Seriadas.

▲ **Lagunas Aireadas Seriadas**

▲ **Ralf-Lagunas**

▲ **Lechos Percoladores.**

▲ **Lodos Activados en aireación extendida.**

5.1.- Lagunas de Estabilización

Considerarlas como alternativa surge de las bondades muy conocidas en cuanto a las ventajas que el sistema ofrece, refiriéndose a su operación y resultados en los efluentes finales. Teniendo gastos de operación muy bajos en comparación con otros sistemas.

Como conceptualización de las mismas se cita lo siguiente:

Las lagunas de estabilización son depósitos de aguas servidas que permiten la generación de microorganismos aerobios y anaerobios.

Son empleadas para el tratamiento biológico de los desechos cloacales basado en la autodepuración por procesos naturales, efectuando la estabilización y desinfección de las aguas haciéndolas inocuas a la salud, pudiendo ser utilizables para otras actividades en función al grado de tratamiento a las que son sometidas.

Los sistemas de lagunas son simples de construir, confiables y fáciles de mantener, requieren poco equipo importado y facilitan la eliminación de los patógenos.

La principal desventaja es que requieren grandes extensiones de terreno.

Existen tres tipos de lagunas: las anaerobias, las facultativas y las de maduración, las cuales ya fueron definidas y conceptualizadas en el análisis del establecimiento actual de Depuración (Lagunas de Oxidación).

Las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos urbanizados, siendo la distancia de 300 a 1000 metros de acuerdo al grado de desarrollo, especialmente las anaerobias por la generación de olores.

En general, las Lagunas de Estabilización, resultan una opción de tecnología de simple y bajo costo, especialmente en costos de operación, como ya se mencionó, y por lo cual no puede dejarse de lado como posibilidad cierta de ser utilizadas como una planta depuradora de líquidos cloacales.

5.1.1- Lagunas de Estabilización Facultativas y de Maduración seriadas.

5.1.1.1.- Criterio de Diseño

El diseño se ha elaborado con las recomendaciones de las Normas Nacionales NB688, Internacionales y bibliografía especializada en el tema, previendo que su construcción sea por módulos gemelos, de tal manera que la implementación de cada módulo será paulatina satisfaciendo las demandas futuras hasta el fin de periodo de diseño, y esta misma percepción se aplica a todas las alternativas.

La disposición y diseño de los módulos enmarca lo siguiente:

La laguna primaria y secundaria será Facultativa, estando interconectadas por medio de cañerías y cámaras ubicadas en los terraplenes, que conforman lo que se denominó “un módulo”.

El efluente del módulo, o sea de la segunda laguna Facultativa desemboca en una Laguna de Maduración, que está diseñada para recibir el efluente de 5 módulos.

La planta completa, posee 10 módulos, y dos lagunas de maduración, para poder tratar los efluentes residuales domésticos hasta el año 2035 según la proyección de población asumida para ese año de 485 158 hab, valor referido para una cobertura del servicio para ese año del 90%, donde cada módulo consta de un par de lagunas facultativas, como ya se mencionó.

Y se tienen los siguientes valores de diseño:

Laguna	Área (ha) de cada Laguna	Tirante de agua [m]	Tiempo teórico. de Detención[días]	Número total
<i>1er L. Facultativa</i>	12,51	2,30	30,67	10
<i>2da L. Facultativa</i>	2,70	2,50	7,00	10
L. Maduración	10,09	2.25	5,00	2

Tabla 5.1.- Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Facultativas-Maduración

Siendo el requerimiento de terreno aproximado para la implantación de esta planta de **198,09 ha**, ya que se tienen que considerar los tabiques, cierre perimetral y otros.

La construcción sería mediante la excavación y la conformación de los terraplenes, lo cual dará lugar a los recintos de enlagunamiento.

Para la implementación de los módulos se prevé la ejecución para 1ra etapa de 5 módulos junto con la 1er laguna de Maduración abarcando una población servida de 242 579 hab, o sea hasta el año 2017, luego tiene que implementarse la 2da etapa que consta de dos módulos junto con la segunda laguna de Maduración, cubriendo con estos dos módulos más hasta el año 2025, luego corresponde la 3ra etapa con otros 2 módulos más, puesto que ya se ejecutaron las dos únicas lagunas de Maduración y así progresivamente.

La implementación se resume en el siguiente cuadro:

Implementación de Etapa	Año	Población de Aporte para el año de inicio	Número de Módulos a ejecutar	Población Total a servir por módulos
1ra	2007	153 193	5	242 579
2da	2017	227 246	2	339 611
3ra	2025	316 612	2	436 643
4ta	2032	434 234	1	485 158

Tabla 5.2.- Implementación de Etapas y población a servir

Respecto a los valores de remoción de DBO₅ y Coliformes Fecales, de cada laguna en la entrada y la salida, son los siguientes:

Concepto	DBO ₅ [mg/L]			Coniformes Fecales N.M.P/100ml		
	Entrada	Salida	Eficiencia	Entrada	Salida	Eficiencia
1er L.Facult.	288	14,83	94,86%	1.5E07	27 179	99,82%
2da L.Facult.	14,83	9,48	68,03%	27 179	4 833	82,22%
L. Maduración				4 858	742.49	84,64%

Tabla 5.3.- Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna

Recordando que valores de vuelco:

DBO₅ 80

N.M.P Colifecales/100ml 1000

Por lo cual se cumplen los parámetros del vuelco, refiriéndose a la remoción tanto de DBO_5 como de coliformes, y se representa objetivamente en las siguientes gráficas.

GRAFICAS DE DBO_5 Y COLIFORMES FECALES

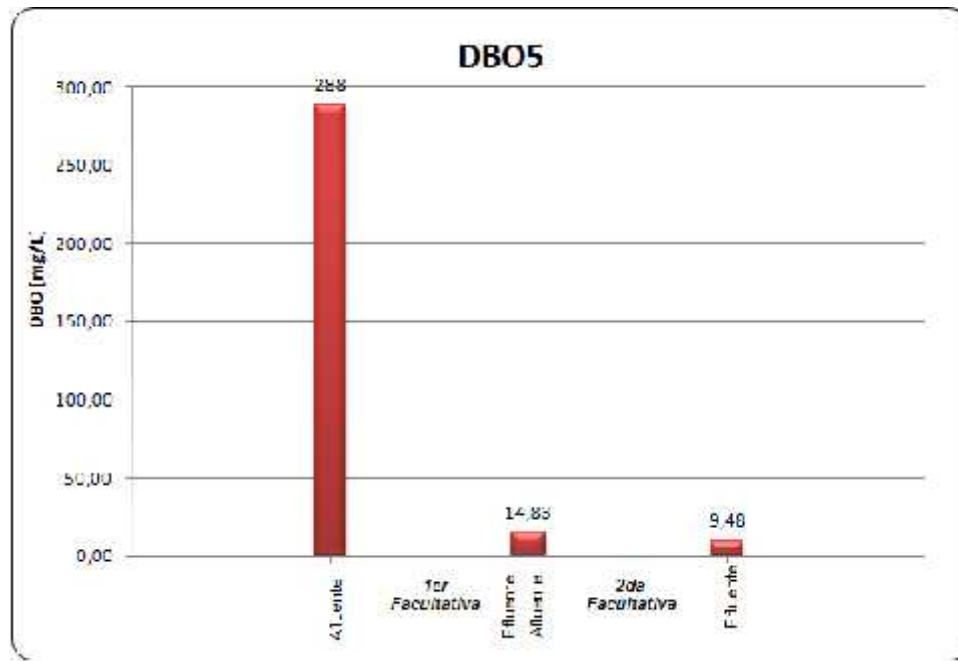


Figura 5.1.- Facultativas-Maduración Remoción de DBO_5

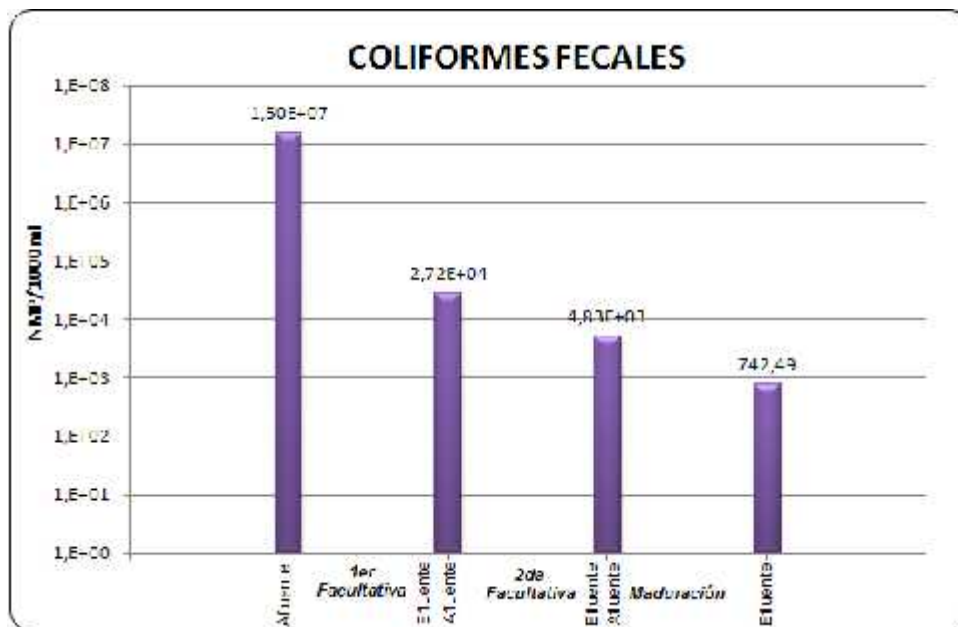


Figura 5.2.- Facultativas-Maduración Remoción de Colifecales

5.1.1.2.- Metodología de Cálculo

5.1.1.2.1.- Lagunas Facultativas

La elección de la metodología del cálculo se basó respecto al objetivo del tratamiento que se desea realizar en cada laguna, el cual fue previsto que sea doble, refiriéndose a la reducción de la DBO y que se destruyan los gérmenes patógenos.

- Remoción de DBO

El método aplicable para tal propósito es el modelo de Flujo Disperso de Thirimurthi, que se expone a continuación:

Ecuación de Thirimurthi:

$$\frac{Se}{Sa} = \frac{4 * a * e^{\frac{1}{2d_1}}}{\left[(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d_1}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d_1}} \right]}$$

Donde:

Se/Sa: Relación de la concentración del efluente y la del afluente en mg/l.

e: Base de log neperiano.

L: Longitud de la partícula en el estanque

B: longitud de la trayectoria de la partícula.

d₁: constante de dispersión o número de dispersión.

$$d_1 = X / [-0,26118 + 0,25392 * X + 1,01368 * (X)^2]$$

$$X = L / B \text{ (relación entre el largo y ancho de la laguna)}$$

Sa: concentración orgánica afluente en mg/l de DBO última.

a: constante de diseño = $(1 + 4 * KT * t * d_1)^{0,5}$

KT: constante de reacción biológica para la temperatura T del mes más frío del año en °C $KT=K_o*1,044^{(T-20)}$

T: temperatura media del líquido en la laguna del mes más frío del año

Siendo $K_o = t / (-14,77+4,64*t)$ t: periodo de retención hidráulica.

En primera instancia se debe calcular la constante de reacción biológica “Ko” que corresponde para una temperatura de 20 °C, para lo cual se consideró aplicar la correlación del CEPIS, donde “Ko” se calcula en función del tiempo de retención hidráulico de la laguna, como se muestra en la ecuación anterior.

Luego ese valor que correspondería para una temperatura del líquido de 20°C, debe ser afectado para las condiciones regionales, refiriéndose a la temperatura, para lo cual se toma un coeficiente de dependencia de la temperatura $\theta = 1,044$, y se lo aplica según la ecuación de anterior mencionada para encontrar el valor de “Kt” para la temperatura media del líquido en la laguna en el mes más frío. Un valor estándar es que en la laguna la temperatura suele ser alrededor de 2 grados mayor que la temperatura del aire.

De igual manera se debe calcular la constante de dispersión “d₁”, y se toma el criterio del CEPIS, el cual está en función de la relación de los lados de la laguna y luego se calcula la constante de diseño “a”, y finalmente aplicar lo propuesto por Thirimurthi.

La aplicación de dicho modelo dará como resultado la relación de la DBO₅ soluble del efluente y la concentración de la DBO₅ total del afluente [mg/l], en base a todos los parámetros ya mencionados.

Ahora para el cálculo de la superficie de la laguna, primeramente se debe definir la carga superficial de trabajo de la laguna, para lo cual se adopta valores recomendados por las normas NB688 y criterios del CEPIS. Teniendo una la carga superficial en la 1er Laguna de 210 kg/ha.día y en la segunda Facultativa de 100kg/ha.día, donde a partir de esos valores, se los relaciona con la carga másica total [kg/día].

$$\text{Area de la Laguna [ha]} = \frac{\text{Carga m\u00fasica total [kg/d\u00eda]}}{\text{Carga superficial [kg/ha.d\u00eda]}}$$

Respecto al valor de la profundidad en la laguna, en la primaria se adopta un valor de 2,30m , dado que los valores recomendados se encuentran entre 1,50 y 2,20, seg\u00fan la bibliograf\u00eda y normas, tomando una profundidad adicional de 0,10 m para la acumulaci\u00f3n de lodos, lo que suman 2,30 m, que es lo asumido.

En la facultativa secundaria el valor deber\u00e1 ser igual o mayor a 1,20 m, por lo cual se adopt\u00f3 un tirante de 2,50m.

Para los valores de temperatura necesarios para el dise\u00f1o, fueron extra\u00eddos del registro de temperaturas de la estaci\u00f3n Aeropuerto (Cercado-Tarija), siendo la temperatura media del aire del mes m\u00e1s fr\u00edo 13\u00b0C, para el mes de Julio de toda la serie hist\u00f3rica, y para la temperatura en la laguna se asumi\u00f3 2 grados m\u00e1s, lo que vendr\u00eda a ser 15\u00b0C.

- *Remoci\u00f3n de Colifecales*

Respecto a los colifecales afluentes, se adopt\u00f3 valores promedios normales recomendados por la bibliograf\u00eda especializada [MettCalf] como as\u00ed de normas internacionales como la de Argentina la cual est\u00e1 aprobada por al BID (Banco Interamericano de Desarrollo). (las normas bolivianas no mencionan valores recomendados sobre este par\u00e1metro para un proyecto de estas caracter\u00edsticas).

Para lo cual se adopt\u00f3 el valor de 1,5E+07 NMP/100ml, que fue comparado con los resultados de las muestras sobre estos datos de distintos barrios y zonas de la ciudad de Tarija.

Los valores promedio normales de colifecales est\u00e1n en el orden 10E+06 a 10E+08, y se cita este valor para tener en cuenta como par\u00e1metro de comparaci\u00f3n, aunque si bien, en pa\u00edses en v\u00edas de desarrollo o subdesarrollados este valor tiende a subir por las carencias en infraestructura sanitaria, factores como la higiene, costumbres, etc.

Los valores de las muestras compuestas son excesivamente altos, y eso también hace pensar que pueden existir descargas de tipo industrial que trabajan con material orgánico, especialmente referido a animales.

Para el cálculo de remoción de bacterias patógenas, se utilizó el método de flujo disperso, pero aplicando la constante de mortalidad bacteriana en vez de la constante de reacción biológica, a la cual se debe afectar por parámetros regionales, refiriéndose a la temperatura, tal metodología se expone a continuación:

Ecuación del Modelo de Flujo Disperso:

$$\frac{Ne}{Na} = \frac{4 * a * e^{\frac{1}{2d_1}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d_1}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d_1}}}$$

Donde:

Ne/Na: Relación de la concentración del efluente y la del afluente en NMP(100ml).

e: Base de log neperiano.

L: Longitud de la partícula en el estanque

B: longitud de la trayectoria de la partícula.

d_1 : constante de dispersión o número de dispersión.

$$d_1 = X / [-0,26118 + 0,25392 * X + 1,01368 * (X)^2]$$

$$X = L / B \text{ (relación entre el largo y ancho de la laguna)}$$

Na: concentración de coniformes fecales del afluente.

a: constante de diseño = $(1 + 4 * K_b t * d_1)^{0,5}$

t: periodo de retención hidráulica.

Kbt: constante de mortalidad bacteriana a la temperatura T del agua en la laguna del mes más frío del año en °C $K_{bt} = \theta^{(T-20)} \cdot K_b$

T: temperatura media del líquido en la laguna del mes más frío del año.

θ : Coeficiente de dependencia de la Temperatura que se adopta 1,07

Siendo $K_b = 0,84.d^{-1}$ constante de mortalidad bacteriana a 20°C

Y aplicando tal modelo, con el NMP/100ml de colifecales afluentes se puede conocer el NMP/100ml de colifecales efluente, por lo cual se conoce la eficiencia de remoción de estos gérmenes patógenos.

5.1.1.2.2.- Laguna de Maduración

El cálculo se basó estrictamente en la remoción de patógenos, por lo cual se diseñó la laguna en función del tiempo de retención en días necesarios para que la reducción bacteriana sea tal que se pueda volcar al cuerpo receptor, cumpliendo con los parámetros de vuelco.

De igual manera se aplica el método de Flujo disperso (especificado anteriormente) para el cálculo de la mortalidad bacteriana y conocer la eficiencia de reducción de patógenos.

Respecto a la profundidad de la laguna de maduración, se recomienda valores entre 1,00 y 1,50 m, por lo cual se adoptó un tirante de diseño de 1,50 metros.

5.1.1.3.- Cinética del Proceso

El líquido residual llega a la laguna primaria, que en este caso es Facultativa, en la cual se realizan dos procesos, ya que en estas lagunas se tienen tres niveles.

Uno anaeróbico en la parte inferior (muy bajo en altura), la superior es aerobia, y la intermedia que sirve de asiento a bacterias facultativas que actúan de una u otra forma de acuerdo con el perfil del oxígeno disuelto, o sea que se comportan como anaeróbicas o aeróbicas.

En la zona aerobia las bacterias oxidan los sustratos orgánicos hasta transformarlos en H_2O y CO_2 (Dióxido de Carbono), para lo cual consumen oxígeno continuamente empleándolo como aceptor de hidrógeno. La reposición de oxígeno es proporcionado principalmente por contacto con la atmósfera y la turbulencia provocada por los vientos. Pero existe también otra fuente importante de oxígeno que proviene del medio interior: la fotosíntesis que ejercen las algas presentes en estas lagunas, las cuales se distribuyen hasta profundidades a las que pueda penetrar la luz solar, esta reposición de oxígeno por las algas es a través del proceso siguiente: La clorofila absorbe la luz solar y la transforma en energía química, la cual utiliza el CO_2 y lo combina con H_2O , y como resultado crea protoplasma celular y libera oxígeno, donde el oxígeno es utilizado por las bacterias aeróbicas, y las bacterias proporcionan a las algas el CO_2 y amoníaco, de tal manera la relación entre algas y bacterias es considerada por algunos autores como una simbiosis(asociación), esto sucede en la 1er y 2da Laguna, ya que ambas son Facultativas, sino que trabajan con distintas cargas orgánicas.

Luego el propósito también es el de eliminar a los gérmenes o bacterias patógenas que son las causantes de contagio de enfermedades, en la cual por muerte natural de estos patógenos van disminuyendo en número hasta que en el efluente de dicha laguna tenga un valor que llegue al adecuado para su vuelco, para lo cual se dimensiona la laguna en ese sentido, de tener un tiempo de permanencia en donde por muerte natural se pueda alcanzar remociones de patógenos, de modo que sea permitido volcar al cuerpo receptor, que puede ser un río, quebrada, etc.

De la 1er Facultativa ya con menor carga orgánica llega a la 2da Facultativa, en donde se realiza el mismo proceso pero en forma más atenuada puesto que las cargas y nutrientes son menores en relación con el líquido de la 1er laguna Facultativa, en la cual se continúa con la remoción de DBO_5 llegando a valores permitidos de vuelco.

EL efluente de la 2da Facultativa llega a la laguna de maduración, donde el entorno es aeróbico y su principal propósito es la remoción de los coliformes patógenos y otros gérmenes.

5.1.1.4.- Comentario

Este sistema, como se pudo observar tanto en el diseño como en la cinética del proceso, tiene estabilización completamente natural, no interviene ningún equipo mecánico, ni se necesita gente especializada para su operación, la única intervención importante en la operación y mantenimiento sería cada cierto periodo de años (este periodo varía según el diseño), se debe vaciar y secar la laguna para extraer el lodo acumulado por la sedimentación de la materia orgánica la cual estaría estabilizada (dejando secar un buen tiempo para la estabilización y muerte de patógenos que aún están presentes en los lodos especialmente en la parte superior luego del vaciado)

El sistema cumple con el grado de tratamiento requerido para el vuelco, y he aquí que se manifiesta en forma clara una de las desventajas o inconvenientes de este sistema, refiriéndose a la cantidad, en términos de superficie de terreno que requiere para su implementación, siendo de 206 ha, lo cual será un problema encontrar dicha superficie.

El costo y dimensiones de dicho terreno, puede hacer inviable la alternativa, tanto por la amplitud, como por la ubicación del mismo, o por la necesidad de expropiar terrenos privados, lo cual puede originar problemas sociales de toda índole.

5.1.2.- Lagunas de estabilización Anaeróbica, Facultativa y de Maduración seriadas.

El diseño se ha elaborado de igual manera que las anteriores, con las recomendaciones de las Normas Nacionales, Internacionales y bibliografía especializada en el tema, previendo que su construcción sea por módulos gemelos, de tal manera que la implementación de cada módulo será paulatina, satisfaciendo las demandas futuras hasta el fin de periodo de diseño.

5.1.2.1.- Criterio de Diseño

La disposición y diseño de los módulos enmarca lo siguiente:

A un par de lagunas constituidas por una Anaeróbica que es la primaria y una Facultativa que viene a ser la secundaria y que estarán interconectadas por tuberías se las denominó lo que es “un módulo”.

Cada módulo descarga su efluente en una laguna de Maduración, donde esta última está diseñada para recibir los efluentes de 5 módulos simultáneamente.

Para poder satisfacer todo el periodo de diseño, el sistema de tratamiento requiere 10 módulos, por lo cual se tienen en total 10 Anaeróbicas, 10 Facultativas y 2 lagunas de Maduración, las cuales tienen las siguientes características de diseño:

Laguna	Área (ha) de cada Laguna	Tirante de agua [m]	Tiempo teórico de detención [días]	Número total
<i>1er L. Anaeróbica</i>	1,51	3,50	5,12	10
<i>2da L. Facult.</i>	12,48	2,50	32,52	10
<i>L. Maduración</i>	13,62	1,50	4,50	2

Tabla 5.4.- Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Anaeróbica-Facultativa-Maduración

Observando los valores de superficies del cuadro anterior, el requerimiento de terreno en superficie para la implantación de esta alternativa vendría a ser de **189,52 ha**, puesto que además de tomar en cuenta las superficies de las lagunas se tienen que considerar los tabiques y cierre perimetral, por lo cual se da un porcentaje adicional a lo que es la superficie de las lagunas.

La implementación de etapas y el número de módulos en cada etapa se muestra en el siguiente cuadro:

Implementación de Etapa	Año	Población de Aporte para el año de inicio	Número de Módulos a ejecutar	Población Total a servir
1ra	2007	153 193	5	242 579
2da	2017	227 246	2	339 611
3ra	2025	316 612	2	436 643
4ta	2032	434 234	1	485 158

Tabla 5.5.- Implementación de Etapas y población a servir

Como se puede observar, se tiene un esquema idéntico respecto al anterior sistema de lagunas facultativas seriadas, pero la cinética del proceso es distinta ya que la laguna primaria es en este caso anaeróbica y las dimensiones de cada laguna son distintas por lo cual se tiene distintas eficiencias de remoción en cada laguna.

Las eficiencias en este tipo de sistema se las presenta en el siguiente cuadro:

Concepto	DBO ₅ [mg/L]			Coniformes Fecales N.M.P/100ml		
	Entrada	Salida	Efic.	Entrada	Salida	Efic.
<i>Anaeróbica</i>	288,00	144,23	50,00%	1,5E7	2,9E6	80,66%
<i>2da L.Facult.</i>	144,23	12,50	95,67%	2,9E6	3 512	99,88%
<i>L. Maduración</i>				3 493	617	82,33%

Tabla 5.6.- Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna

Cumpliendo de igual manera con los parámetros de vuelco, citados en la anterior alternativa analizada y se los representa en forma objetiva en la página siguiente.

GRAFICAS DE DBO₅ Y COLIFORMES FECALES

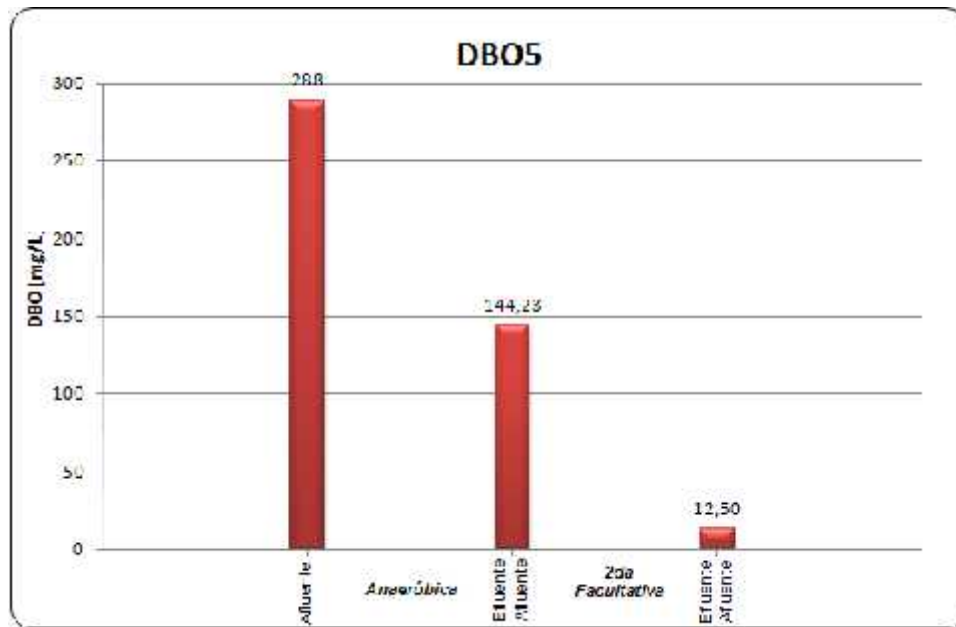


Figura 5.4.- Anaeróbica-Facultativa-Maduración Remoción de DBO₅

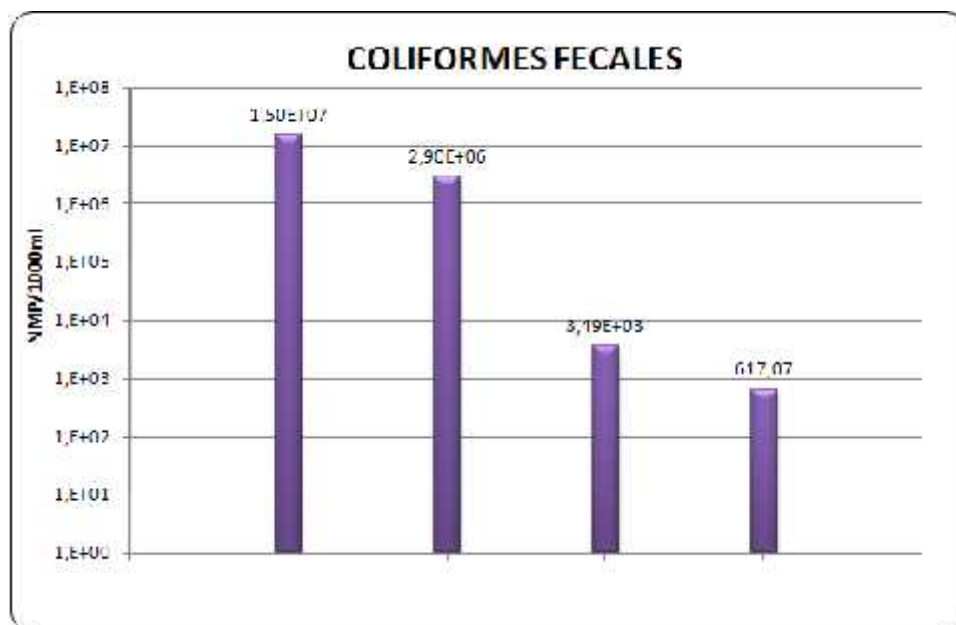


Figura 5.5.- Anaeróbica-Facultativa-Maduración Remoción de Colifecales

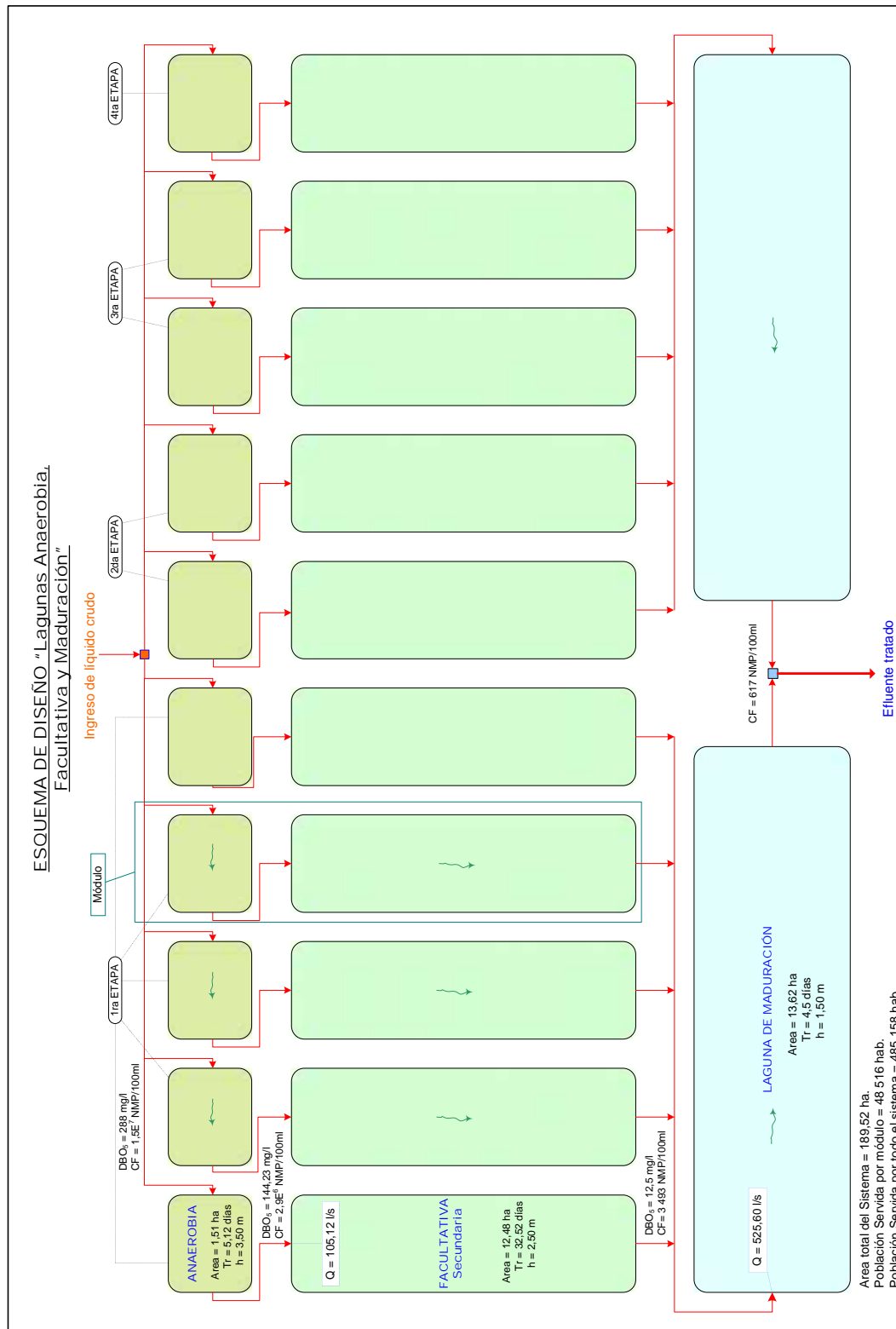


Figura 5.6.- Esquema de diseño de Lagunas Facultativas - Maduración

5.1.2.2.- Metodología de Cálculo

5.1.2.2.1.- Lagunas Anaeróbicas

La metodología se basa en la carga orgánica volumétrica “Cv” expresada en KgDBO₅/d.m³, mediante la cual se calcula el volumen de la laguna, como se ve a continuación:

$$V = \frac{Cmt}{Cv}$$

Donde:

V: Volumen de la Laguna [m³]

Cmt: Concentración másica Total (DBO).

Cmt [kg/día]= Cmp[kg/hab.día] * N°hab[hab]

Cmp: Carga másica per cápita.

Cv: Carga orgánica volumétrica [kgDBO₅/día.m³]

Respecto al valor de “Cv” se recomiendan valores que oscilan entre 0,05 a 0,08 kg/DBO₅d.m³, por lo cual se adopta 0,05, tal valor corresponde a una carga superficial de 1000 kg/DBO₅/d.ha.

La carga másica percápita, será el valor de 0,054 kg/hab.día. (Ver parámetros de diseño)

Con todos los anteriores datos explicitados, se puede aplicar la ecuación, y calcular el volumen de la laguna. Respecto de la profundidad de la laguna de este tipo, las normas y bibliografía recomiendan como valor mínimo de profundidad 3 metros por la cinética del proceso, por lo cual se adopto un tirante o profundidad de 3,50 m.

La eficiencia de remoción de DBO₅ en la laguna, es alrededor del 50%, valor normal en lugares donde las temperaturas oscilan entre los 14°C y 20°C, con tiempos de retención en la laguna entre 4 a 6 días, rango en que el diseño se encuentra.

Sobre la remoción de gérmenes patógenos, se utiliza el mismo concepto explicado en la anterior alternativa.

5.1.2.2.2.- Lagunas Facultativas

Para el diseño de las lagunas facultativas se adoptó el mismo método citado en el anterior sistema de lagunas facultativas seriadas (método de Flujo Disperso-Thirimurthi), lo propio para las eficiencias de remoción de DBO_5 y gérmenes patógenos.

5.1.2.2.3.- Lagunas de Maduración

Ídem al diseño de anterior alternativa (Lagunas Facultativas Seriadas).

5.1.2.3.- Cinética del Proceso

En este caso el líquido crudo llega a lo que es la laguna Anaeróbica que es la primaria, en esta laguna por tener una profundidad de 3,50 metros, la parte inferior de la laguna ahora es importante en el sentido de su profundidad, en la que la luz solar no llega a los niveles bajos de la laguna, por lo tanto no hay algas en esas zonas que puedan proporcionar oxígeno, y que las turbulencias ocasionadas por el viento en la laguna no tienen incidencia a esa profundidad, por lo cual no puede haber reposición de oxígeno, entonces se desarrolla un ambiente anaeróbico, dada la ausencia de oxígeno disuelto.

Actúan como digestores, donde se desarrollan bacterias anaerobias, las cuales solubilizan la materia orgánica por acción enzimática, y comienzan a estabilizarla en cierto orden con producción de gases entre los que predominan CH_4 (Metano) y CO_2 (dióxido de carbono). También se desprende H_2S (sulfuro de hidrogeno), causante de malos olores.

En esta laguna la actividad bacteriana es intensa y se establece una elevada tasa de metabolismo y de estabilización, dada la gran cantidad de sustrato, teniendo eficiencias de remoción de DBO_5 de 50% o menos en climas de temperaturas entre 14°C y 20°C , y con tiempos de permanencia de la laguna entre 4 a 6 días.

Ahora el efluente de esta laguna (anaeróbica) accede a la laguna Facultativa con una menor carga contaminante, debido a que han experimentado aquellas, sedimentación y posterior estabilización.

En la facultativa el proceso es el mismo que se explicó en los diseños y cinética del proceso de las anteriores lagunas facultativas, en donde de igual manera se sigue disminuyendo la DBO_5 y los patógenos, por vías aeróbicas que son las más importantes en las facultativas y también por vías anaeróbicas en menor grado.

Pero como en esta laguna la remoción de patógenos no es suficiente, lo que requiere que el efluente de esta Facultativa se conduzca hacia la laguna de Maduración en donde se llega a la remoción de patógenos requerida para tener un valor de NMP/100ml apto para el vuelco.

5.1.2.4.- Comentario

Este sistema tiene la variación respecto a la anterior alternativa, sobre la laguna primaria, que en vez de ser una Facultativa es una Anaeróbica, donde en la última la generación de olores debido a la cinética del tratamiento es importante.

Se puede apreciar claramente que al tener una Anaeróbica como laguna primaria en vez de una Facultativa, la disposición de terrenos necesarios para la implantación de la planta es menor, siendo ésta de 189,42 ha, que si bien es menor, todavía es una superficie importante, y además hay que tener en cuenta que en una laguna anaeróbica, la cinética del tratamiento en esta, genera olores como todo sistema anaeróbico, como ya se mencionó, concepto que hay que tomarlo en cuenta por las exigencias de las leyes medio ambientales vigentes, por tal motivo se debe prever la implementación de estos sistemas en zonas alejadas de urbanizaciones.

Por ejemplo: Las normas como la “Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Saneamiento para Poblaciones Menores a 10000 habitantes “[Bolivia], establece que las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos urbanizados, siendo la distancia de 300 a 1000 m de acuerdo al grado de desarrollo.

5.2.- Lagunas Seriadas Aireadas.

Considerarlas como alternativa de tratamiento surge del eficiente funcionamiento que el sistema ofrece en cuanto a su operación y resultados de los efluentes finales.

Un sistema de este tipo ofrece posibilidades más versátiles para tener una ejecución modular de las etapas, de esta manera acompaña de forma ajustada a los requerimientos de la demanda.

Estas lagunas resulta una opción de tecnología simple y eficiente, de bajo costo de construcción en relación con otros sistemas mecanizados, pero tiene un costo elevado en operación, refiriéndose específicamente en lo que hace al consumo de energía eléctrica necesaria para los aireadores, que es la principal característica de este sistema.

En sí, las lagunas aireadas son depósitos donde la principal función del proceso es la conversión de la materia orgánica en materia estable.

La aireación de los sistemas de lagunas se realiza para satisfacer los requerimientos de oxígeno creando entornos aeróbicos completos y parciales, en otros para la remoción de DBO y, en algunos casos, para lograr la nitrificación.

Las lagunas aireadas pueden ser de mezcla completa y mezcla parcial, las cuales se describen a continuación:

Lagunas de Mezcla total.- Donde todos los sólidos están en movimiento constante en toda la laguna por la acción de los aireadores, y se busca que cualquier volumen de líquido, en cualquier parte de la laguna, tenga la misma composición que cualquier otro, por lo cual la estabilización se realiza en un medio aeróbico.

Lagunas de Mezcla parcial.- En estas lagunas se admite una cierta estratificación de sólidos pero se busca asegurar que la potencia consumida consiga aportar estrictamente en oxígeno necesario para la reacción aerobia en todo el volumen de reacción, por lo cual la cinética de este proceso es gemela a una laguna facultativa pero con una carga mayor de microorganismos o biomasa que cual acelera la estabilización.

5.2.1.- Criterio de Diseño

La concepción del diseño enmarca lagunas de estabilización aireadas seriadas a mezcla completa y parcial (facultativa), donde cada par de lagunas en serie (mezcla completa – facultativa) conformará lo que se denominó una unidad, y la conformación de cinco unidades que trabajan en paralelo se denominó lo que es “un módulo”.

Los aireadores, la particularidad de este sistema, estarán implantados sobre plataformas de hormigón armado, construidas en los laterales de la laguna, y se asientan a 18 metros del borde de la laguna sobre columnas de H°A°, que son el soporte del aireador.

Para satisfacer los requerimientos hasta el final del periodo de diseño, el sistema requiere tener 5 módulos.

La laguna primaria viene a ser la de mezcla completa y la secundaria una laguna de mezcla parcial, teniendo los siguientes valores de diseño:

Laguna	Nº total	Área(ha) de cada Laguna	Prof. [m]	Tiempo de detención (días)	Nº de Aireadores por laguna
Mezcla Completa	25	0,63	4,00	5,60	8
Mezcla Parcial	25	0,63	4,00	5,60	4

Tabla 5.7.- Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Aireadas

Como se puede observar en el cuadro, el área necesaria para la implantación de esta alternativa, cubriendo hasta el año 2035, sería de 40ha, puesto que se debe tomar en

cuenta los terraplenes de las lagunas, perímetro del predio e instalaciones.

Sobre la implantación de los módulos será de forma paulatina de manera que se pueda satisfacer los requerimientos de las demandas actuales y futuras hasta el final del periodo de diseño (Año 2035).

Con esa finalidad se previó la construcción dos módulos en 1ra etapa, que tienen una capacidad para 194 063 hab hasta el año 2012, y se van implementando de manera progresiva como se muestra en la siguiente tabla:

Implementación de Etapa	Año	Población de Aporte para el año de inicio	Número de Módulos a ejecutar	Población Total a servir por módulos
1ra	2007	153 193	2	194 063
2da	2012	184 292	1	291 095
3ra	2022	283 379	1	388 127
4ta	2028	374 551	1	485 158

Tabla 5.8.- Implementación de Etapas y población a servir

Esta disposición se basa en destinar un periodo que se considera razonable para la implementación de cada etapa, de modo que se evite tener capacidad ociosa, y se implementen las etapas en forma atenuada y así trabajen no muy alejados de los requerimientos.

Los valores de remoción por este sistema se presentan en el siguiente cuadro:

Laguna	DBO5 entrada [mg/L]	DBO ₅ salida [mg/L]	Tiempo de detención [días]
L. Mezcla Completa	288	82,42	5
L. Mezcla Parcial	82,42	23,55	5

Tabla 5.9.- Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna

Observando el cuadro anterior, se tiene en el efluente una DBO₅, aceptable para el vuelco.

La remoción de DBO5 se representa en el siguiente gráfico:

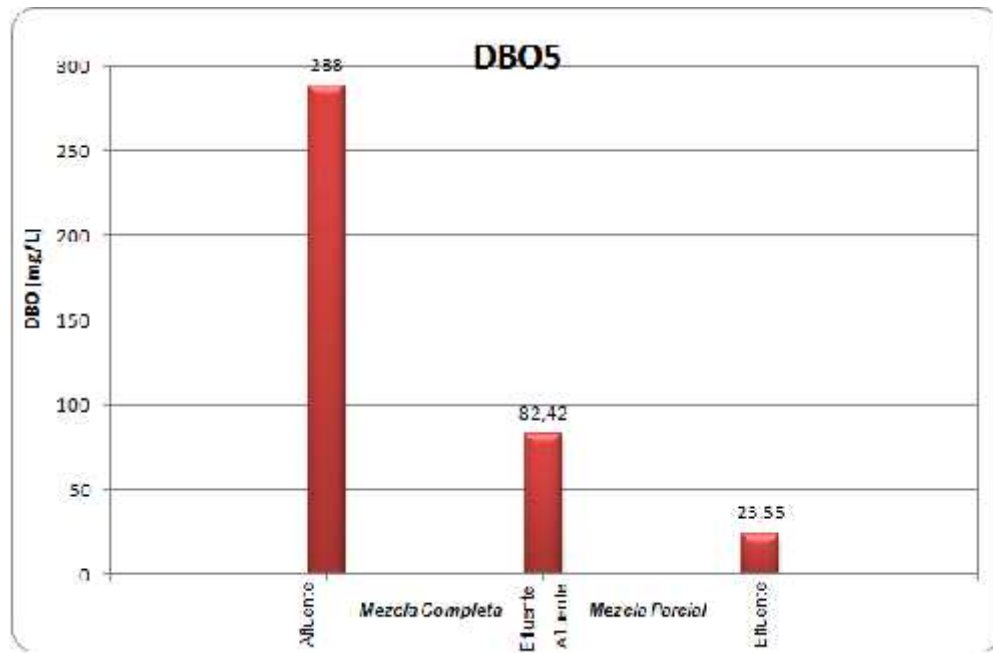


Figura 5.7.- Lagunas Aireadas Remoción de DBO₅

Sobre los colifecales efluentes, serán eliminados hasta un valor aceptable para el vuelco a través de una cámara de contacto de cloro, donde el Cl₂ (cloro) se suministrará en forma de gas licuado a alta presión.

La cámara de contacto de cloro tendrá un tiempo de permanencia de 0,50 horas (valor mínimo 15 min), con una dosis de cloro de 5 mg/l, valor sugerido por la bibliografía y normas internacionales para efluentes de tratamientos secundarios.

Un dato importante que se debe tener en cuenta, es la potencia necesaria para los aireadores que se representa a continuación:

Laguna	Número de aireadores	Potencia[kw] de cada aireador	Potencia[kw] req. en cada Lag.
L. Mezcla Completa	8	30	240
L. Mezcla Parcial	4	20	80

Tabla 5.10.- Potencia requerida en cada Laguna Lagunas Aireadas

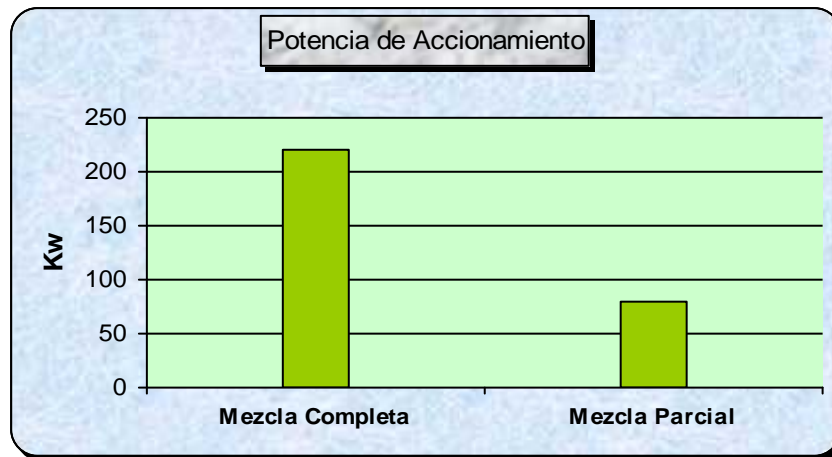


Figura 5.8.- Potencia de Accionamiento Lagunas Aireadas

La Potencia de Accionamiento es la que afecta por el rendimiento referido a pérdidas en la transmisión y el reductor. Así que por cada unidad (1 L.mezcla completa y 1 L.mezcla Parcial) se tendría 320 KW, y para cubrir los requerimientos de tratamiento hasta el año 2035, se necesitarían 25 unidades, por lo cual en total para ese año se necesitarían alrededor de 8000 kw, potencia muy importante.

La potencia necesaria calculada está en función de las necesidades o requerimientos de oxígeno que varía en cada laguna y de la clase de mezcla, tales requerimientos son:

Laguna	DBO ₅ Removida[mg/L]	Requerimiento de O ₂ por Laguna [kg O ₂ /día]
L. Mezcla Completa	206,04	598,82
L. Mezcla Parcial	58,87	0,66

Tabla 5.11.- Requerimiento de O₂ por laguna Lagunas Aireadas

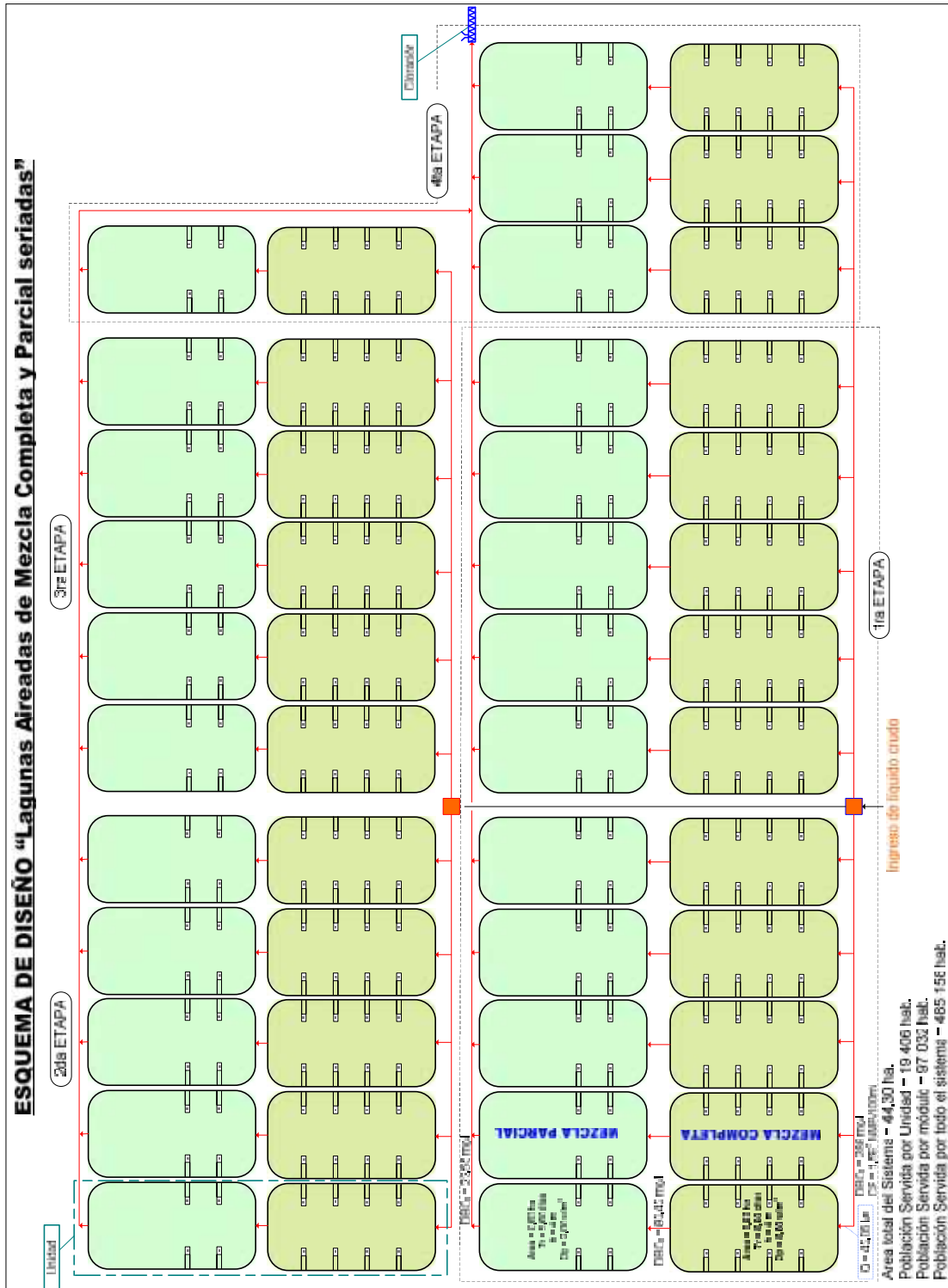


Figura 5.9.- Esquema de Diseño de Lagunas Aireadas de Mezcla completa y Parcial

IMPLEMENTACION SOBRE EL PREDIO ACTUAL

La implementación de este sistema de tratamiento sobre el predio actual sería, únicamente hasta la 2da etapa, teniendo en funcionamiento un total de 3 módulos, que serían capaces de tratar los líquidos efluentes residuales de 291 095 hab., y que en todo caso cubrirían la demanda hasta el año 2024, esto en función a la proyección del crecimiento poblacional adoptado.

Como el diseño enmarca la construcción de 5 módulos, los cuales cubrirían la demanda de todo periodo de diseño del proyecto, sería necesario implementar dos módulos más para tratar las aguas residuales de los 485 158 hab, hasta el año 2035, pero, el espacio o superficie disponible del predio no lo permite.

Si se tuviera que aplicar este sistema de tratamiento y que sea capaz de tratar las aguas residuales domésticas de los 485 158 hab. proyectados hasta el año 2035, se necesitaría contar con una superficie o terreno de por lo menos 40 ha.

Por otra parte, a manera global, para realizar la comparación de todas las alternativas, tomar como 1ra etapa en satisfacer la demanda de tratamiento para la mitad de los habitantes proyectados, o sea hasta los 242 579 hab, entonces se podría decir que el predio en términos de superficie alcanza sólo para la 1ra etapa.

La implementación de este sistema en el predio actual se muestra en el siguiente plano (*Plano 5.3*).

Plano 5.3.- Lagunas Aireadas Mezcla Completa y Parcial, en el predio actual.

5.2.2.- Metodología de Cálculo

5.2.2.1.- Laguna de Mezcla Completa

Como metodología de cálculo se ha aplicado la metodología de Fabián Yáñez, que considera el modelo propuesto por Eckenfelder, el cual se describe a continuación:

La aplicación de la fórmula, da como resultado la DBO₅ efluente en base a la DBO₅ afluente, la constante de remoción y el tiempo de permanencia:

Fórmula propuesta por Eckenfelder:

$$Le = Lo \frac{1}{1 + K_1 t}$$

Donde:

Le: DBO₅ efluente [mg/L].

Lo: DBO₅ afluente [mg/L].

K₁: Constante de remoción de DBO.

t: Tiempo de permanencia o retención en la Laguna.

La DBO₅ afluente “Le” es el producto de la carga másica unitaria por el aporte de agua por un habitante al día a los desagües, y “K₁” siendo una constante que representa la cinética del tratamiento, depende de varios factores, y se asume valores recomendados por la bibliografía y normas (entre ellas la norma boliviana de saneamiento para poblaciones menores a 10.000hab) que para climas Templado-Fríos como valor de remoción se puede tomar como 0,50 1/día, el cual fue el adoptado.

Ahora de acuerdo a las dimensiones de la laguna, se dispone la ubicación de los aireadores, teniendo en cuenta la mejor distribución geométrica en planta de acuerdo a los valores de separación Standard y tomando en cuenta lo recomendado por la bibliografía, que sugiera que la distancia entre aireadores superficiales no sobrepase los 75m. Los aireadores que se encuentran paralelos la distancia de diseño es 25m de eje a eje, y la distancia entre ejes opuestos (al otro lado de la laguna) es de 31,50m.

Para el cálculo de la potencia en cada aireador es necesario, en primera instancia conocer los requerimientos de oxígeno para realizar el proceso, para lo cual se utilizó la siguiente fórmula:

$$Rr = a' \cdot Lr$$

Donde:

- Rr: Requerimiento de oxígeno [kg O₂/día].
- a': Coeficiente 0,40-1,40 [kgO₂/kgDBO₅] removidos.
- Lr: DBO₅ removida [kg/día].

La DBO₅ removida no será más que la diferencia de la DBO₅ efluente y la DBO₅ efluente, y el coeficiente a' que implica la necesidad de oxígeno en términos de kg por cada kg de DBO₅ removida, será adoptado en función a los valores que cita la bibliografía, que son entre 0,4 y 1,4, por lo cual se adopta un valor de 0,80. Ya con estos dos parámetros definidos se calculó las necesidades de oxígeno.

Sobre la potencia necesaria para suministrar tal cantidad de oxígeno para que las bacterias puedan realizar el metabolismo y también para tener un entorno en la laguna de mezcla completa, se adoptan valores recomendados para tales circunstancias, lo cual se refiere a la potencia de la aireación mecánica necesaria, para ello es recomendable, según normas y bibliografía, tener densidades de potencia mayores a 3 w/m³, y por tratarse mezcla completa se adopta el valor de 5,50 w/m³, puesto que no solo se necesita potencia para incorporar oxígeno, sino que además se necesita potencia para mantener un medio de mezcla completa, que en estos casos la potencia necesaria para tener un entorno de la laguna en mezcla completa es mayor que la potencia necesaria para la incorporación de oxígeno a la misma. Cabe destacar que el cálculo de la potencia se puede realizar en función de las condiciones de transferencia de oxígeno, que implica tomar parámetros de temperatura, altura sobre el nivel del mar, factores de corrección de transferencia de oxígeno, y otros (ver Metcalf 3ra edición “cap.10” [rendimiento de los aireadores]), pero el valor adoptado es muy

representativo, valorado y recomendado por normas internacionales y bibliografía especializada.

Respecto al tiempo de permanencia para la laguna, es de 5 días, valor normal para este tipo de sistema.

5.2.2.2.- Laguna de Mezcla Parcial

La metodología y el proceso de diseño es el mismo que en la laguna de mezcla completa, pero la remoción de DBO_5 es menor en valor, puesto que es una laguna secundaria y trabaja con menor carga y por lo cual la actividad microbiológica es menor, lo que conduce a tener menores exigencias de oxígeno, y esto implica menor potencia requerida.

Tales valores se los mostró precedentemente.

5.2.3.- Cinética del Proceso.

Las 1ras lagunas, las de mezcla completa proporcionan una relación potencia volumen alta, en la cual se proporciona una mezcla total con un aporte de oxígeno importante al líquido, por lo cual transportan muchos sólidos en el efluente de estas.

En las lagunas aireadas facultativas, parte de los sólidos sedimentables sedimentan en su parte inferior y el resto pasa a la 2da parte de la laguna donde no hay aireadores, cosa que se realiza una sedimentación mayor antes de la descarga.

La cinética del proceso es prácticamente similar a la que se produce en los lodos activados o como en las lagunas de estabilización Facultativas analizadas anteriormente pero en forma mucho más aceleradas, donde en la laguna de mezcla completa el proceso se realiza en un medio aeróbico como en la zona superior de las facultativas, el cual ya fue explicado.

En la laguna de mezcla parcial trabaja exactamente como una facultativa, y la gran diferencia radica en que la provisión de oxígeno es de manera más acelerada proporcionada por los aireadores superficiales, por lo tanto hay un mayor metabolismo lo que implica un mayor número de bacterias que procesan sustratos y

se reproducen aumentando lógicamente la estabilización en el sentido del tiempo y en consecuencia se requiere de un menor espacio o superficie para realizar el tratamiento.

5.2.4.- Comentario.

Si bien en este sistema el tratamiento se realiza a mayor velocidad, debido a la mayor presencia de bacterias, que procesan sustratos en forma aeróbica, y siendo abastecidas de oxígeno por los aireadores, la potencia necesaria para lograr este abastecimiento de oxígeno y mantener el líquido en mezcla completa o parcial según el tipo de laguna es importante, y es menester hacer un estudio de costos de esta sobre otras alternativas que también son mecanizadas.

Una de las ventajas es que necesitan menor superficie, que las anteriores alternativas analizadas, otra es que la estabilización es por vía aerobia por lo cual no se tendrán problemas de olores.

La desventaja es que la potencia necesaria es importante, que se traducirá a costos operativos elevados.

En cuanto a la remoción de coliformes es mínima, y será necesario desinfectar el efluente de la planta antes de la descarga final, por ejemplo mediante cloración.

5.3.- Ralf-Lagunas

Considerar como alternativa un sistema de RALF seguido de lagunas o estaques de estabilización, es por las características que el sistema en particular ofrece tanto en que no requieren ningún equipamiento mecánico o electrónico. Es suficiente que el agua residual sea encaminada al RALF y luego conducida a las lagunas.

Al margen de ello el volumen del RALF (tanque) y consecuentemente el área necesaria para la instalación, son reducidos, por lo que los costos de instalación son pequeños hablando propiamente del RALF.

En el dimensionamiento y el análisis técnico de este sistema en cuanto a la implementación como operación será analizado más adelante.

5.3.1.- Criterio de Diseño.

El criterio de diseño se basa en tener un tratamiento primario que será realizado por el RALF y que debe ser seguido de una tratamiento secundario, el cual estará conformado por un par de lagunas facultativas y una de maduración, con el objeto de llegar a un nivel de tratamiento óptimo y así cumplir con los valores de parámetros aptos para el vuelco.

El diseño es para servir en 1ra etapa hasta los 242 579 hab, que es la mitad de toda la proyección poblacional.

La geometría del reactor es rectangular, ya que para plantas de gran tamaño es mejor esta geometría especialmente por la construcción del recolector de gas.

Para esta 1ra etapa se dispondrá de 4 unidades, a las cuales las precederá lagunas facultativas y de maduración.

Los valores de diseño y dimensionamiento se muestran en las siguientes tablas.

Reactor Anaeróbico					
Largo [m]	Ancho [m]	Altura-Tirante [m]	Area [m ²]	Volumen [m ³]	Tiempo de Detención [días]
96	32	4,30	3072	11353	1

Tabla 5.12.- Valores de Diseño del Reactor Anaeróbico

Laguna	Área (ha) de cada Laguna	Tirante de agua [m]	Tiempo teórico. de Detención[días]
<i>1er L. Facultativa</i>	34,93	2,50	16,64
<i>2da L. Facultativa</i>	12,06	2,50	5,09
<i>L. Maduración</i>	38,65	2,50	21,28

Tabla 5.13.- Valores de Diseño de Lagunas con la alternativa del reactor Anaeróbico

Siendo el requerimiento de terreno aproximado para la implantación de este sistema hasta la 1ra etapa de 87 ha y para cubrir hasta el año de proyecto prácticamente sería el doble llegando a **174 ha**, ya que se tienen que considerar los tabiques, cierre perimetral y otros.

Respecto a los valores de remoción de DBO₅ y Coliformes Fecales, tanto en el Reactor como de cada laguna en la entrada y la salida, son los siguientes:

Concepto	DBO ₅ [mg/L]			Coniformes Fecales N.M.P/100ml		
	Entrada	Salida	Eficiencia	Entrada	Salida	Eficiencia
<i>Reactor</i>	288	115,38	60%	1,5E07	1,5E06	90%
<i>1er L.Facult.</i>	115,38	10,62	95,4%	1,5E06	576	99,96%
<i>2da L.Facult.</i>	10,62	1,67	92,15%	576	40	93,11%
<i>L. Maduración</i>				40	0,34	99,15%

Tabla 5.14.- Eficiencias de remoción para el sistema Ralf-Lagunas

GRAFICAS DE DBO₅ Y COLIFORMES FECALES

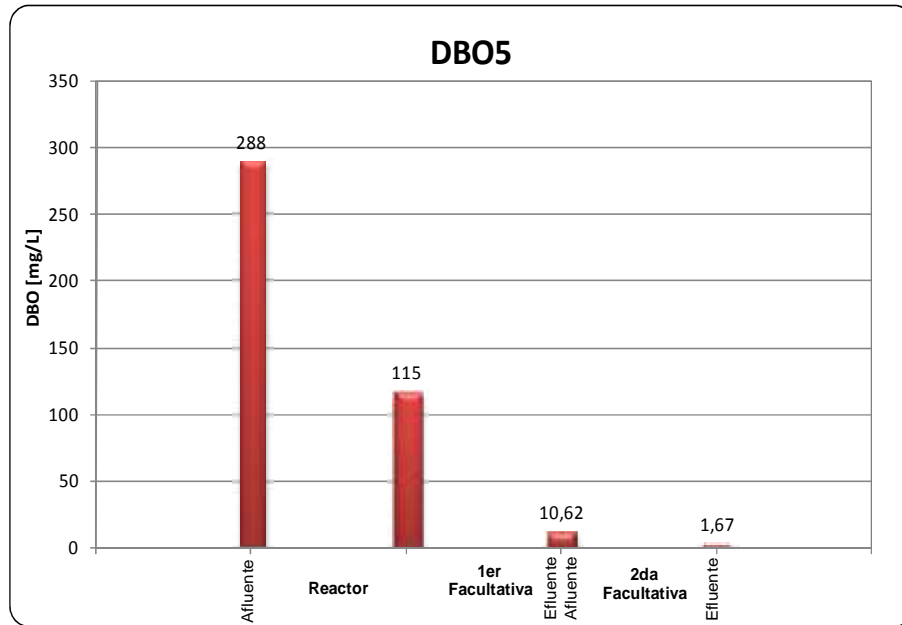


Figura 5.10.- Reactor-Facultativas-Maduración Remoción de DBO₅

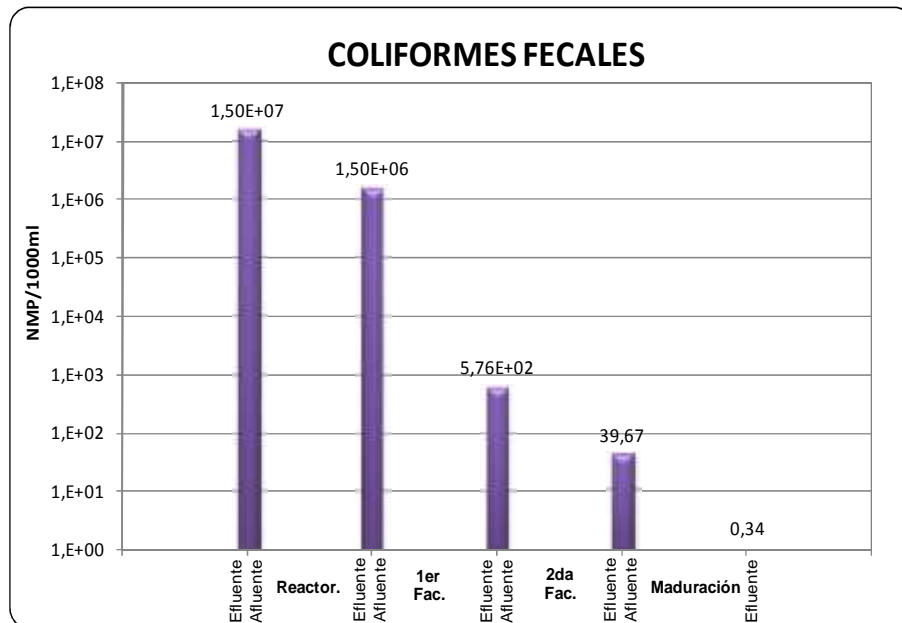


Figura 5.11.- Ralf -Facultativas-Maduración Remoción de Coliformes Fecales

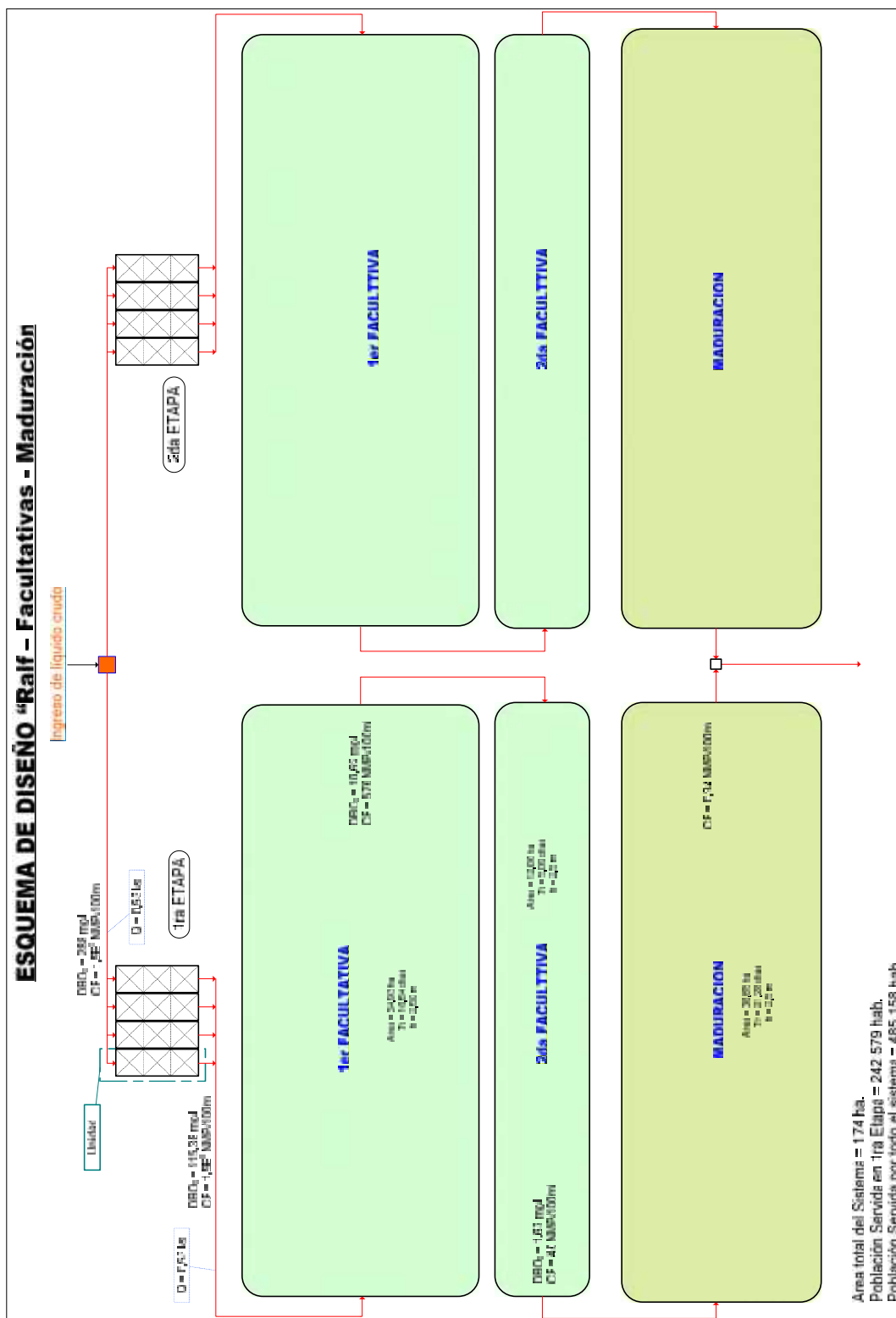


Figura 5.12.- Esquema de Diseño de Ralf-Facultativas-Maduración

IMPLEMENTACION SOBRE EL PREDIO ACTUAL

La implementación de este sistema de tratamiento sobre el predio actual es limitada, pudiendo cubrir la demanda únicamente hasta los 130 000 hab, esto por no existir la superficie necesaria. Algunos datos del diseño y dimensionamiento de este sistema se resumen en las siguientes tablas:

Reactor Anaeróbico					
Largo [m]	Ancho [m]	Altura-Tirante [m]	Area [m ²]	Volumen [m ³]	Tiempo de Detención [días]
72	24	4,30	1728	6084	1

Tabla 5.15.- Valores de Diseño del Reactor Anaeróbico en el predio actual

Lagunas			
Laguna	Área (ha) de cada Laguna	Tirante de agua [m]	Tiempo teórico. de Detención[días]
<i>1er L. Facultativa</i>	14,04	2,00	11,23
<i>2da L. Facultativa</i>	5,00	2,00	3,96

Tabla 5.16.- Valores de Diseño de Lagunas con la alternativa del reactor Anaeróbico en el predio actual

Los valores de remoción y eficiencia se muestran en las siguientes tablas y gráficos.

Respecto a la disposición y ubicación de este sistema en el predio actual se muestra en el *plano 5.4*.

Concepto	DBO ₅ [mg/L]			Coniformes Fecales N.M.P/100ml		
	Entrada	Salida	Eficiencia	Entrada	Salida	Eficiencia
<i>Reactor</i>	288	115,38	60%	1,5E07	4,5E06	90%
<i>1er L.Facult.</i>	115,38	59,36	74,28%	4,5E06	16927	99,62%
<i>2da L.Facult.</i>	59,36	36,75	38,1%	16927	2333	86,22%

Tabla 5.17.- Eficiencias de remoción para el sistema Ralf-Lagunas en el predio actual

GRAFICAS DE DBO₅ Y COLIFORMES FECALES

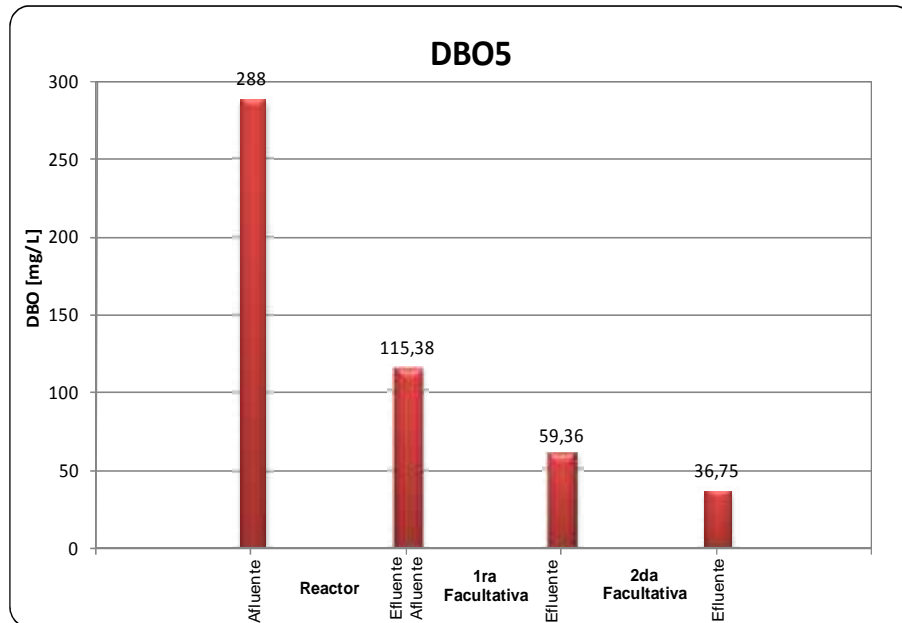


Figura 5.13.- Reactor-Lagunas Remoción de DBO₅ (en el predio)

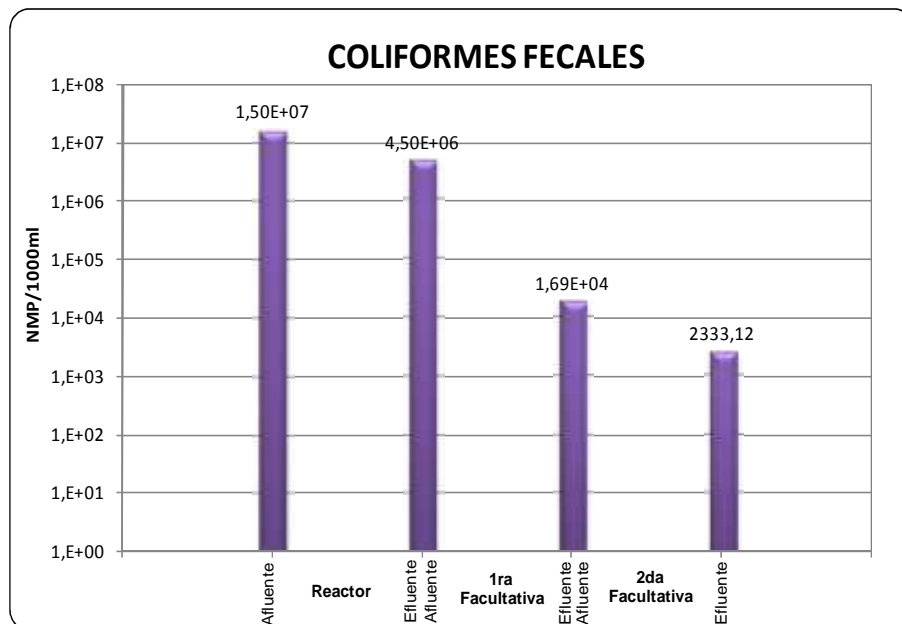


Figura 5.14.- Reactor-Lagunas Remoción de Coliformes (en el predio)

Plano 5.4.- Reactor Anaeróbico en el predio actual

5.3.2.- Metodología de Cálculo

El diseño se enmarca en los parámetros de diseño establecidos por Lettinga y coautores, algunos de los cuales se citan en la tabla 5.18.

Parámetro	Valor
<i>Remoción de DQO</i>	65 – 85 % (T=8 a 20°C)
<i>Carga hidráulica</i>	0,60 a 3,8 m ³ /m ³ .día
<i>Carga Superficial</i>	0,004 a 0,16 m/h(citado en varios trabajos)
<i>Tiempo de Detención</i>	14 a 17 h
<i>Velocidad Ascensional</i>	0,13 m/h
<i>Carga Orgánica</i>	1 a 2 kg /m ³ .día

Tabla 5.18.- Algunos parámetros de diseño establecidos por Lettinga para Reactor Anaeróbico

Los valores de diseño escogidos para las condiciones locales se presentan en la tabla 5.19.

Valores de parámetros de diseño	
Parámetro	Valor
<i>Remoción de DQO</i>	60 %
<i>Carga hidráulica</i>	4 m ³ /m ³ .día
<i>Carga Superficial</i>	0,15 m/h
<i>Tiempo de Detención</i>	24 h
<i>Velocidad Ascensional</i>	0,18 m/h
<i>Carga Orgánica</i>	1,154 kg/m ³ .día

Tabla 5.19.- Valores de parámetros de diseño para la alternativa Reactor-Facultativas

En este proceso, la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de aguas residuales, ya que la temperatura óptima para la digestión anaerobia (30 a 35°C), por lo cual este tipo del proceso es adecuado para zonas tropicales o subtropicales, donde la temperatura es mayor a los 18°C, de ahí que por las condiciones locales, al tener temperaturas más bajas se propone tener un tiempo de retención hidráulica mayor, siendo este de 24 horas.

El cálculo del volumen del reactor se calcula en base al tiempo de retención hidráulica y el caudal afluente.

$$V_R(m^3) = Trh(h) * Q(m^3/h)$$

La altura del reactor básicamente se puede obtener un valor teniendo en cuenta la velocidad del líquido con el tiempo de retención, para lo cual se obtiene una altura de 4,3 m.

El dimensionamiento de las lagunas se realiza con el mismo método y aplicando los mismo conceptos que se explico en la sección 5.1.1

5.3.3.- Cinética del Proceso

El agua residual se introduce en la base del reactor y atraviesa el lecho de lodos; durante el trayecto, la materia orgánica contaminante presente en el agua residual, entra en contacto con los microorganismos, aglomerados en granos (flóculos), llevándose a cabo su degradación. La forma granular y alta densidad del lodo evita que los microorganismos sean evacuados por el flujo ascendente del agua. Los gases producidos en condiciones anaeróbicas, principalmente metano y dióxido de carbono provocan una circulación interior que colabora con el mantenimiento y la formación de los gránulos. Parte del gas generado dentro del manto de fango se adhiere a las partículas biológicas, luego tanto el gas libre como las partículas a las que se ha adherido el gas, ascienden hacia la parte superior del reactor. Allí se produce la liberación del gas adherido a las partículas al entrar éstas en contacto con unos deflectores desgasificadores. Las partículas desgasificadas suelen volver a caer hasta la superficie del manto de fangos. El gas libre y el gas liberado de las partículas se capturan en una bóveda de recogida de gases instalada en la parte superior del reactor. El agua depurada es finalmente desalojada por la parte superior del tanque, a través del clarificador que aun contiene algunos sólidos residuales y algunos de los gránulos biológicos, por lo cual es necesario realizar un tratamiento secundario si se quiere cumplir con las normativas que rigen la calidad de los efluentes tratados.

5.3.4.- Comentario.

El reactor anaeróbico tiene un funcionamiento adecuado, ya comprobado en varias partes del mundo, pero en zonas tropicales y subtropicales, esto es debido a que la temperatura es una de las variables que más influye en el proceso, cuya eficacia decrece por debajo de los 15°C, esto debido a que los actores principales de este tratamiento que son un grupo de microorganismos, los cuales se desarrollan en el rango mesofílico, o sea en el rango de 20-50°C.

Por lo cual su rendimiento no será el más adecuado, dada las características de la zona de proyecto, aunque si bien se realizaron ensayos piloto en otras regiones del mundo para climas templados, con temperaturas bajas, del orden de los 15°C, el reactor en los meses de invierno prácticamente solo tenía una función ligada a la sedimentación o filtración en todo caso y la biodegradación prácticamente se paraliza.

Es importante tener en cuenta para la puesta en marcha de este proceso, el utilizar o no inóculo, ya que se necesita de 12 semanas o más, para alcanzar un nivel óptimo de funcionamiento.

5.4.- Lechos Percoladores

Esta alternativa consiste en la utilización de un sistema de tratamiento completo, con utilización de Lechos Percoladores y digestión anaeróbica del lodo.

La misma se ha incluido como alternativa válida en función del conocimiento y difusión que las mismas poseen tanto en el País como en el exterior.

Básicamente un filtro percolador consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual percola el agua residual, fenómeno del que recibe el nombre del proceso. El medio filtrante suele estar formado por piedras (en ocasiones también se emplean escorias), o diferentes materiales plásticos de relleno. En el caso de filtros percoladores con medio filtrante de piedra, el diámetro de las piedras oscila entre 2,5 y 10 cm. La profundidad del lecho varía en cada diseño en particular, pero suele situarse entre 0,9 y 2,5 metros, con una profundidad media de 1,8 metros. Los filtros de piedra suelen ser circulares, y el agua residual se distribuye por la parte superior del filtro mediante un distribuidor rotatorio.

Los filtros percoladores que emplean lechos de material plástico pueden tener diversas formas, habiéndose construido filtros circulares, cuadrados y de otras formas diversas, con profundidades entre 4 y 12 metros.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se haya separado del medio. Este sistema de drenaje inferior es importante, tanto como instalación de recogida como por su estructura discontinua a través de la cual puede circular aire. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación en el que separan los sólidos del agua residual. En la práctica, se recicla una parte del líquido recogido en el sistema de drenaje inferior o del efluente del tanque de sedimentación, para diluir la concentración del agua residual que entra en el sistema y para mantener la humedad de la película biológica.

5.4.1.- Criterio de Diseño

Esta alternativa consiste en la utilización de un sistema de tratamiento completo, con digestión anaeróbica del lodo y se ha elaborado de igual manera que las alternativas anteriores teniendo en cuenta las características del líquido cloacal crudo de la localidad y las normas vigentes.

Se ha previsto la incorporación de cámaras Imhoff antes de enviar el líquido al los filtros o lechos percoladores, donde las cámaras Imhoff también se las utilizará como digestores del lodo recirculado. Luego se prevé la incorporación de tanques de sedimentación para separar la biomasa del líquido que podría salir de los filtros antes de pasar a la desinfección.

El diseño y dimensionamiento prevé la ejecución en dos etapas, que cubren las necesidades hasta el año 2.035, donde la 1ra abastecería los requerimientos hasta la mitad de la población proyectada.

Se tomó en cuenta la alternativa de diseñar dos clases de filtros, los cuales son de baja carga o de alta carga, estas características definirán el número y dimensiones de los filtros percoladores, dado que las diferencias básicas entre estos son las cargas con las que son diseñados, tanto la orgánica como la hidráulica.

La implementación de estos sistemas se muestra en la tabla 5.20

Parámetro	1ra Etapa	2da Etapa	Total
Lechos percoladores de Muy Alta Carga			
<i>Poblacion servida</i>	242 158	242 158	485 158
<i>Imhoff</i>	2	2	4
<i>Lechos Percoladores</i>	2	2	4
<i>Sedimentadores</i>	2	2	4
Lechos percoladores de Alta Carga			
<i>Poblacion servida</i>	242 158	242 158	485 158
<i>Imhoff</i>	4	4	8
<i>Lechos Percoladores</i>	4	4	8
<i>Sedimentadores</i>	4	4	8

Lechos percoladores de Baja Carga			
	1ra Etapa	2da Etapa	TOTAL
<i>Poblacion servida</i>	242 158	242 158	485 158
<i>Imhoff</i>	2	2	4
<i>Lechos Percoladores</i>	6	6	12
<i>Sedimentadores</i>	3	3	6

Tabla 5.20.- Implementación de etapas y población a servir Lechos Percoladores

Los valores de dimensionamiento se presentan a continuación en la tabla 5.21.

Lechos Percoladores de carga	Muy alta	Alta	Baja
Tanque imhoff			
<i>Volumen total del tanque [m³]</i>	20 013	10 006	20 013
<i>Largo [m]</i>	90	70	80
<i>Ancho[m]</i>	30	25	30
<i>Superficie[m²]</i>	2 700	1 750	2 400
<i>Altura[m]</i>	11,3	9,88	13,13
Canaletas			
<i>N° de canaletas</i>	4	3	3
<i>Largo de canaleta[m]</i>	90	70	80
<i>Ancho de canaleta[m]</i>	5,39	5,93	7,18
<i>Altura de canaletas[m]</i>	3,9	4,17	4,8
<i>Tiempo de detención [hras]</i>	6,55	7,02	5,14
Zona de Digestión			
<i>Volumen[m³]</i>	10 310	5 155	10 310
<i>Altura[m]</i>	7,41	5,72	8,34
Lechos Percoladores			
<i>Carga orgánica[KgDBO₅/m³.día]</i>	0,80	0,80	0,40
<i>Carga Hidráulica[m³/m².día]</i>	39,62	23,77	11,89
<i>Volumen del Lecho de piedra[m³]</i>	5 731	2 865	3 821
<i>Altura del manto[m]</i>	5	3	3
<i>Diámetro[m]</i>	38,2	34,87	40,27
Sedimentadores Secundarios			
<i>Volumen [m³]</i>	4 400	2 200	2 933
<i>Altura-tirante [m]</i>	3	3	3
<i>Diámetro[m]</i>	43,21	30,56	35,28

Tabla 5.21.- Valores de diseño del sistema Lechos Percoladores

Respecto al requerimiento de terreno aproximado para la implantación de este sistema es el siguiente:

Lechos Percoladores de Carga muy Alta: 8,52 ha

Lechos Percoladores de Carga Alta: 9,84 ha

Lechos Percoladores de Carga Baja Alta: 11,3 ha

Siendo para cualquiera de las alternativas el predio utilizable en términos de superficie.

Respecto a los valores de remoción de DBO y eficiencias, se presentan a continuación en la tabla 5.22.

Para Carga	Concepto	DBO ₅ [mg/L]		
		Entrada	Salida	Eficiencia
<i>Muy alta</i>	<i>Imhoff</i>	288,00	201,90	30,00%
	<i>Lechos Perc.^[1]</i>	201,90	48,90	75,60%
<i>Alta</i>	<i>Imhoff</i>	288,00	201,90	30,00%
	<i>Lechos Perc.^[1]</i>	201,90	41,87	79,23%
<i>Baja</i>	<i>Imhoff</i>	288,00	201,90	30,00%
	<i>Lechos Perc.^[1]</i>	201,90	36,07	82,11%

[1] Respecto a la eficiencia, es la eficiencia fraccional de remoción de DBO para el proceso incluyendo recirculación y sedimentación

Tabla 5.22.- Eficiencias de remoción para el sistema de Lechos Percoladores

Referente a la remoción de Colifecales, es decir que en esta alternativa se hace necesario la desinfección del efluente (Ej.-con gas cloro) ya que la remoción de colifecales es mínima, considerando que por ejemplo en el Imhoff la remoción no pasa del 90%, lo que significa la reducción de solo un exponente, de manera similar pasa en los filtros y sedimentadores, donde la reducción es mayor, pero la cantidad efluente de NMP/100ml de colifecales está muy por encima de los límites de los valores para los parámetros de vuelco y se hace necesario un tratamiento posterior (tratamiento terciario).

5.4.2.- Metodología de Cálculo

La metodología se basa en la utilización de parámetros, fórmulas, que se encuentran en las normas y bibliografía especializada, aplicadas en función a las características del proyecto.

5.4.2.1.- Pozo o Cámara Imhoff

En la cámara Imhoff se realizan simultáneamente las operaciones de sedimentación de los sólidos decantables del líquido (en su cámara superior) y la digestión anaeróbica de los lodos frescos separados en esa operación (en su cámara inferior).

La forma del tanque se escoge rectangular, dado que el caudal afluente es importante.

Volumen de Sedimentación.-

$$Vs = Ls + Ats$$

Donde:

Ls: longitud de sedimentación Ats: Area total de sedimentación

Volumen de Digestión.-

$$Vd = Ps * Lf * Crl d * td$$

Donde:

Ps : Población servida futura
Lf: Contribución unitaria de lodo fresco
Crl d: Coef. De reducción del volumen del lodo
td: Tiempo de digestión anaerobia

Volumen de Almacenamiento.-

$$Va = Ps * Lf * Crl a * ta$$

Va: Volumen de almacenamiento
ta: Tiempo de almacenamiento de los lodos digeridos

Volumen de Espumas.-

$$V_e = P_s * V_{ud}$$

Ve: Volumen de espumas

Vud: Volumen unitario de espumas

La remoción de DBO en el Imhoff se considera en un 30%.

5.4.2.2.- Lechos Percoladores

El volumen del lecho se lo calcula en función de la carga orgánica afluyente y la carga orgánica volumétrica:

$$V = \frac{La}{Cv}$$

El área necesaria será el cociente del caudal y la carga superficial de diseño:

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

Respecto a la eficacia de reducción orgánica se aplico la siguiente expresión:

$$EF = \frac{100}{1 + 0,443 * [LA/(V * F)]^{0,5}}$$

EF : Eficiencia porcentual de reducción de la DBO

V : Volumen total del lecho de las unidades

F : $F = (1+r) / (1+0,1*r)^2$, es el factor de recirculación en cada periodo

r : relación de recirculación en cada periodo

5.4.2.3.- Sedimentadores

Como se recirculará el líquido efluente del sedimentador secundario se utilizará la siguiente expresión para el cálculo del Área Superficial:

$$A = \frac{[Q_{(max)} - Q_R] * Fv * FT}{Vo}$$

A : Área del sedimentador

Q_{\max} : Caudal máximo de ingreso al Sedimentador

Q_R : Caudal de recirculación. (Este será el máximo caudal, cosa que será igual al caudal afluente)

F_v : Factor por corrección por influencia del vertedero

F_T : Factor de corrección por influencia de temperatura.

V_o : Carga superficial hidráulica máxima

Respecto a la altura del Sedimentador, dado que el sistema que precede a lechos percoladores y el sistema de recogida se adopta que sea mecánico, el valor tiene que estar encima de los 2,50m, por lo cual se adopta un tirante de 3 metros.

5.4.3.- Cinética del Proceso

El agua residual ingresaría a la planta pasando por las rejillas y posteriormente por el desarenador, produciéndose en ambos el desbaste y la sedimentación de arena principalmente.

Luego el líquido es conducido a lo que son los pozos Imhoff, donde se producen dos procesos, siendo el 1ro la sedimentación de los sólidos (lodos) sedimentables lo que conduce a una reducción de la DBO cerca del 30%, y en colifecales menos de un exponente en su cantidad, también en el pozo Imhoff se produce la digestión anaerobia de los sólidos sedimentables y recirculados, siendo éste un tratamiento primario.

A continuación el líquido es dirigido a los lechos percoladores, donde el agua residual se distribuye por la parte superior del filtro mediante un distribuidor rotatorio, para luego producir el contacto del líquido con el medio filtrante en el que los microorganismos se adhieren a este medio formando la biomasa y por consiguiente ahí se produce el tratamiento biológico.

Estos filtros incluyen un sistema de drenaje inferior, el que recoge el líquido tratado y los sólidos biológicos que se haya separado del medio. El líquido recogido pasa luego a los tanques de sedimentación en los cuales se separa los sólidos del agua residual.

En estos tanques de sedimentación se desempeñan dos funciones, la de clarificación y espesamiento, lo que implica la sedimentación y separación principalmente del tejido celular del líquido.

A partir de estos, los sedimentadores se recicla un aparte del líquido al ingreso de los filtros para diluir la concentración del agua residual que entra en el sistema y también se recircula el lodo sedimentado a la entrada de los pozos Imhoff.

El líquido efluente de los sedimentadores que no es recirculado para el fin ya expuesto, se dirige a una cámara de contacto de cloro gas, para la eliminación de virus.

5.4.4.- Comentario

Este sistema como se puede observar, en términos de requerimiento de espacio para su implementación es reducido en comparación con las anteriores alternativas y se podría montar en el predio actual.

También se puede decir que los filtros, trabajan en ciertas etapas como facultativos, por lo cual presentan zonas anaerobias, produciendo la aparición de olores, entre los más repulsivos y típicos de la digestión anaerobia del sulfuro de hidrógeno. Por otra parte, pueden también aparecer poblaciones.

Por el mecanismo de funcionamiento, especialmente en los filtros, es posible que existan obstrucciones y por lo cual el posterior desequilibrio del tratamiento, donde se tendrá que cambiar el medio filtrante o realizar un lavado, y dada las proporciones, sería importante el mantenimiento en este sentido.

Es de hacer notar que los filtros son sensibles a los cambios de temperatura y de cargas orgánicas, lo que incide en la calidad del efluente.

5.5.- Lodos Activados en Aireación Extendida

Esta alternativa consiste en la utilización de un sistema de tratamiento completo, con utilización de sistemas biológicos en suspensión, con una alta aireación y edad del lodo para lograr una mineralización casi completa de los sólidos volátiles.

El diseño se ha elaborado de igual manera que las anteriores, con las recomendaciones de las Normas Nacionales, Internacionales y bibliografía especializada en el tema, previendo que su construcción sea por módulos gemelos, de tal manera que la implementación de cada módulo será paulatina satisfaciendo las demandas futuras hasta el fin de periodo de diseño.

5.5.1.- Criterio de Diseño

Los parámetros utilizados para el dimensionamiento, corresponden a los recomendados por el E.N.O.H.Sa. y por la bibliografía existente especializada en el tema, y decir que la Norma Boliviana NB 688 (Versión 2.001) nada dice al respecto.

Existen varios tipos o variaciones del sistema lodos activados, pero la opción escogida dentro de estas es la de aireación extendida con reactor tipo Carrousel.

Se prevé la implementación de todo el sistema en dos etapas, como se muestra a continuación:

Lodos Activados en Aireación extendida			
	1ra Etapa	2da Etapa	TOTAL
<i>Poblacion servida</i>	242 158	242 158	485 158
<i>Reactor tipo carrusel</i>	1	1	2
<i>Sedimentado Sec.</i>	2	2	4
<i>Espesador</i>	1	1	2
<i>Playas de Secado</i>	26	26	52

Tabla 5.23.- Implementación de etapas y población a servir Lodos Activados

Los valores de dimensionamiento para cada unidad se presentan a continuación en la tabla 5.24

Reactor tipo carrusel							
Largo total [m]	Ancho total [m]	Largo canal [m]	Ancho canal [m]	Diám. curva [m]	Tirante [m]	Area [m²]	Volumen [m³]
201,50	58,25	180,75	10	20,25	3,70	14 751	54 580
N° de Aireadores = 14							
Sedimentador Secundario							
Vol. [m]	Diam. [m]	Tirante [m]	Tiempo de detención [hras].				
6 622	50	3,50	7				
Espesador							
2 191,8	30,5	3	48,2				
Playas de Secado							
Largo Unidad [m]	Ancho Unidad [m]	Espeso de Arena[m]	Espesor de Grava [m]				
56	16	0.20	0,20				

Tabla 5.24.- Valores de diseño del sistema Lodos Activados

Respecto al requerimiento de terreno aproximado para la implantación es de 20 ha, siendo el predio actual utilizable en términos de superficie para esta alternativa.

Respecto a la eficiencia de remoción esperada del este sistema, es alta llegando a un 95% remoción, lo que equivale a 14,42 mg/l de DBO en el efluente final.

La remoción de colifecales, tendrá que ser mediante cloración (gas cloro), ya que la reducción de estos organismos en el reactor y sedimentador es mínima.

En el plano 5.8 se muestra la distribución de los elementos de este sistema.

Plano 5.8.- Lodos Activados en aireación extendida con reactor tipo Carrousel

Potencia Necesaria

La potencia necesaria a instalar para proveer la oxigenación necesaria estará en función a una densidad de potencia que será de 12 w/m³, al cual se le aplica un porcentaje para condiciones reales de un 20% mas, llegando a 14,4 w/m³.

Teniendo que contar con la siguiente potencia:

$$\text{Potencia de cada aireador} = 56 \text{ Kw o } 76 \text{ CV}$$

Caudal de retorno

El caudal de retorno se lo calcula en función de las condiciones de funcionamiento que se desea en el reactor y en sí, en todo el sistema, tomando en cuenta el balance de masas entre el reactor y el sedimentador, para lo cual se tiene que:

$$Crl = \frac{Cst - Csaf}{Csr - Cst}$$

$$Qr = Qaf * Crl$$

Donde:

Crl: coeficiente de retorno de lodos

Cst: concentración de sólidos totales en el tanque [kg/m³] (5 kg/m³)

Csaf: concentración de sólidos en el afluente [kg/m³] (0,23 kg/m³)

Csr: concentración de sólidos en la recirculación [kg/m³] (10 kg/m³)

Qaf: caudal afluente [m³/día]

Qr: caudal de retorno [m³/día]

5.5.2.2.- Sedimentadores

El cálculo primero se basa en encontrar el área del mismo, que se resume en la siguiente ecuación:

$$As = \frac{Q * C_{ss}}{C_{sol}}$$

Donde:

As: Área del Sedimentador [m²]

Q: Caudal de diseño del sedimentador [m³/h]

C_{ss}: Carga de sólidos totales que ingresan al sedimentador [kg/m³]

C_{sol}: Carga de sólidos a la que trabajará el sedimentador [kg SS/m².h]

El tirante se adopta en función a normas y bibliografía especializada, esto en función de tener una buena relación entre longitud y altura, o bien entre diámetro y profundidad o tirante, para lo cual es recomendable tener tirantes > 2,50, por lo cual se adopta:

Tirante del sedimentador = 3,50 m

Y con esto se consigue un tiempo de permanencia de 7 h, que es mayor al mínimo recomendado de 1,5 horas.

5.5.2.3.- Espesadores

El área del espesador viene dado por la siguiente ecuación:

$$As = \frac{Ql}{Cu}$$

Donde:

As: Área del espesador [m²]

Ql: Caudal de lodo [kg/hr]

Cu: Carga unitaria [kg.m²/hr]

El caudal del lodo (exceso de lodo), como se muestra viene expresado en kg de lodo por hora que podría llegar en alguna etapa de operación hasta los 909,67 kg/hr, y la carga unitaria como parámetro recomendado se adopta como 1,25, valor que está en función al tratamiento biológico aplicado.

Respecto al tirante del reactor oscilan generalmente entre 2 a 5 metros, y para este caso se tendrá un tirante de 3 m.

5.5.2.4.- Playas de Secado

El exceso de lodo a las playas:

$$El = \frac{V}{T\theta} * Cst$$

El: Exceso de lodo, este es el lodo que va a las playas [kg/d]

T : Edad del lodo (25 días)

Las demás variables ya fueron definidas.

El Volumen del lodo:

$$VL = \frac{EL}{\gamma L * \mu}$$

VL: Volumen del lodo [m³/d]

γL : Peso específico del Lodo [kg/m³] (1020 kg/m³)

μ : Humedad [%] (90%)

La carga unitaria con la que se diseñan las playas será:

$$\text{Carga unitaria} = 177 \text{ kg/año.m}^2$$

Dimensionamiento de playas

El número estará en función a la edad del lodo, por lo cual se tendrán 26 playas, y también a partir de ello se tiene la cantidad de cargas al año.

Para lo cual la superficie de la playa será:

$$Sp = \frac{Cp}{Cu}$$

Sp: Superficie o área de la playa [m²]

Cp: Carga por playa [kg.año/playa]

Cu: Carga unitaria [kg/año.m²]

La altura de lodos en la playa se considera de 30 cm, que satisface el volumen de lodo diario.

5.5.3.- Cinética del Proceso

En este proceso el agua residual bruta ingresa al reactor, previo desbaste y desarenado, donde entra directamente al proceso biológico de fangos activados.

En este reactor se mantiene un cultivo aerobio en suspensión, donde el ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de aireadores mecánicos tipo turbina en este caso.

En el reactor se desarrollan varios microorganismos y entre los más importantes están las bacterias que son las encargadas de la descomposición de la materia orgánica afluyente, estas utilizan la materia orgánica para con el fin de obtener energía para subsistir y para la síntesis en forma de nuevas células.

El licor mezcla contenido en el reactor en función de una edad del mismo, llegan a una etapa denominada, etapa endógena, en la cual las bacterias se agrupan por la falta de energía que es consecuencia del poco alimento(substrato) contenido, entonces es el momento adecuado para ser enviado al sedimentador con el fin de separar la parte líquida de la sólida, donde la parte líquida ya clarificada va a desinfección, y la parte sólida se recircula al reactor para mantener una concentración de sólidos o biomasa adecuada en el mismo. Por otra parte, el lodo en exceso se envía a un espesador para acondicionar el lodo que será enviado a los lechos de secado para su deshidratación.

5.5.4.- Comentario

Este sistema de tratamiento puede ser aplicado o implantado en el predio actual, por la superficie que requiere, que es reducida en comparación con las demás alternativas.

Es interesante ver que el proceso no requiere de sedimentación primaria ni tratamiento de lodos por el grado de mineralización esperado que alcanzan los sólidos a través del proceso.

En el tema de olores, prácticamente no existirían por ser un tratamiento aerobio, pero también se observa que por ser un tratamiento aerobio y como se desarrolla la reducción de la materia orgánica afluyente se tiene una producción de lodos mayor que en un proceso anaerobio.

El sistema necesariamente necesita equipo mecánico para realizar el proceso, por lo cual se tiene que prever una alimentación confiable en términos de suministro de energía eléctrica, ya que el aporte de oxígeno permanente y en cantidad adecuada es primordial para el proceso.

CAPITULO V.- ALTERNATIVAS ANALIZADAS DE SISTEMAS

DEPURADORES DE LÍQUIDOS CLOACALES..... 105

5.1.- Lagunas de Estabilización	106
5.1.1- Lagunas de Estabilización Facultativas y de Maduración seriadas.....	107
5.1.1.1.- Criterio de Diseño.....	107
5.1.1.2.- Metodología de Cálculo.....	112
5.1.1.2.1.- Lagunas Facultativas	112
5.1.1.2.2.- Laguna de Maduración.....	116
5.1.1.3.- Cinética del Proceso	116
5.1.1.4.- Comentario	118
5.1.2.- Lagunas de estabilización Anaeróbica, Facultativa y de Maduración seriadas.....	119
5.1.2.1.- Criterio de Diseño.....	119
5.1.2.2.- Metodología de Cálculo.....	124
5.1.2.2.1.- Lagunas Anaeróbicas	124
5.1.2.2.2.- Lagunas Facultativas	125
5.1.2.2.3.- Lagunas de Maduración	125
5.1.2.3.- Cinética del Proceso	125
5.1.2.4.- Comentario	126
5.2.- Lagunas Seriadas Aireadas.....	127
5.2.1.- Criterio de Diseño	128
5.2.2.- Metodología de Cálculo	135
5.2.2.1.- Laguna de Mezcla Completa	135
5.2.2.2.- Laguna de Mezcla Parcial.....	137
5.2.3.- Cinética del Proceso.....	137
5.2.4.- Comentario.....	138
5.3.- Ralf-Lagunas.....	139
5.3.1.- Criterio de Diseño.....	139
5.3.2.- Metodología de Cálculo	146

5.3.3.- Cinética del Proceso	147
5.3.4.- Comentario	148
5.4.- Lechos Percoladores	149
5.4.1.- Criterio de Diseño	150
5.4.2.- Metodología de Cálculo	156
5.4.2.1.- Pozo o Cámara Imhoff.....	156
5.4.2.2.- Lechos Percoladores	157
5.4.2.3.- Sedimentadores.....	157
5.4.3.- Cinética del Proceso	158
5.4.4.- Comentario	159
5.5.- Lodos Activados en Aireación Extendida	160
5.5.1.- Criterio de Diseño	160
5.5.2.- Metodología de Cálculo	163
5.5.2.1.- Reactor Biológico Tipo Carrousel	163
5.5.2.2.- Sedimentadores.....	164
5.5.2.3.- Espesadores.....	165
5.5.2.4.- Playas de Secado.....	166
5.5.3.- Cinética del Proceso	167
5.5.4.- Comentario	167

Tabla 5.1.-	Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Facultativas-Maduración	107
Tabla 5.2.-	Implementación de Etapas y población a servir	108
Tabla 5.3.-	Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna.....	108
Tabla 5.4.-	Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Anaeróbica-Facultativa-Maduración	119
Tabla 5.5.-	Implementación de Etapas y población a servir	120
Tabla 5.6.-	Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna.....	120
Tabla 5.7.-	Valores de Diseño de Sistema de Lagunas Aireadas	128
Tabla 5.8.-	Implementación de Etapas y población a servir	129
Tabla 5.9.-	Eficiencias de remoción de DBO y Colifecales para cada laguna.....	129
Tabla 5.10.-	Potencia requerida en cada Laguna Lagunas Aireadas.....	130
Tabla 5.11.-	Requerimiento de O2 por laguna Lagunas Aireadas	131
Tabla 5.12.-	Valores de Diseño del Reactor Anaeróbico	140
Tabla 5.13.-	Valores de Diseño de Lagunas con la alternativa del reactor Anaeróbico.....	140
Tabla 5.14.-	Eficiencias de remoción para el sistema Ralf-Lagunas	140
Tabla 5.15.-	Valores de Diseño del Reactor Anaeróbico en el predio actual.....	143
Tabla 5.16.-	Valores de Diseño de Lagunas con la alternativa del reactor Anaeróbico en el predio actual	143
Tabla 5.17.-	Eficiencias de remoción para el sistema Ralf-Lagunas en el predio actual.....	143
Tabla 5.18.-	Algunos parámetros de diseño establecidos por Lettinga para Reactor Anaeróbico	146
Tabla 5.19.-	Valores de parámetros de diseño para la alternativa Reactor-Facultativas	146
Tabla 5.20.-	Implementación de etapas y población a servir Lechos Percoladores.....	151
Tabla 5.21.-	Valores de diseño del sistema Lechos Percoladores.....	151
Tabla 5.22.-	Eficiencias de remoción para el sistema de Lechos Percoladores.....	152
Tabla 5.23.-	Implementación de etapas y población a servir Lodos Activados	160
Tabla 5.24.-	Valores de diseño del sistema Lodos Activados.....	161

Figura 5.1.-	Facultativas-Maduración	Remoción de DBO ₅	109
Figura 5.2.-	Facultativas-Maduración	Remoción de Colifecales	109
Figura 5.3.-	Esquema de diseño de Lagunas Facultativas - Maduración		110
Figura 5.4.-	Anaeróbica-Facultativa-Maduración	Remoción de DBO ₅	121
Figura 5.5.-	Anaeróbica-Facultativa-Maduración	Remoción de Colifecales	121
Figura 5.6.-	Esquema de diseño de Lagunas Facultativas - Maduración		122
Figura 5.7.-	Lagunas Aireadas	Remoción de DBO ₅	130
Figura 5.8.-	Potencia de Accionamiento	Lagunas Aireadas.....	131
Figura 5.9.-	Esquema de Diseño de Lagunas Aireadas de Mezcla completa y Parcial.....		132
Figura 5.10.-	Reactor-Facultativas-Maduración	Remoción de DBO ₅	141
Figura 5.11.-	Ralf -Facultativas-Maduración	Remoción de Coliformes Fecales	141
Figura 5.12.-	Esquema de Diseño de Ralf-Facultativas-Maduración.....		142
Figura 5.13.-	Reactor-Lagunas	Remoción de DBO ₅ (en el predio).....	144
Figura 5.14.-	Reactor-Lagunas	Remoción de Coliformes (en el predio)	144

Plano 5.1.-	Lagunas Facultativas-Maduración.....	111
Plano 5.2.-	Lagunas Anaerobias-Facultativas-Maduración seriadas	123
Plano 5.3.-	Lagunas Aireadas Mezcla Completa y Parcial, en el predio actual.....	134
Plano 5.4.-	Reactor Anaeróbico en el predio actual.....	145
Plano 5.5.-	Lechos Percoladores de Muy Alta Carga	153
Plano 5.6.-	Lechos Percoladores de Alta Carga.....	154
Plano 5.7.-	Lechos Percoladores de Baja Carga	155
Plano 5.8.-	Lodos Activados en aireación extendida con reactor tipo Carrousel.....	162

CAPITULO VI.- ESTUDIOS, RESULTADOS Y ELECCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

6.1.- Estudio de áreas para la implementación de la futura planta de tratamiento.

La disposición de terrenos (terrenos disponibles y utilizables) para la implementación de una planta de tratamiento de aguas residuales, es de suma importancia tanto en superficie como en ubicación por todo lo que significa este tipo de infraestructura y que es un factor determinante al considerar una u otra de las alternativas para realizar una evaluación final.

Las zonas de estudio van desde el predio actual hacia el sud-este, ya que se prevé en el mejor de los casos un sistema de llegada a la planta por gravedad. Entre estas zonas, se tomaron en cuenta desde el Temporal hasta el Ancón, ver Figura 6.1.

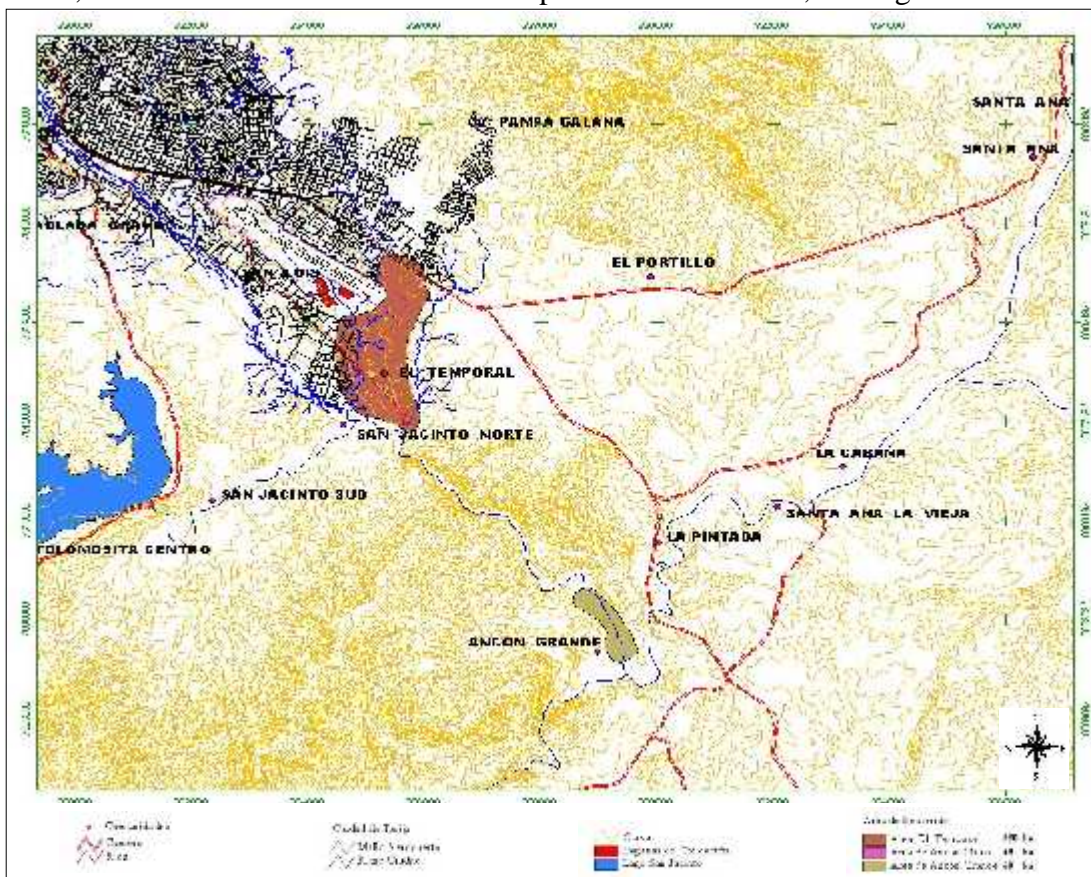


Figura 6.1.- Áreas recorridas y posibles para la implementación del Establecimiento Depurador

La elección de las zonas de estudio y recorrido, fue en función de buscar áreas disponibles de lugares planos o relativamente llanos y que pudieran favorecer la llegada del emisario a la planta por gravedad.

En la Figura 6.2 se muestra las posibles áreas o zonas desde el punto de vista plani-altimétrico para la implementación del futuro Establecimiento.

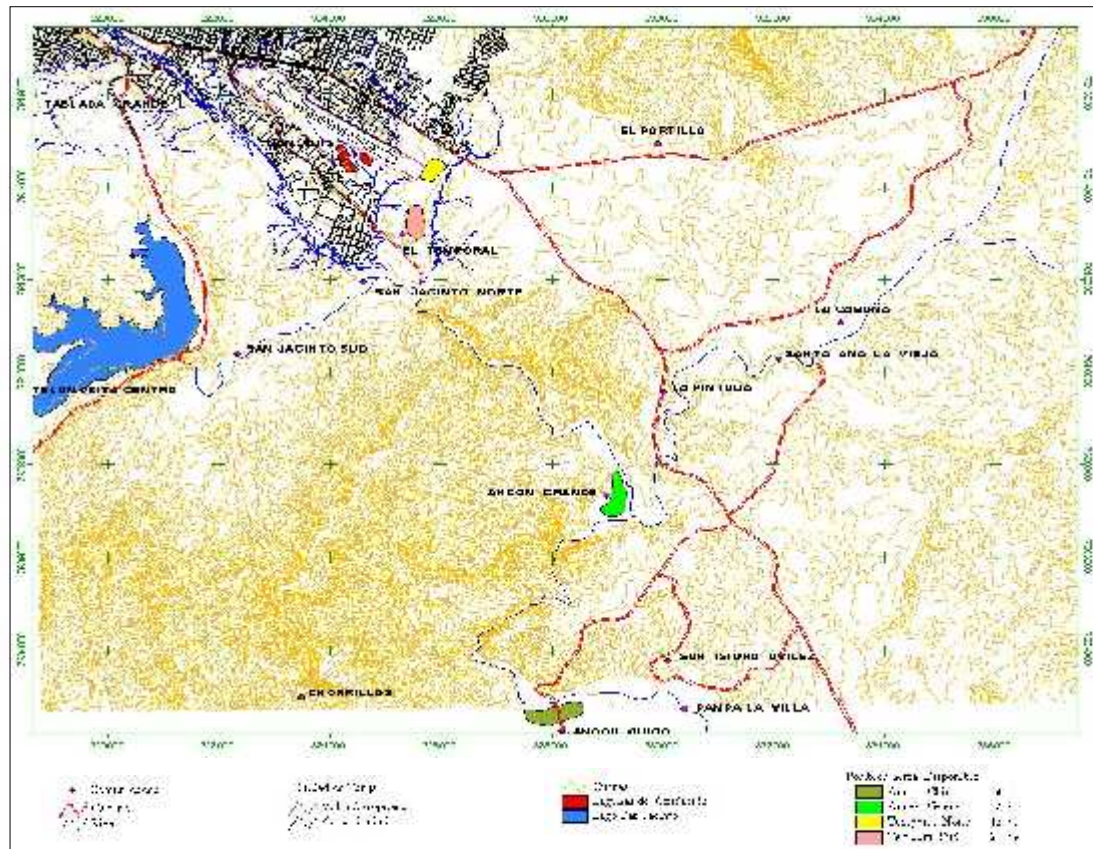


Figura 6.2.- Posibles Áreas Disponibles desde el punto de vista plani-altimétrico

Es importante ver los usos actuales o futuros de esas áreas a contemplar, puesto que estos terrenos tienen propiedad, cosas que se tendría que considerar tal vez expropiarlos o que también su utilización puede estar destinada a otros proyectos, como por ejemplo la cobertura del proyecto de Riego de San Jacinto.

Sobre el proyecto de Riego de San Jacinto se obtuvo la información necesaria sobre la cobertura del mismo, la cual muestra que dicho proyecto abarca un área

importante, que se muestra en la Figura 6.3, y que estas áreas ya están destinadas para ese fin y u otro.

Como se puede observar en la Figura 6.3 ya citada, la extensión y cobertura del proyecto de Riego San Jacinto hace aun más conflictivo el hecho de contar áreas para la implantación del nuevo establecimiento depurador.

Pero la necesidad de recuperar y mejorar la situación medio Ambiental y Sanitaria de la ciudad de Tarija y alrededores que fue degradada principalmente por no contar con un tratamiento adecuado de los efluentes residuales domésticos de la Ciudad de Tarija, es de suma importancia lo que tendrá que concluir con destinar parte de alguna zona para este fin.

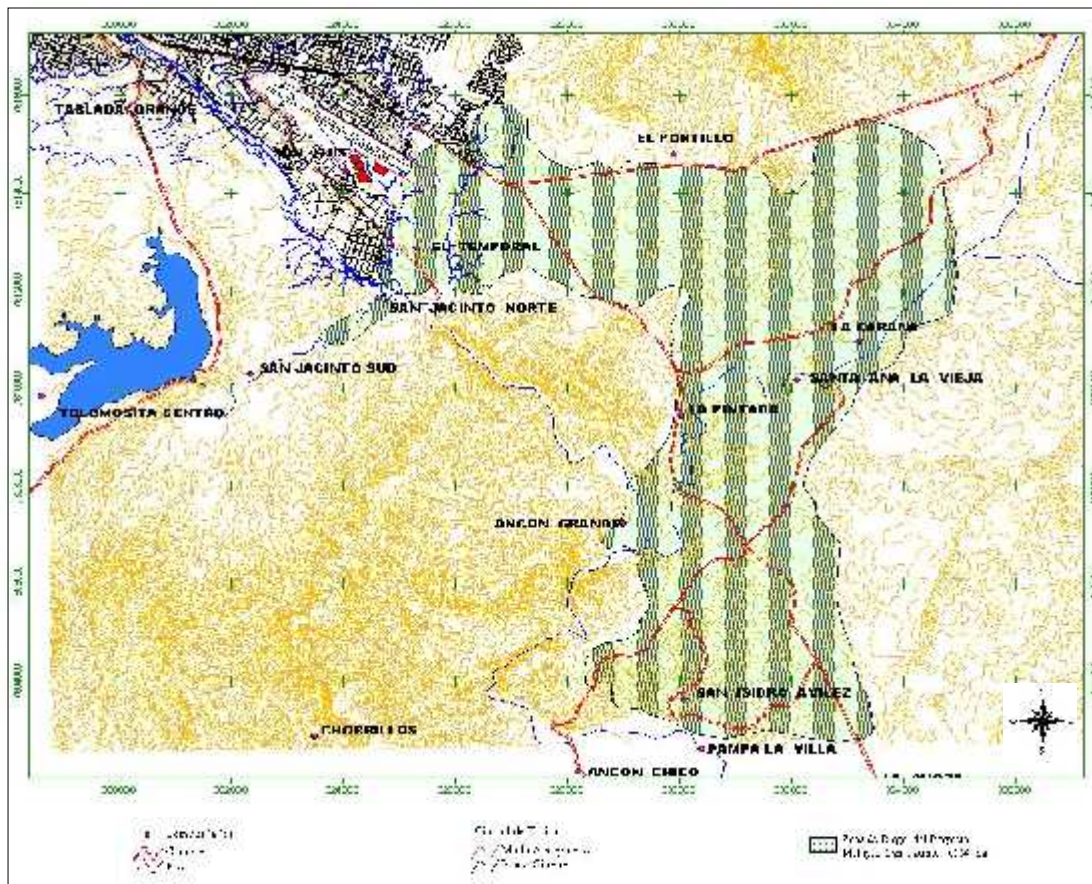


Figura 6.3.- Zona de Riego del proyecto Múltiple San Jacinto

6.2.- Ubicación del nuevo establecimiento depurador

Al tener ya una información de las posibles áreas disponibles, el comité técnico, en base a lo anterior expuesto, acordó que el nuevo establecimiento de depurador debe ser emplazado en el predio actual de la Cosaalt, donde se encuentran ubicadas las lagunas de oxidación (San Luis).

Con esta decisión, varias de las alternativas quedan descartadas por la superficie que requieren para su implementación, puesto que el predio actual no cuenta con tal superficie necesaria.

Las alternativas que quedan para el análisis final y que son elegidas como consecuencia de lo anterior mencionado se las cita más adelante.

6.3.- Alternativas a tomar en cuenta para la evaluación

Se plantearon varias alternativas de diseño para el nuevo establecimiento depuradores de líquidos cloacales o aguas residuales para la ciudad de Tarija, los cuales cumplen con los parámetros de vuelco establecidos en las normas vigentes, refiriéndose específicamente a la “Reglamentación de la Ley N°1333 del Medio Ambiente” y su acápite “Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica”.

Como se pudo ver en el Capítulo V, cada alternativa tiene sus particularidades, ventajas y desventajas sobre algunos puntos.

Cada alternativa se adecuará mejor en función de la zona y particularidad del proyecto, población de diseño, como de las superficies disponibles para la implementación de cada una de ellas.

La comparación de algunos de los parámetros de las alternativas estudiadas se muestra en el cuadro 6.1, con el motivo de ver las superficies necesarias, si necesitan equipos mecánicos o no, el riesgo de olores, si necesitan desinfección final o no, y su capacidad de tratamiento si fueran implementadas en el predio actual.

ALTERNATIVA	Área req. [ha]	DBO		NMP de Coli		Cloración	Riesgo de Olores	Mecanizada	Capacidad Población Servida para diseño en:	
		% remoción	Efluente [mg/l]	% remoción	Efluente [NP/100ml]				En el Predio	Otro Lado
Lagunas o Estanques de Estabilización.										
Lagunas Facultativas y de Maduración Seriadadas.	198,09	96,71%	9,48	99% o mas	742,49	no	no	no	-	485 158
Lagunas Anaeróbicas, Facultativas y de Maduración Seriadadas	189,52	95,66%	12,50	99% o mas	167	no	si	no	-	485 158
Lagunas Aireadas Seriadadas	40,00	91,82%	23,55	99% o mas	→	si	no	si	291 095	485 158
Ralf-Lagunas	174,00	99,42%	1,67	99% o mas	-	no	si	si (1)	130 000	485 158
Lechos Percoladores.										
De Muy Alta Carga	8,52	83,02%	48,90	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
De Alta Carga	9,84	85,46%	41,87	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
De Baja Carga	11,30	87,48%	36,07	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
Lodos Activados en aireación extendida	18	94,99%	14,42	99% o mas	→	si	no	si	485 158	485 158

(1) Se considera lo de mecanizada refiriendo se que hay algun sistema mecanizado, en este caso por el rebombeo de lodos al RALF
 Nota.- La poblacion total referida al periodo de diseño (30 años) es de 485 158 hab para una cobertura del 90%.

Tabla 6.1.- Comparación de parámetros de diseño de las alternativas

Al conocer lo expuesto en el punto 6.2, y habiendo realizado el estudio previo de las alternativas respecto a su implementación en el predio o no, por factores de superficie o de características de tratamiento que limitan la ubicación del mismo como por ejemplo en el caso de tratamientos anaeróbicos, que no deben estar cerca de las zonas urbanizadas, por el riesgo de olores y por tratar con biogás si es que se dispone de contenedores y todo lo que se refiere a esto, ya que el biogás es inflamable.

En resumen se llega a la conclusión de que las únicas alternativas a tomar en cuenta, son las que pueden implementarse en el predio actual y a la vez puedan tratar los líquidos cloacales o aguas residuales efluentes de la ciudad de Tarija hasta los 458 158 hab, referidos a una cobertura del 90% de la población proyectada para un periodo de diseño de 30 años, las cuales son:

- Lechos Percoladores de Baja Carga.
- Lodos Activados en aireación extendida.

En la alternativa de lechos percoladores se considera el de Baja Carga ya que es más estable y prevé en parte la nitrificación del líquido.

6.4.- Análisis Técnico-Económico

El análisis técnico-económico se realiza con las dos alternativas ya citadas en base a metodologías y criterios de decisión financiera aplicables a proyectos con inversión.

Los criterios de decisión financiera aplicados a proyectos con inversión son reglas operativas derivadas de un análisis intertemporal de los flujos de fondos y sus efectos patrimoniales para apoyar la toma de decisiones sobre aspectos particulares de cada proyecto y sobre la elección o no de cada proyecto en relación con otros (*Pautas para identificar, formular y evaluar Proyectos .Autor: Angel Ginestar*).

El criterio de decisión a tomar en cuenta para elección de la Alternativa es:

- VAN (Valor Actual Neto)

El criterio de análisis de tarifas será:

- CIP (Costo Incremental Promedio)

6.4.1.- VAN (Valor Actual Neto)

El VAN es la diferencia entre todos sus ingresos y egresos expresados en moneda actual, este criterio plantea que el proyecto debe aceptarse si su valor actual neto (VAN) es igual o superior a cero.

La formulación del VAN viene dada por la siguiente ecuación:

$$VAN = VAB - VAC$$

Donde:

VAB: Valor Actual del Beneficio

VAC: Valor Actual del Costo

VAB (Valor Actual del Beneficio)

El VAB se refiere a los beneficios del proyecto en un período base, a la tasa de interés de referencia, que básicamente transforma el flujo financiero para cada periodo (F_b) a un valor equivalente en un período base (período b), dada una tasa de interés de referencia (r), tal que:

$$VAB = F_b (1 + r)^{b-t}$$

F_b : Son los ingresos o beneficios

t: Periodo donde se tiene la variable financiera

VAC (Valor Actual del Costo)

El concepto de cálculo es el mismo que del VAB, pero en vez de trabajar con los beneficios se trabajan con los gastos.

$$VAC = F_g (1 + r)^{b-t}$$

F_g : Son los Egresos o gastos

6.4.2.- CIP (Costo Incremental Promedio)

El CIP es el valor que representa el incremento tarifario para que el sistema pueda mantenerse, el cual está definido por la siguiente expresión:

$$CIP = \frac{\text{Costos Operativos}(r)}{\text{Volúmenes}(r)}$$

Donde los Costos Operativos como los Volúmenes, referidos a cada periodo o año, tienen que estar considerados bajo el proceso de actualización lo que significa aplicar una tasa de descuento igual a ambos.

6.4.3.- Resultados

Para llevar a cabo la metodología se considera para todas las alternativas, que el VAB tendrá el mismo valor, ya que es medido a través de la población servida y también responden a las necesidades, pero a través de distinto métodos.

Por lo cual si consideramos los beneficios iguales para todas las alternativas, el análisis se enfoca en encontrar directamente del VAC, y la alternativa que tenga el menor valor del VAC será la escogida, ya que, al ser menor el valor del VAC, aumenta el valor del VAN, y mientras el VAN es más alto, es más rentable la alternativa.

En resumen, el método consiste esencialmente en determinar los costos de instalación y operativos en el periodo de diseño y descontarlos a la fecha de inicio por medio de una tasa de interés de referencia que vendría a ser una tasa de descuento. El resumen de los valores para calcular el VAC de las alternativas se muestra en la tabla 6.2.

Con las consideraciones ya mencionadas y viendo los resultados del análisis del VAC, se llega a la conclusión de que la alternativa más conveniente es la de LODOS ACTIVADOS CON AIREACION EXTENDIDA, ya que presenta un VAC menor y por consecuencia dará un VAN mayor como ya se menciona.

AÑO	Lodos Activados			Lechos Percoladores			HAB SERVIDOS
	COSTOS DE INSTALACION (USD)	COSTOS DE OPERACION (USD)/año	TOTAL COSTOS (USD)/año	COSTOS DE INSTALACION (USD)	COSTOS DE OPERACION (USD)/año	TOTAL COSTOS (USD)/año	
2.007	13.796.081	350.888	14.146.970	18.104.621	207.327	18.311.948	153.193
2.008		353.502	353.502		212.041	212.041	158.962
2.009		378.363	378.363		216.933	216.933	164.948
2.010		381.178	381.178		222.009	222.009	171.159
2.011		384.099	384.099		227.276	227.276	177.604
2.012		433.785	433.785		257.249	257.249	184.292
2.013		439.096	439.096		266.827	266.827	196.012
2.014		464.589	464.589		272.859	272.859	203.393
2.015		468.060	468.060		279.119	279.119	211.052
2.016		493.810	493.810		285.613	285.613	218.999
2.017	11.036.865	523.130	11.559.995	14.483.697	317.937	14.801.633	227.246
2.018		554.142	554.142		333.056	333.056	244.430
2.019		580.462	580.462		340.578	340.578	253.634
2.020		584.789	584.789		348.383	348.383	263.185
2.021		611.429	611.429		356.482	356.482	273.095
2.022		641.672	641.672		390.470	390.470	283.379
2.023		669.733	669.733		400.267	400.267	294.050
2.024		696.899	696.899		409.316	409.316	305.122
2.025		702.105	702.105		418.706	418.706	316.612
2.026		760.562	760.562		444.243	444.243	347.860
2.027		814.230	814.230		480.531	480.531	360.959
2.028		843.614	843.614		492.715	492.715	374.551
2.029		850.005	850.005		504.242	504.242	388.655
2.030		878.786	878.786		516.202	516.202	403.290
2.031		908.892	908.892		529.689	529.689	418.476
2.032		963.765	963.765		568.150	568.150	434.234
2.033		993.323	993.323		581.513	581.513	450.585
2.034		1.023.161	1.023.161		595.380	595.380	467.552
2.035		1.053.287	1.053.287		609.767	609.767	485.158
8 BS = 1 DÓLAR							
Tasa de Descuento = 12%							
VAC hasta el 2026 (Bs)=			150.875.223	VAC hasta el 2026 (Bs)=			178.578.035
VAC hasta el 2026 (USD)=			18.859.403	VAC hasta el 2026 (USD)=			22.322.254
VAC hasta el 2035 (Bs)=			154.863.833	VAC hasta el 2035 (Bs)=			180.917.256
VAC hasta el 2035 (USD)=			19.357.979	VAC hasta el 2035 (USD)=			22.614.657

Tabla 6.2.- Valor Actual del Costo de las Alternativas Analizadas

Respecto al resultado del CIP sobre la alternativa de Lodos Activados, se tiene que para los parámetros de diseño los siguientes resultados:

Volumen aportado por conexión (4,5 hab) = 25,60 m³/mes

Costo Incremental Promedio (CIP) = 0,27 Bs/m³

Costo Mensual para mantener el servicio = 6,803 Bs/conex.mes

La alternativa escogida se muestra más a detalle en el capítulo 7.

CAPITULO VI.- ESTUDIOS, RESULTADOS Y ELECCION DEL SISTEMA

DE TRATAMIENTO	169
6.1.- Estudio de áreas para la implementación de la futura planta de tratamiento....	169
6.2.- Ubicación del nuevo establecimiento depurador	172
6.3.- Alternativas a tomar en cuenta para la evaluación	172
6.4.- Análisis Técnico-Económico	174
6.4.1.- VAN (Valor Actual Neto)	175
6.4.2.- CIP (Costo Incremental Promedio)	176
6.4.3.- Resultados	176

Tabla 6.1.-	Comparación de parámetros de diseño de las alternativas	173
Tabla 6.2.-	Valor Actual del Costo de las Alternativas Analizadas	177

Figura 6.1.-	Áreas recorridas y posibles para la implementación del Establecimiento Depurador	169
Figura 6.2.-	Posibles Áreas Disponibles desde el punto de vista plani- altimétrico	170
Figura 6.3.-	Zona de Riego del proyecto Múltiple San Jacinto.....	171

CAPITULO VII.- LODOS ACTIVADOS EN AIREACION EXTENDIDA

El nombre técnico completo de esta alternativa en base a su funcionamiento sería “Lodos Activados con aireación extendida en flujo orbital” y que trabaja con un reactor tipo Carrousel.

La idea fundamental del sistema es reducir a una fase única todo el proceso de depuración lo cual significa que el agua residual bruta, sin un tratamiento previo, es decir, en este caso sin la utilización de un proceso de decantación primaria, entra directamente en el proceso biológico de fangos activados, con lo que puede eliminarse el tratamiento anaerobio de los fangos.

Las materias orgánicas presentes en el agua residual y en el fango activado (licor mezcla) pueden, en este proceso, mineralizarse hasta tal punto que es posible su secado en eras sin molestias y para ello es necesario:

- Una baja carga másica
- Una baja concentración del licor mezcla
- Una abundante aportación de oxígeno

En el Carrousel que es la principal característica de este sistema se produce un proceso de fangos activados y en el que el movimiento del fluido y la aportación de oxígeno se realizan mediante turbina superficial montada sobre eje vertical.

Los elementos que comprenden la planta son los siguientes:

- Sistema de Carga y Partición General.
- Sistema de Carga y Partición General.
- Desarenador Regulado con Vertedero Proporcional.
- Reactor Biológico de Flujo Orbital.
- Sistema de Partición de Caudales a los Sedimentadotes.
- Sedimentadotes Secundarios.
- Sistema de Retorno de Lodos al Reactor.
- Sistema de Exceso de lodos al Espesador.
- Espesador de Lodos.

- Playas de Secado de Lodos.
- Sistema de Retorno de Sobrenadante del espesador.
- Estación de Rebombeo de Retorno de Lodos, Sobrenadante de Espesador y Lixiviado de Playas de Secado.
- Desinfección final con Cloro Gaseoso.
- Conducción al cuerpo Receptor.
- Instalaciones Complementarias como Laboratorio, Red de Agua, Iluminación, Talleres y Vestuarios.

Pero se describirán los que son referidos a la parte hidráulica y sanitaria que engloba el tratamiento en sí, y respecto a los sistemas de tuberías de interconexión entre las unidades, se puede ver en Anexos el cálculo del perfil hidráulico completo.

7.1.- Diagrama de flujo de operaciones y procesos

El diagrama de flujo de procesos nos muestra de manera objetiva la combinación de las operaciones y procesos de tratamiento.

El líquido cloacal crudo llega a la planta a través de 3 emisarios, los que corresponden a los barrios “San Luis-Petrolero-San Gerónimo”, “Morros Blancos” y el emisario principal que es del resto de la ciudad.

Estos confluyen en una cámara, donde luego el líquido fluye hacia lo que es el desbaste a través de un canal, el desbaste se realiza por rejas de limpieza mecánica que se conecta seguidamente a la cámara de carga donde se distribuye el caudal afluyente para la 1ra y 2da etapa mediante vertederos tipo Rehbock.

Posteriormente el líquido va a los desarenadores, donde se separa los sólidos decantables de peso específico igual o mayor de arena, el material decantado va a las playas de secado y lavado de arena periódicamente (el líquido efluente del lavado de arena va a la cabeza de planta).

El líquido luego es dirigido al Reactor Biológico donde en él se realiza el proceso de depuración en sí, a través del contacto del lodo (tejido celular) que se va formando a

medida que el tratamiento evoluciona como del recirculado con el líquido crudo afluente.

A continuación es necesario realizar la separación del tejido celular del líquido, para lo cual el caudal efluente del reactor es enviado a 2 sedimentadores mediante la distribución uniforme del mismo a través de una cámara.

Luego el líquido clarificado efluente de los sedimentadores es dirigido a una cámara de contacto de cloro para la eliminación de microorganismos causantes de enfermedades para luego ser descargado al cuerpo receptor (quebrada).

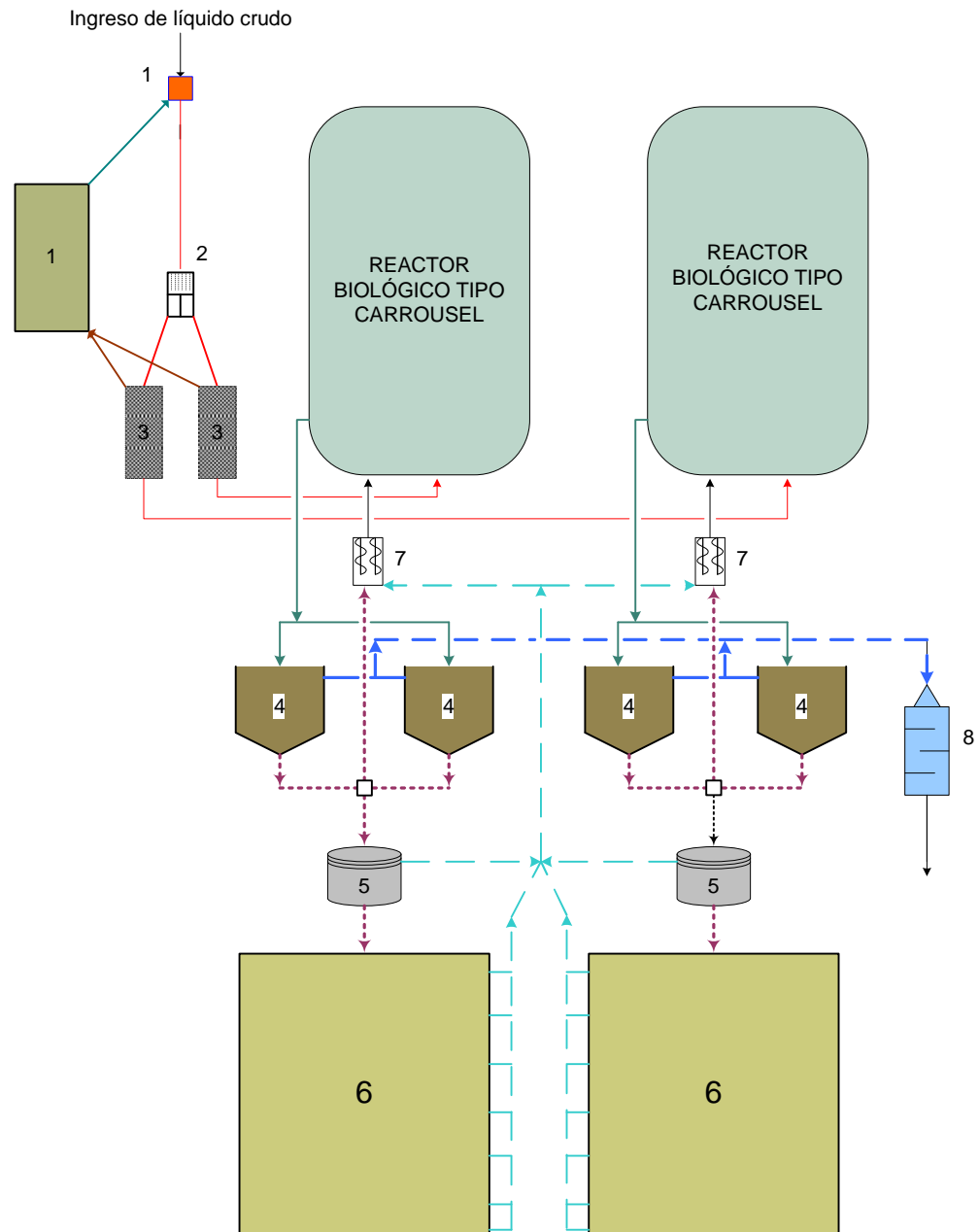
Ahora bien, los lodos sedimentados que se concentran en la parte inferior del Sedimentador, son extraídos por la parte inferior del mismo para enviarlos a una cámara de manejo de lodos que distribuye referidos al de retorno de lodos al reactor mediante bombas arquimédicas (tornillo) y los caudales de lodos en exceso que son enviados al Espesadores.

En los Espesadores se espera que la concentración de los lodos aumente y los acondicione para luego enviarlos a las playas de secado de lodos, los cuales estarían mineralizados y estables. El lixiviado de los Espesadores es enviado a la cámara de rebombeo de lodos, o sea que van al reactor. Respecto al agua proveniente de las playas de secado de lodos, igualmente es enviado a la cámara de rebombeo, con lo que se completaría el manejo total del tratamiento.

Para comprender de manera más objetiva la descripción del flujo de funcionamiento de la planta se presenta el Esquema de la Figura 7.1.

7.2.- Tratamiento Preliminar

Las características presentadas por las aguas residuales de una comunidad, como la presencia de sólidos gruesos y partículas abrasivas, hacen necesaria la utilización de unidades de tratamiento preliminar de dispositivos de retención, remoción y/o trituración, antes de inicio del tratamiento biológico.



- | | |
|---|---------------------------------------|
| 1.- Unión de Emisarios (Cabeza de Planta) | 6.- Playas de Secado de Lodos |
| 2.- Rejas y Cámara de Distribución | 7.- Rebombeo de Lodos |
| 3.- Desarenador | 8.- Cámara de Contacto de Cloro |
| 4.- Sedimentador Secundario | 9.- Playa de Secado y Lavado de Arena |
| 5.- Espesador | |

Figura 7.1.- Esquema del Sistema Lodos Activados

Por lo expuesto, cabe indicar que el sistema se dividió en dos etapas gemelas en cuanto a dimensiones, y que el dimensionamiento se basa para la mitad de la población.

7.2.1.- Rejas

Son dispositivos formados por barras metálicas, paralelas, del mismo espesor e igualmente espaciadas, se destinan para la remoción de sólidos gruesos en suspensión.

Se proyecta utilizar un sistema de reja de limpieza mecánica con rastrillos, y también contar con una de limpieza mecánica paralela en caso de falla o mantenimiento de la mecanizada.

La elección y disposición de las rejas es la siguiente:

e: Espesos de barrote [m]	0,010
s: Separación entre barrotos [m]	0,025
: Factor, para barras rectangulares con puntas redondeadas	1,67
: Angulo de inclinación respecto a la horizontal [grados]	60

Tabla 7.1.- Valores de Diseño de Rejas

El método para el cálculo de las pérdidas de carga en la rejilla es por:

Fórmula de Kirschmer, Jaeger:

$$J_{rl} = \beta \left(\frac{e}{s} \right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}(\theta) * \frac{V^2}{2g}$$

J_{rl}: Pérdida de carga [m]

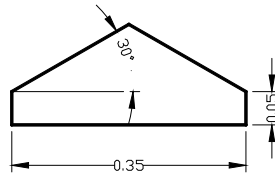
V: Velocidad aguas arriba de la rejilla [m/s]

7.2.2.- Desarenador

Los desarenadores son unidades destinadas a retener la arena y otros residuos minerales inertes y pesados que se encuentran en las aguas residuales.

Está previsto que estos desarenadores posean un fondo falso que impide que sea levantada la arena que ha sido sedimentada. El fondo tiene pendiente de 5% para

permitir la evacuación del material. El fondo falso está constituido por losas, donde las dimensiones en sección de estas son:



Con una separación entre estas de 0,15 m.

El dimensionamiento del desarenador se realiza de la siguiente manera:

$$L = \frac{H \cdot V_s}{\nu}$$

L: Longitud del desarenador [m]

H: Altura útil del desarenador [m]

V_s: Velocidad de sedimentación [m/s]

ν: Viscosidad cinemática [m²/s]

La velocidad de sedimentación se calcula mediante la ecuación de Stokes:

$$V_s = \frac{g}{18 \nu} \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right) d^2$$

s: Peso específico de la partícula a sedimentar [kg/m³]

w: Peso específico del agua [kg/m³]

d: Diámetro de la partícula [m]

$$V_{sr} = V_s / K_a$$

K_a: Coeficiente para pasar la V_s a los valores reales de práctica

Los valores de diseño como de dimensionamiento son los siguientes:

s	2 650,00	[kg/m ³]
w	1 000,00	[kg/m ³]
	1,3E-06	[m ² /s]
d	2,0E-04	[m]
Ka	3,00	
Vs	0,01	[m/s]
h	0,80	[m]
L	37,00	[m]
b	4,00	[m]
Vd ⁽¹⁾	0,30	[m/s]

(1)Es la velocidad de flujo

Tabla 7.2.- Valores de diseño de Desarenador

Se prevé la utilización de un vertedero proporcional para mantener la velocidad de flujo en el desarenador y que también se lo utilizará como aforador.

El vertedero proporcional o Sutro, se lo dimensiona con las siguientes ecuaciones:

$$Q = 4,2 * x * \sqrt{h} * h$$

$$x = \frac{Vd * b}{4,2 * \sqrt{h}}$$

x: Distancia del Eje del vertedero a su extremo

Los resultados para el diseño del vertedero son:

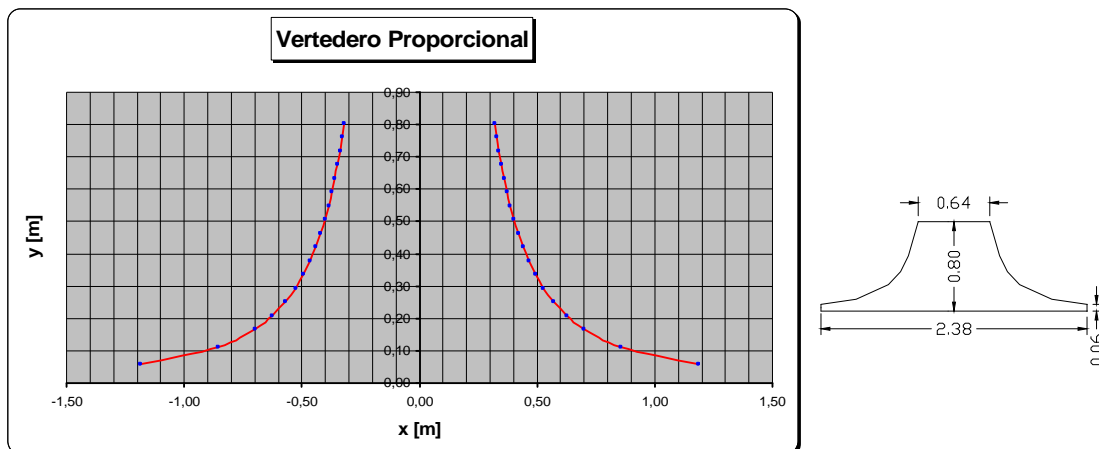


Figura 7.2.- Vertedero Proporcional

7.3.- Tratamiento Primario

El objetivo de esta etapa es la remoción de parte de la materia orgánica sedimentables como de sólidos suspendidos, pero la característica del sistema optado para el tratamiento es que el líquido crudo entre directamente al reactor, o sea que entre directamente al tratamiento secundario previo desbaste.

Por lo cual esta etapa no se contempla en el sistema.

7.4.- Tratamiento Secundario

El tratamiento Secundario engloba el tratamiento biológico que se realiza en el Reactor Carrousel y la Sedimentación que se realiza en los Sedimentatodes Secundarios.

7.4.1.- Reactor Biológico

El reactor Carrousel puede tratar cantidades de agua importantes y se puede considerar como un río artificial, en el cual por medio de las turbinas (aireadores) se produce el aporte de oxígeno necesario para crear un medio apropiado para los microorganismos que realizaran la degradación, como así también aportar a la mezcla produciendo una gran dilución entre el líquido afluente con el líquido que circula en el reactor.

Volúmen del Reactor

El volumen del reactor se basa en la relación entre la carga másica total aplicada con el factor de carga y la concentración de sólidos orgánicos en el reactor:

Carga Másica total Cmt = Población Servida[hab]*Carga másica Unitaria[kg/hab.día]

Carga Másica total Cmt = 242 579 hab*0,54 KgDBO/hab.día

Carga Másica total Cmt = 13 099 kg/día

La población servida se refiere a la población de 1ra etapa, la cual es de 242 158 hab para una cobertura del 90%.

El factor de carga y la concentración en el reactor se adoptan en función de lo siguiente:

Las características y condiciones adecuadas para que se produzca una degradación óptima de la materia orgánica llegando a mineralizarse hasta el punto en que se pueden disponer en eras de sacado sin ocasionar ningún problema y que de igual manera puedan llegar a formar un flóculo adecuado para una buena sedimentación, fueron estudiados y analizados en varias plantas de tratamiento, por el Prof. Dr.Ing.B.Bohnke.

Su investigación deduce que mejores rendimientos se obtuvieron para carga másica de 0,05 Kg DBO a día/Kg ST en LM (Licor Mezcla).

Lo que concuerda con los valores de parámetros del proceso Pasveer, que se obtiene un fango bien mineralizado con una edad del lodo o fango de 25 días, para una carga másica de 0,05 kg DBO al día/Kg ST, y con una concentración de sólidos totales en el licor mezcla de 4 kg ST/m³.

Los valores que se tomaron en cuenta para el diseño del reactor son:

Factor de Carga o Carga Másica aplicada $f_c = 0,06 \text{ día}^{-1}$

Concentración de sólidos totales en el Reactor = $5,00 \text{ Kg/m}^3$

Concentración de sólidos orgánicos (80% de totales) $C_{ss} = 4,00 \text{ Kg/m}^3$

Entonces con la aplicación de la fórmula:

$$V = \frac{C_{mt}}{C_{ss} * f_c}$$

Volumen del Reactor = $54\ 580 \text{ m}^3$

La configuración del reactor, el ancho y tirante de canales, vienen en rangos recomendados de acuerdo a la población servida, y para las características del proyecto se opta:

Ancho del canal [m] = 10,00

Tirante en canal [m] = 3,70

Ahora, teniendo estas dimensiones base, se configura el reactor, adecuado para una aireación extendida, refiriéndose a la distribución de los aireadores, como contar con tramos largos sin aireación ya que se contempla la desnitrificación y también en función de las características del terreno disponible.

Se hizo varias configuraciones, pero se llegó a una final que se puede ver en los planos correspondientes.

Potencia Necesaria por Aireador

Al tener ya la configuración del Reactor, se tiene el número de curvas y como se opta por colocar un aireador en cada curva, se tendrá el número de aireadores.

El próximo paso es determinar la potencia necesaria para cada aireador, la cual dependerá directamente de las necesidades de oxígeno a incorporar para crear un entorno adecuado para los microorganismos.

Las necesidades de oxígeno se resumen como 1,95 Kg O₂/Kg DBO para este sistema, siendo los kilogramos de DBO, referidos a la carga másica total, entonces tenemos:

$$\text{Kg O}_2 = 1,95(\text{Kg O}_2/\text{Kg DBO}) * 13\ 099 (\text{Kg DBO}/\text{día})$$

$$\text{Kg O}_2 = 25\ 544 \text{ Kg O}_2 / \text{día}$$

Ahora los datos técnicos de aireadores dan como parámetros la incorporación de oxígeno por Kw hora.

$$\text{Incorporación de oxígeno } (I_o) = 1,82 \text{ Kg O}_2/\text{Kwh}$$

Para tales datos correspondería una potencia:

$$\text{Potencia requerida} = 584 \text{ Kw}$$

$$\text{Potencia requerida por volumen unitario} = 10,70 \text{ w/m}^3$$

Pero se adopta 12 w/m³, entonces la potencia total sería 655 Kw, la cual será incrementada por necesidad de arranque de los mismos, para lo cual se prevé un 20% más, llegando a:

Potencia total = 786 Kw

Ahora bien el número de aireadores que se tienen en el reactor es de 14, por lo cual a cada uno en función de la potencia total, le correspondería:

Potencia por Aireador = 56 Kw o lo que es 76 CV

El ingreso del líquido al Reactor es mediante tubería que se conecta al mismo por la parte inferior, la cual trabaja a presión, y el efluente del reactor es a través de un vertedero lateral.

Caudal de Retorno

El caudal de retorno se obtiene de balance de masas que se realiza en el reactor y se muestra en la siguiente gráfica:

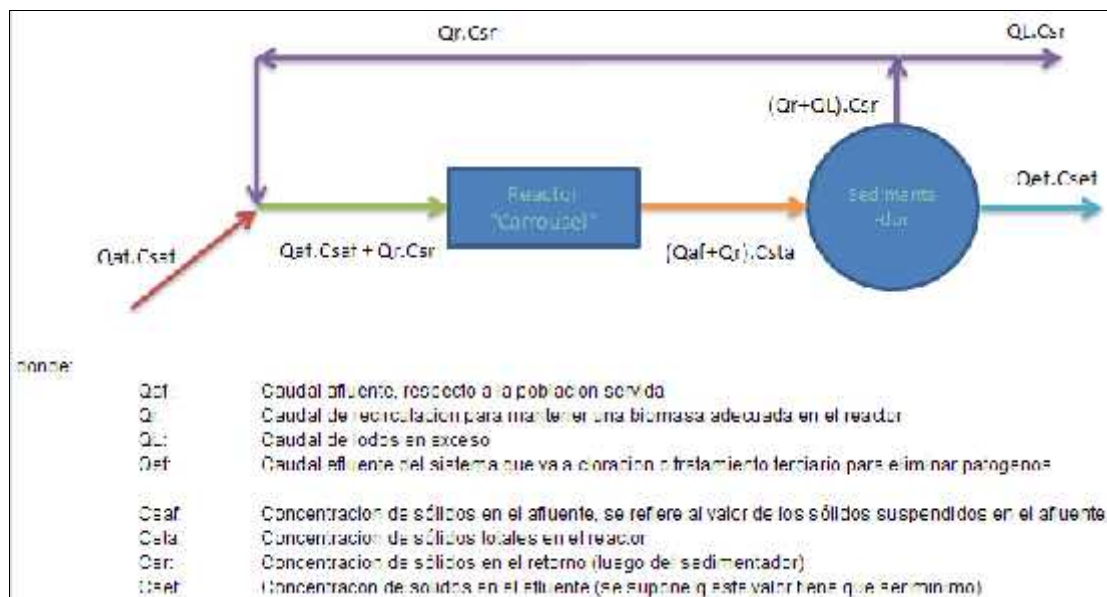


Figura 7.3.- Balance de Flujos y Masas

Donde se obtiene la siguiente ecuación:

$$Qr = Qaf \frac{C_{saf} - C_{sta}}{C_{sta} - C_{sr}}$$

Donde el Qaf, es el referido al de ingreso al reactor, la Csaf vendría a ser los sólidos suspendidos en el afluente, la Csta ya se explicó el porqué se adoptó su valor, y la Csr

será el doble que la Csta considerando que en el sedimentador decanta todo y como consecuencia se tiene un líquido efluente clarificado.

En resumen los valores citados son:

Qaf	1 892,12	[m ³ /h]
Csaf	0,23	[kg/m ³]
Csta	5,00	[kg/m ³]
Csr	10,00	[kg/m ³]

Tabla 7.3.- Valores de concentraciones para el balance de masa

Lo que da como resultado:

$$\text{Caudal de retorno } (Q_r) = 1\ 805,08 \text{ m}^3/\text{h}.$$

7.4.2.- Sedimentador Secundario

Las funciones del Sedimentador Secundario son específicamente la clarificación del efluente del reactor, para enviar este líquido clarificado y tratado biológicamente al tratamiento terciario, como también la concentración del lodo en su base para mandarlo a la cámara de rebombeo de lodos al reactor y así poder tener una concentración de biomasa adecuada en el reactor.

El efluente del Reactor se dirige a los sedimentadores que pasan por una cámara distribuidora del caudal para los dos sedimentadores. El ingreso del líquido es por la parte central inferior del Sedimentador, ascendiendo por el centro a través de una tubería hasta llegar a la altura de diseño, donde el líquido es descargado y éste choca con una pantalla de aquietamiento que ayuda expandir el líquido hacia la parte interna ayudando a la sedimentación, también el líquido se expande horizontalmente hasta el perímetro del tanque.

Se adopta un tanque circular, de limpieza mecánica, consistente en un puente giratorio equipado de palas barredoras, orientadas en forma tal que el sedimento es desplazado hacia el centro sucesivamente a medida que éste va girando. El fondo del tanque es de forma cónica, que contiene en el fondo una cámara que recibe el lodo barrido, de donde es eliminado por presión hidrostática.

La pendiente del fondo hacia la cámara de recolección del lodo es de 1:12.

Volumen de Diseño

El cálculo del volumen de diseño, pasa por calcular primeramente el área necesaria, que estará en función de el caudal afluente a cada tanque, la concentración de sólidos suspendidos del liquido afluente al tanque y de la carga superficial másica, en base a la siguiente ecuación:

$$A[m^2] = \frac{Q[m^3/h] * C_{ss}[KgSS/m^3]}{C_{sol}[KgSS/m^2.h]}$$

La C_{ss} , ya se definió en cálculo del Reactor, y la C_{sol} , se adopta en función de valores recomendados por Norma, que para efluentes de Aireación prolongada este valor debe ser menor o igual a 140 KgSS/m².d.

Y los valores respectivos:

Caudal p/Carrousel	1 892,06	[m ³ /h]
Caudal p/Sedimentador	946,54	[m ³ /h]
Conc. de SS efluente del Reacor	5,00	[KgSS/m ³]
Carga Sup. Másica de diseño	2,50	[KgSS/m ² .h]
Área	1 892,12	[m ²]
Diámetro de cálculo	49,08	[m]
Diámetro Adoptando	50,00	[m]

El tirante en el tanque está en función de estudios, los cuales recomiendan como mínimo para tanques con barrido mecánico un valor mínimo de 2,50 m, por lo cual se adopta:

Tirante del Sedimentador = 3,50 [m]

Entonces, el volumen del tanque sería:

Volumen del tanque = 6 622 [m³]

Sistema de Recolección del líquido Clarificado

El líquido al llegar al perímetro del Sedimentador debería estar claro, o sea que ya tendría que haber sucedido la separación de la fase sólida de la líquida, donde el 1er elemento con que el líquido hace contacto es con una pantalla de espumas, la cual no

permite que estas salgan, posteriormente se prevé disponer vertedores triangulares perimetrales que descargan el líquido al canal de recolección perimetral para llevar todo ese líquido a una cámara de recolección y de ahí al clorador, esto se puede observar en los planos.

La pantalla de espumas tiene un diámetro de 47,88 m, que va anclada a través de soportes al canal perimetral.

Los vertedores serán triangulares, y las dimensiones para estos son:

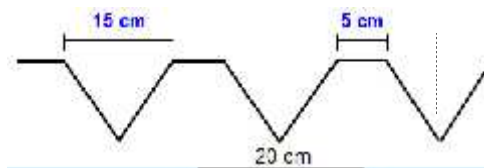


Figura 7.4.- Esquema de configuración de vertedero perimetral para los Sed. Secundarios

Teniendo un total de 246 vertederos triangulares donde cada uno está diseñado para un caudal de 1,07 l/s, con coeficientes $\mu = 0,587$ y $\alpha = 45^\circ$, para la ecuación:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g \cdot \tan(\alpha)} \cdot \mu \cdot h^{5/2}$$

Estos van junto a la pared interna del canal de recolección perimetral, el cual puede ser de una placa de acero inoxidable.

La carga hidráulica que es la relación entre el caudal afluente y el área del sedimentador llega a ser de 0,50 m/h o 12 m/d que es menor que el recomendado de 16 m/d.

El canal perimetral se diseñó con la ecuación de Manning, considerando que son dos canales donde cada uno cubre la mitad del caudal y los datos y resultados son:

Caudal p/Canal	0,131	[m ³ /s]
Pendiente	0,0011	[m ³ /h]
Base	0,60	[m]
Altura	0,35	[m]
Tirante	0,30	[m ²]

Donde estos confluyen en una cámara, la cual se puede ver en los planos.

7.4.3.- Estación de Rebombeo

La estación de rebombeo es necesaria dada las características del funcionamiento del sistema, por que prevé la recirculación de lodos que es de suma importancia para mantener concentración adecuada de SS en el Carrousel.

Elección del Sistema de Bombeo

La estación de bombeo va a estar conformada por Bombas con tornillos de Arquímedes y decir que este tipo de bombas son muy empleadas en instalaciones cloacales, por su confiabilidad, simpleza y capacidad para elevar a bajas alturas, líquidos cloacales agresivos por su grado de septización y por su contenido de sólidos.

Una ventaja destacable sobre el resto de las bombas es que el proceso de elevación es visible en todos sus detalles, lo que permite tener un mejor monitoreo y puede girar sin riesgo alguno aun en vacío, es decir, cuando se ha interrumpido el escurrimiento del líquido afluente al tornillo. A la vez su mantenimiento es simple y de bajo costo, lo que acompaña a esto también que su durabilidad es muy grande.

Este tornillo consiste en general de un eje hueco, al que se le sueldan a lo largo de su superficie externa láminas helicoidales, y el giro del tornillo es producido por un motor situado en el extremo superior del eje, dotado de un sistema de reducción de velocidad.

El apoyo superior está sobre un cojinete y el apoyo inferior sobre cojinetes simples, donde todos estos elementos, incluyendo el tornillo, serán protegidos contra la corrosión con la aplicación de varias pinturas plásticas especiales.

Diseño del sistema de bombeo

El caudal de recirculación que será el de diseño para la bomba es de 1 805 m³/h como ya se indicó anteriormente.

Los fabricantes de estas bombas dan los diámetros del tornillo relacionándolos con el caudal que pueden elevar en condiciones óptimas de trabajo referidas a la inclinación

del tornillo y el nivel del líquido en la cámara de succión respecto al diámetro menor del tornillo.

Para un Diámetro de tornillo de 1000 mm, el caudal de bombeo sería 250 l/s, o lo que equivale a 900 m³/h, que es la mitad del caudal de retorno.

Este tornillo sería el elegido, por lo tanto se tiene que disponer de tres tornillos en la estación de bombeo, dado que dos de ellos trabajarán prácticamente en forma constante al llegar el final de la etapa, y uno en caso de emergencias o falla de uno de los dos anteriores, o bien se puede intercalar el funcionamiento de ellos.

La inclinación de los tornillos será de 30° respecto a la horizontal, la longitud útil de cada tornillo será de 12,97 m, y la separación entre ejes 1,35 m, estos valores salen del diseño referido a la implantación de los elementos en el sistema, y del diseño hidráulico, el cual se puede observar de manera objetiva en los planos.

La cámara de succión tiene una longitud 3,86 m, en la cual también están distribuidos los tornillos, la base en esta dirección tiene una inclinación de 45° para concentrar el líquido en el inicio de los tornillos.

Los tornillos llegan a subir el lodo, sobrenadante de espesador y lixiviado de playas de secado de lodos 6,5 m, que luego son descargados a un canal que confluye en el reactor en la zona de aireación donde caen al reactor y son mezclados con el líquido crudo afluente que tiene el ingreso en ese sector.

7.5.- Tratamiento Terciario

Éste es básicamente un tratamiento fisicoquímico o biológico que se usa para alcanzar un grado de tratamiento superior al de tratamiento secundario. Que implica la remoción de varios parámetros.

Para este caso en particular el tratamiento terciario será la desinfección del efluente de los sedimentadores secundarios.

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los organismos que causan enfermedades, la cual puede realizarse con distintos métodos y compuestos como con:

- Compuestos de Cloro
- Cloruro de Bromo
- Con Ozono
- Radiación ultravioleta

Entre éstos se escoge realizar la desinfección con compuestos de Cloro, entre los cuales se opta el Cloro gas CL_2 .

La elección de este compuesto, es por quizás el más utilizado universalmente, y la razón de este hecho es que satisface la mayoría de los resquitos que debe tener un compuesto para este fin.

El líquido clarificado efluente de los sedimentadores se dirige a la cámara de contacto de cloro, donde en el ingreso se la mezcla de la solución del cloro con el agua.

La dosificación del cloro se inicia donde el cilindro se conecta al clorador, o al múltiple del suministro de cloro si se considera más de un cilindro. El sistema de dosificación termina en el punto en que la solución del cloro se mezcla con el agua que va a ser desinfectada. Los componentes básicos del sistema de dosificación son la Báscula, Válvulas y Tuberías, Clorador e Inyector y Difusor.

La cantidad de Cloro, o la dosificación será de 5 mg/l, la cual está especificada en algunas normas y bibliografía, como por ejemplo:

Líquido a Desinfectar o Aplicación	Dosis	FUENTE
Efluente de Tratamiento Secundario	5,00 [mg/l]	E.N.O.H.Sa
Efluente del proceso de Fangos Activados	2 – 8 [mg/l]	Metcalf & Eddy
Efluente Proveniente de Lodos Activados	4 – 10 [mg/l]	White

Tabla 7.4.- Dosis de cloro

El tiempo de contacto adecuado recomendado oscila entre los 15 y 30 min, pero algunos autores recomiendan 30 min, así que es por la seguridad se adopta un tiempo de retención para la cámara de contacto de 30 min.

La cámara de contacto será de flujo horizontal provista de pantallas en donde el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección.

Respecto a la velocidad de flujo en la cámara para evitar la posible sedimentación de algún material flotante se considera tener una velocidad de diseño de 0,20 m/s.

El volumen de la cámara de contacto sería:

$$V \text{ [m}^3\text{]} = Q \text{ [m}^3\text{/h]} * t \text{ [h]}$$

$$V \text{ [m}^3\text{]} = 3\,784 * 0,5 = 1\,892$$

Ahora la longitud necesaria del canal en función de la velocidad será:

$$L \text{ [m]} = v_e \text{ [m/s]} * t \text{ [s]} = 0,2 * 1800 = 360 \text{ m}$$

Luego se puede calcular el área:

$$A \text{ [m}^2\text{]} = Q \text{ [m}^3\text{/s]} / v_e \text{ [m/s]} = 1,05 * 0,2 = 5,26$$

y en base a lo anterior se calcula el ancho del canal, el cual es 2,63 m, pero se asume como 2,65 m.

Para disminuir las pérdidas de carga en el cambio de dirección es recomendable que ese ancho sea 1,5 veces el ancho del canal, por lo cual se tiene:

Espaciamiento entre fin de tabique y pared interna de canal = 4,00 m.

Y se asume el largo de las pantallas de 9 metros, con ello tendríamos en total 28 canales y 27 tabiques, teniendo entonces las dimensiones internas globales de la cámara de 13,00 x 76,9.

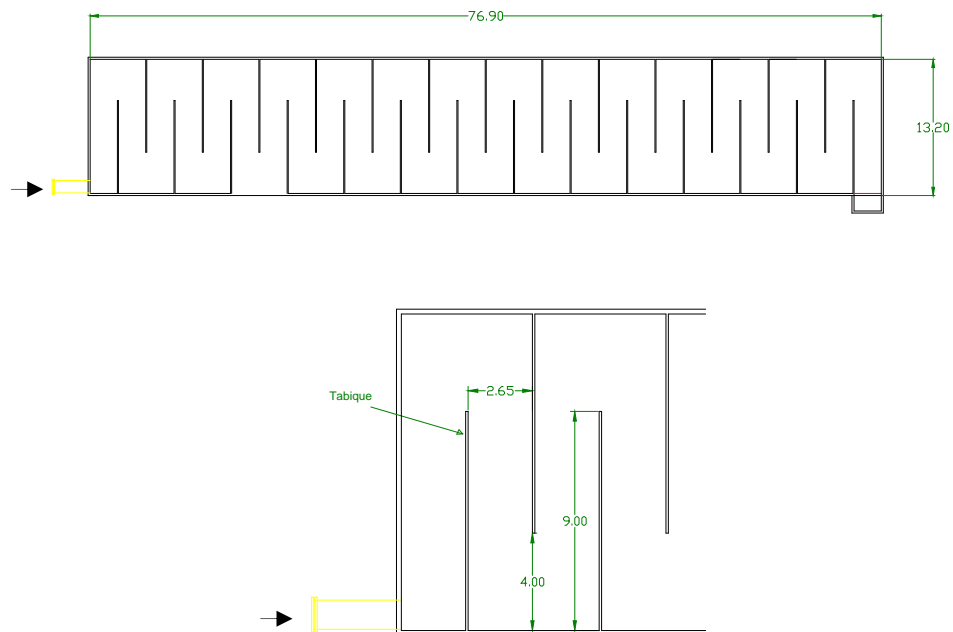


Figura 7.5.- Esquema de configuración de Cámara de contacto de Cloro

El efluente de esta cámara es a través de un vertedero Rehbock.

7.6.- Tratamiento de lodos

El tratamiento de lodos en este caso en particular consiste básicamente en el acondicionamiento de los mismos en lo referente a concentración o espesamiento para luego deshidratarlos en playas o eras de secado, ya que en este sistema los lodos llegan a mineralizarse (lodos estables) hasta tal punto que hace posible lo anterior indicado.

Este proceso será aplicado a los lodos que son purgados de la cámara de manejo de lodos, donde una parte ira a lo que es la recirculación y otra al espesador los cuales corresponderán al exceso de lodos.

7.6.1.- Espesador

El esquema general de funcionamiento es muy similar al Sedimentador Secundario, de modo que de igual manera tiene un barredor de fondo mecanizado, con una cámara de recolección de los lodos sedimentados en el fondo del mismo que son purgados a

las playas de secado por presión hidrostática, igualmente cuenta con vertederos triangulares perimetrales que descargan el sobrenadante a un canal perimetral, que es descarga a su vez hacia una cámara receptora del mismo, y se conecta con otra cámara donde en ella llega el lixiviado de las playas para luego enviarlos a la cámara de rebombeo hacia el reactor.

Volumen del Espesador

Lo 1ro que se tiene que conocer es el caudal de exceso de lodos, y como se dijo que se requiere una edad del lodo de 25 para que éste en este tratamiento pueda llegar a mineralizarse, a partir de ello es que se calcula el volumen de exceso de lodos que irá al espesador desde la recirculación será:

$$Q_{ex} = V_{r.t.} \frac{C_{sta}}{C_{sr}}$$

Q_{ex} : Caudal de exceso de lodos al Espesador [m³/d]

V_r : Volumen del Reactor [m³]

t : Tiempo o edad del lodo [días]

teniendo como resultado $Q_{ex} = 1\ 091,6$ m³/día, lo que corresponde a la cantidad de sólidos:

Sólidos a purgar por día = 10 916,07 Kg/día

Si en algún caso de operación fuera necesario purgar este caudal en 12 horas, el caudal afluyente al espesador sería:

$$Q_{ex} = 909,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Y para tal valor se dimensiona el área requerida del espesador, que involucra especificar una carga másica superficial, la cual por norma se recomienda en función del tratamiento biológico empleado que este entre el rango de 20 a 40 KgSS/d.m².

Por lo tanto se adopta un valor para la carga másica (C_m) de 30 KgSS/d.m² o lo que es 1,25 KgSS/h.m².

Entonces el área requerida es la siguiente:

$$A_{es} = Q_{ex} / C_m = 909,67 / 1,25 = 727,74 \text{ m}^2.$$

A lo que le correspondería un diámetro de $D = 30,50 \text{ m}$.

Respecto al tirante del Espesador, está normado que oscile entre los 3 a 6 metros, a no ser que se realicen ensayos de sedimentación, pero un tirante adecuado es de 3 metros, el mínimo ya que es mejor evitar la posible fermentación si es que diera el caso correspondiente.

Entonces:

$$\text{Volumen del Tanque} = 727,74 * 3 = 2\ 183,21 \text{ m}^3$$

Sistema de Recolección del sobrenadante

El sistema es el mismo que en el Sedimentador, excepto que no cuenta con la pantalla de espumas, y la configuración de los vertederos triangulares perimetrales es la misma, pero por ser de diámetro menor se tiene menos vertederos triangulares.

Teniendo un total de 151 vertederos triangulares donde cada uno está diseñado para un caudal de 0,07 l/s, con coeficientes $\mu = 0,587$ y $\alpha = 45^\circ$, para la ecuación:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g} \cdot \tan(\alpha) \cdot \mu \cdot h^{5/2}$$

Estos van junto a la pared interna del canal de recolección perimetral, el cual será de una placa de acero inoxidable.

El canal perimetral se diseñó con la ecuación de Manning, considerando que son dos canales y cada uno cubre la mitad del caudal y los datos resultantes son:

Caudal p/Canal	0,005	[m ³ /s]
Pendiente	0,0008	[m ³ /h]
Base	0,20	[m]
Altura	0,15	[m]
Tirante	0,10	[m ²]

Estos confluyen en una cámara, lo cual se puede ver en los planos.

7.6.2.- Playas de Secado de Lodos

Las playas se utilizarán para deshidratar los lodos, donde los mecanismos principales de remoción de agua a considerar serán el drenaje y evaporación, los cuales participarán aproximadamente en un 85 y 15 % respectivamente.

El lodo efluente del espesador llega mediante tubería a un canal, que pasa por todas las playas, mediante el cual se distribuirá el lodo a cada una, donde cada playa tendrá 3 entradas de lodos, esto para una distribución más uniforme del mismo.

Estos son estanques, donde las paredes tendrán una inclinación con la horizontal de 60°, un fondo revestido de H°S° con una inclinación hacia el centro de la playa de 0,007, con el motivo de conducir el líquido drenado hacia una tubería perforada que llevará este líquido hacia el ingreso de la playa pero a una cota más baja para luego llegar a lo que será la cámara de rebombeo.

Caudal de Exceso de Lodos a la Playa

El caudal de lodos que llega a la playa en términos de masa será el mismo que llega a los Espesadores, el cual es:

Caudal de diseño de Playas de Secado (QL) = 10 916,07 Kg/día

Las características comunes y esperadas son las siguientes:

μ : Humedad del lodo = 96%

L: Peso específico del Lodo = 1 020 Kg/m³

siendo el volumen del lodo:

$$V_L = \frac{QL}{\gamma_L \cdot (1 - \mu)}$$

Volumen del Lodo = 268 m³/día

Ciclos Anuales y Carga de lodo por Playa

Se considera un tiempo de descarga de 25 días, esto en función de las características climáticas de la zona, como del lodo, y ese valor se considera adecuado.

Lo que representaría tener $25 / 365 = 14,6$ cargas/año o ciclos/año.

Que significa una carga en la playa por año:

$$\text{Carga por playa} = 14,6 * 10\ 916 = 159\ 375 \text{ Kg/año.playa}$$

Dimensiones de las Playas

El criterio a utilizar es de la carga másica superficial (KgSS/m².año), donde se adopta un valor que oscila entre los calores sugeridos en normas y bibliografía de:

$$\text{Carga Másica Unitaria} = 177 \text{ KgSS/m}^2.\text{año}$$

El siguiente paso será ahora calcular el área necesaria:

$$\text{Área de playa} = \text{Carga Másica Unitaria} / \text{Carga por playa} = 900 \text{ [m}^2\text{]}$$

Teniendo las dimensiones de la playa finales de 16 x 96.

Manto Filtrante

El manto filtrante comprenderá las siguientes capas:

Arena:			
e	Espesor del Manto		0,20 m
Cu	Coeficiente de Uniformidad		3,00
Te	Tamaño Efectivo		0,50 mm
Grava			
e	Espesor del Manto		0,20 m
Cu	Coeficiente de Uniformidad		3,00
T	Tamaño		25-75 mm

Las dimensiones y disposiciones de los elementos en el sistema completo se pueden ver en los planos.

7.7.- Presupuesto General

El cálculo de los precios unitarios, se baso en el Formulario B-2, vigente en la fecha de elaboración del proyecto, y a través de estos se llego a un presupuesto general de primera etapa de:

$$\text{Presupuesto General} = 99.244.417 \text{ Bs. (ver Anexos)}$$

CAPITULO VII.- LODOS ACTIVADOS EN AIREACION EXTENDIDA.. 178

7.1.- Diagrama de flujo de operaciones y procesos	179
7.2.- Tratamiento Preliminar	180
7.2.1.- Rejas	182
7.2.2.- Desarenador.....	182
7.3.- Tratamiento Primario.....	185
7.4.- Tratamiento Secundario.....	185
7.4.1.- Reactor Biológico.....	185
7.4.2.- Sedimentador Secundario.....	189
7.4.3.- Estación de Rebombeo	192
7.5.- Tratamiento Terciario	193
7.6.- Tratamiento de lodos	196
7.6.1.- Espesador	196
7.6.2.- Playas de Secado de Lodos	199
7.7.- Presupuesto General	200

Tabla 7.1.-	Valores de Diseño de Rejas	182
Tabla 7.2.-	Valores de diseño de Desarenador.....	184
Tabla 7.3.-	Valores de concentraciones para el balance de masa	189
Tabla 7.4.-	Dosis de cloro	194

Figura 7.1.-	Esquema del Sistema Lodos Activados	181
Figura 7.2.-	Vertedero Proporcional.....	184
Figura 7.3.-	Balance de Flujos y Masas	188
Figura 7.4.-	Esquema de configuración de vertedero perimetral para los Sed. Secundarios.....	191
Figura 7.5.-	Esquema de configuración de Cámara de contacto de Cloro	196

CAPITULO XIII.- CONCLUSIONES

El estudio muestra primero la deficiencia en el tema del tratamiento de las aguas residuales en la ciudad, ya que no se cuenta en la actualidad con una planta de tratamiento capaz de depurar ni los caudales actuales que llegan a ella.

Al margen de ello, una importante cantidad de los colectores no llegan a conectarse con el emisario principal y, por ende, no llegan a la planta actual (lagunas de oxidación), lo que empeora aun más la situación, y queda claro que las cámaras sépticas son únicamente un tratamiento primario, donde sólo se produce decantación primaria, y prácticamente la totalidad de patógenos salen de ellas, al igual que una importante cantidad de DBO.

Siendo un inminente foco de infección, los lugares de descarga de estas cámaras.

Las alternativas que se analizaron, son ampliamente usadas en varias partes del mundo, y su aplicación más conveniente claro está, son de acuerdo a las características de cada zona.

En el estudio de los parámetros de diseño se pudo observar valores que se alejan en demasía de lo normal, y que indican claramente que hay descargas que son ajenas a las características de las aguas residuales domésticas, lo que tiene que llevar a la empresa encargada de este servicio (COSAALT), a realizar el control y monitoreo de las industrias sobre sus descargas residuales a la red de alcantarillado sanitario, ya que las industrias tienen que hacer un pretratamiento de sus efluentes antes de descargarlos a la red.

También es necesario decir que para los análisis de las muestras compuestas sería importante que realicen estudios más seguidos sobre colifecales, sólidos suspendidos, nitrógeno y fósforo, para tener valores representativos donde se puedan observar las fluctuaciones de los mismos a lo largo del año, esto para contar con mejor información y poder ajustar de manera adecuada los parámetros de diseño.

Lo propio con el tema de las conexiones erradas, ya que en épocas de lluvia el caudal del agua residual aumenta de manera considerable.

Luego de Analizar y procesar información se llegó a los siguientes valores para los parámetros de diseño generales.

PARAMETROS DE DISEÑO	
Población Proyectada para el 2035 (Cobert. 90%)	485 158 [hab]
Dotación de Agua Potable	234 [l/hab.día]
Coeficiente de Vuelco	80 %
Carga Másica Unitaria	54 [gr/hab.día]
Sólidos Suspendidos	230 [mg/l]
Coliformes	1,5E ⁰⁷ NMP/100ml

Ahora, del análisis sobre la implementación de las alternativas, la principal limitante fue la superficie disponible, y decir que del estudio de áreas posibles para la implementación de la planta, muestra que no hay la superficie necesaria para la utilización de Lagunas, y de igual manera para el caso del RALF por que también esta alternativa incluye lagunas, y decir que para el RALF se obtienen eficiencias óptimas para climas tropicales.

Este impedimento de no contar con superficies para este fin, como ocurre en ciudades de muchas partes del mundo ya sea por costes de terreno o porque no cuentan con él, conduce a optar por la aplicación de tecnología mecanizada, la cual reduce significativamente la superficie necesaria, con la contraparte de aumento en los costos de operación y mantenimiento.

El Resumen de algunos indicadores sobre el diseño de las Alternativas se muestra en el cuadro siguiente.

ALTERNATIVA	Área req. [ha]	DBO		NMP de Coli		Cloración	Riesgo de Olores	Mecanizada	Capacidad Población Servida para diseño en:	
		% remoción	Efluente [mg/l]	% remoción	Efluente [NP/100ml]				En el Predio	Otro Lado
Lagunas o Estanques de Estabilización.										
Lagunas Facultativas y de Maduración Seriadadas.	198,09	96,71%	9,48	99% o mas	742,49	no	no	no	-	485 158
Lagunas Anaeróbicas, Facultativas y de Maduración Seriadadas	189,52	95,66%	12,50	99% o mas	167	no	si	no	-	485 158
Lagunas Aireadas Seriadadas										
Lagunas Aireadas Seriadadas	40,00	91,82%	23,55	99% o mas	→	si	no	si	291 095	485 158
Ralf-Lagunas										
Ralf-Lagunas	174,00	99,42%	1,67	99% o mas	-	no	si	si (1)	130 000	485 158
Lechos Percoladores.										
De Muy Alta Carga	8,52	83,02%	48,90	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
De Alta Carga	9,84	85,46%	41,87	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
De Baja Carga	11,30	87,48%	36,07	99% o mas	→	si	si	si	485 158	485 158
Lodos Activos en aireación extendida										
Lodos Activos en aireación extendida	18	94,99%	14,42	99% o mas	→	si	no	si	485 158	485 158

(1) Se considera lo de mecanizada refiriendo se que hay algun sistema mecanizado, en este caso por el rebombeo de lodos al RALF
 Nota.- La poblacion total referida al periodo de diseño (30 años) es de 485 158 hab para una cobertura del 90%.

Entre las alternativas finales a tener en cuenta, dada que la ubicación del nuevo sistema sería en el predio actual, fueron Filtros Percoladores y Lodos Activados, donde el estudio de costos favorece al Sistema de Lodos Activados, el cual fue el sistema de tratamiento escogido, siendo los resultados del VAC:

VAC (Valor Actual del Costo) para las dos etapas		
Alternativa	Bs.	USD.
Lodos Activados	154.863.833	19.357.979
Lechos Percoladores	180.917.256	22.614.657

Siendo el presupuesto general del sistema escogido “Lodos Activados” referido a la primera etapa de:

Presupuesto General de 1ra Etapa (Lodos Activados) = 99.244.417 Bs.

Las ventajas de este sistema en particular (Lodos Activados), es que no se tendrán problemas de olores, ya que el tratamiento es aerobio, el tanque o reactor soporta posibles oscilaciones en el aporte referidas a cargas orgánicas como hidráulicas, es versátil para la operación en cuanto a que se trabaja con aireadores tipo turbina, que permiten realizar variaciones en el aporte de oxígeno. Tienen un efluente con alto grado de tratamiento y lo que es importante es que, el único tratamiento de lodos consiste en la deshidratación de ellos, ya que son prácticamente mineralizados.

A través de este estudio se obtiene como resultado final, el sistema de tratamiento óptimo para nuestro medio, en función de las características de la zona y población de diseño, el estudio de parámetros de diseño, tanto globales como particulares de cada alternativa como así las características de cada alternativa que hacen posible entender la cinética del proceso y la mejor aplicación de las mismas en cada caso.

Respecto a las posibles áreas de implementación de la planta, el estudio muestra que es posible ubicarla en otro sector, como en el Ancón, donde se tendría que llevar a cabo una buena socialización, para la aceptación del tal hecho.

CAPITULO XIII.- CONCLUSIONES 201