

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Selección y definición del tema del proyecto

1.1.1 Título del proyecto

“Diseño de una planta de tratamiento de agua residual para el municipio de Padcaya”

1.1.2 Localización

El área del proyecto está localizada en el Municipio de Padcaya, primera sección de la provincia Arce, en el sur del Departamento de Tarija, República de Bolivia.

Pertenece a la cuenca Hidrográfica del río Bermejo y a la sub-cuenca del río Orosas, y flanqueada por el cerro Huacanqui, sus límites son:

- Al Norte con las provincias de Cercado y Avilés
- Al sur con la segunda sección de la provincia Arce y la república de Argentina
- Al Este con las provincias de O’connor y Gran Chaco
- Al Oeste con la provincia de Avilés

La capital del municipio de Padcaya se encuentra ubicada en el extremo Sur del Departamento de Tarija. Geográficamente se localiza a los 64°42’46’’ y 64°44’ de longitud Oeste y a los 21° 53’14 y 21° 5’ de latitud Sur a una altitud media de 2041 m.s.n.m. La superficie de la capital del municipio de Padcaya cuenta con un área de 225,17 km².

La capital del municipio de Padcaya específicamente se ubica a una distancia de 50 Km de la ciudad de Tarija, a la que se accede mediante la ruta 1, en el tramo Tarija – Bermejo (1005 Km-1215 Km). El tiempo haciendo trayecto desde la ciudad de Tarija hasta Padcaya es de 40 minutos.

1.2 Población

Los habitantes del municipio de Padcaya conforman un solo grupo de colonos, no existen etnias diferenciales. El idioma que se habla en la región es el español en un 100% de la población.

La población del municipio de Padcaya alcanza a 19260 habitantes, y dentro del área urbana alcanzaba una población de 1213 habitantes, según el censo del 2001. El proyecto pretende beneficiar al 95% de la población existente.

Los miembros de las familias tienen diferentes roles de trabajo dentro de la misma familia como así en la comunidad, las mujeres son las que tienen la responsabilidad del hogar. Sin embargo, los varones son los que cumplen con mayores actividades y obligaciones como la agricultura, la ganadería y la artesanía.

1.3 Servicios básicos existentes

1.3.1. Agua potable

Actualmente el municipio de Padcaya cuenta con un sistema de agua por tubería para el consumo humano.

1.3.2 Alcantarillado

En materia de saneamiento dentro del municipio de Padcaya, únicamente se cuenta con un sistema de alcantarillado aun en fase de ampliación, pero el municipio no cuenta con un sistema de tratamiento completo y eficaz para las aguas residuales que genera.

1.3.3 Electricidad

La zona del proyecto, cuenta con el servicio de energía eléctrica rural, principalmente el alumbrado público, la cobertura domiciliaria es aproximadamente 90% de los hogares.

1.3.4 Educación

En el aspecto educativo se cuentan con núcleos educativos, los niños en edad escolar asisten a la Unidad Educativa de Padcaya.

1.3.5 Salud

La red de servicios de salud que cubre la primera sección de la Provincia Arce está a cargo del Distrito I del departamento de Tarija. Existiendo centros de salud en el municipio de Padcaya.

En la zona de estudio se presentan enfermedades por infecciones respiratorias, infecciones gastrointestinales, chagas, tuberculosis y otras.

Entre otros datos que podemos mencionar tenemos que en lo referente a servicios de transporte, los pobladores del municipio de Padcaya, cuentan con servicios de transporte permanente desde y hacia la ciudad de Tarija a través de los medios de transporte público.

Las viviendas están construidas con materiales propios de la zona, como ser las paredes de adobe revocadas con barro, los techos teja o calamina, los pisos son de tierra o ladrillo, con ambientes adecuados como ser cocina, dormitorios y salas de estar.

1.4 Problemática actual

El diseño de una planta de tratamiento de agua residual para su previa construcción y operación en el municipio de Padcaya, resulta de gran importancia. En primer lugar, debido al desarrollo a nivel habitacional, comercial, educativo e industrial que marcan un claro crecimiento de este municipio y por consiguiente un crecimiento poblacional importante que seguramente se mantendrá en aumento en los siguientes años.

Haciendo caso a esto, las aguas residuales ya representan un problema que debe ser solucionado mucho antes de que el crecimiento de la ciudad lo impida o lo complique.

1.4.1 Planteamiento del problema

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La parte líquida de los mismos, a lo que llamamos aguas residuales, es esencialmente el agua de la que se desprende la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada.

Ahora bien, es de nuestra obligación dar un tratamiento adecuado a estas aguas mediante la utilización de pequeños sistemas para el tratamiento de aguas residuales antes de devolverlas al medio ambiente y esto se hace para: proteger la salud pública, proteger de la degradación o de la contaminación al ambiente receptor, etc.

El problema por el cual se atraviesa actualmente en la población de Padcaya es que no se cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales, motivo por el cual las aguas que son recogidas por el sistema de alcantarillado depositan su efluente a cursos naturales, este es un problema al que hay que dar solución porque al no realizar un tratamiento correcto de las aguas servidas, se genera la contaminación del suelo, de aguas subterráneas y de aguas superficiales que a largo tiempo traerán problemas a la salud pública y al medio ambiente.

Es por este motivo que se plantea hacer el diseño de una planta de tratamiento para poder mitigar el daño ambiental y futuros problemas en la salud de la población.

1.4.2 Formulación del problema

Si se plantea la siguiente pregunta:

¿Por qué tratar el agua residual, mejorará la calidad de vida de las personas y del medio ambiente?

Para muchas personas esta pregunta puede no ser importante. El tratamiento de las aguas residuales genera gastos considerables, genera contratiempos y en la mayoría de los casos se evita. Pero realmente si pensamos en el bienestar futuro encontraremos una respuesta lo

suficientemente fuerte como para empezar a considerar el tratamiento de las aguas residuales.

La razón por la que se debe tratar el agua residual es que con el desarrollo de la urbanización y con la diversificación de los procesos industriales, un sinnúmero de elementos químicos elaborados por la sociedad junto con mayor cantidad de materia orgánica son dispuestos en cursos de agua, lagunas, lagos y en el suelo; destruyéndose estos elementos ya que la naturaleza por sí misma no es capaz de realizar el proceso de auto purificación de los cursos de agua.

Con la implementación del proyecto se pretende brindar un proceso de tratamiento óptimo, adecuado y que se enmarque dentro de las posibilidades del municipio, para tratar las aguas residuales, y con esto reducir la contaminación del medio ambiente y evitar brotes de enfermedades en la zona.

1.4.3 Sistematización del problema

Si se considera como pregunta esencial “¿Por qué tratar el agua residual, mejorara la calidad de vida de las personas y del medio ambiente?”

Se debe tomar en cuenta las variables que forman parte de la pregunta principal que identifica el problema, siendo las respuestas las que permitan la orientación a la formulación del objeto del proyecto, esto es lo que se denomina sistematización del problema.

¿Cuánto tiempo se vive con el problema de una disposición adecuada de las aguas residuales en Padcaya?

¿De qué modo afecta la falta de una disposición adecuada de las aguas residuales en la vida de las personas y en el medio ambiente?

¿Se le ha dado escasa importancia a este problema porque no se ha manifestado con gran prioridad para las autoridades municipales?

¿Han existido algunos proyectos previos sobre esta problemática?

¿Han resuelto satisfactoriamente proyectos anteriores esta problemática o le han dado una solución parcial al mismo?

Por lo tanto para solucionar este problema, se hace imprescindible y se justifica plenamente un diseño para una planta de tratamiento de agua residual para la población de Padcaya.

1.5 Objetivos del proyecto

Los objetivos de la siguiente propuesta contemplan un objetivo general y objetivos específicos que se referencian en el objetivo general.

1.5.1 Objetivo general

El objetivo principal de este proyecto es:

- El de mejorar la calidad de vida de los habitantes de la población de Padcaya, a través del diseño de una planta de tratamiento y su posterior ejecución.

1.5.2 Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos que buscamos con este proyecto tenemos:

- Caracterización de las aguas residuales con relación a su calidad y cantidad.
- Determinar las condiciones sanitarias de la población.
- Determinar el proceso de tratamiento de las aguas residuales en función de las características técnicas, económicas y las normativas vigentes en el país.
- Diseñar el proceso de tratamiento que disminuya el impacto ambiental que ocasiona el vertido de las aguas residuales en las condiciones actuales ya estudiadas

- Disminución de las enfermedades que se puedan presentar en la población debido a la disposición incorrecta del agua residual.
- Buscar alternativas naturales y económicas que reduzcan el costo de mantenimiento de la planta de tratamiento.

1.6 Justificación del proyecto

Desde el punto de vista de salud pública, los sistemas hidráulicos han jugado un papel fundamental. Hoy se sabe que las grandes epidemias de la edad media fueron causadas por la mala captación y el mal manejo de los residuos. En dicha época no existía ningún tipo de drenaje y todos los desechos domésticos corrían en las calles sin ningún control, por lo que la gente quedaba expuesta a la contaminación y a la propagación de epidemias que estas generaban.

Hoy se tienen distintos tipos de sistemas para el tratamiento de las aguas residuales, tanto sencillos como complejos, baratos como costosos, todos en función de las características de depuración que se quiera obtener. Aunque todos se basan en un tratamiento preliminar, un tratamiento primario, un tratamiento secundario, un tratamiento terciario y desinfección.

Como se explica cada vez es más difícil disponer de agua potable, por lo tanto el tratamiento de aguas residuales está cobrando gran importancia en nuestro medio primero para evitar la contaminación del recurso hídrico y del suelo y para posteriormente hacer el reuso de estas aguas tanto para riego como para consumo animal.

1.6.1 Justificación académica

Con la realización de este proyecto, se busca profundizar y aumentar los conocimientos en el área de la ingeniería sanitaria, relacionado con el tratamiento y depuración de las aguas residuales, ya que es un tema nuevo para varios estudiantes, además se busca generar conciencia acerca de la problemática del agua, evitar su contaminación e inculcar en mentes jóvenes nuevas ideas y emprendimientos para ahondar más en este tema tan poco visto y estudiado en nuestro medio.

1.6.2 Justificación técnica

La alternativa viable para este proyecto estará en función de los resultados obtenidos de los análisis de la calidad del agua y será la alternativa que sea más rentable tanto técnica como económicamente, encontrando la alternativa cuya aplicación y factibilidad se aplique al medio.

1.6.3 Justificación social- institucional

Contribuir en la solución adecuada a la problemática de las aguas residuales del municipio de Padcaya, diseñando una planta de tratamiento de aguas residuales que evitara futuros problemas con enfermedades, contribuirá a mejorar la calidad de vida de las personas y evitar el daño al medio ambiente.

1.7 Marco de referencia

Para desarrollar el proyecto, se necesita definir los alcances y la metodología a seguir por lo que hay que partir con la debida información y definir todas las variables que hemos de usar en el proyecto.

1.7.1 Discusión de la información disponible

La información que se refiera a la demanda, muestreo del agua y demás aspectos que se vean convenientes tendrán que ser recopilados.

Se contarán con datos:

- De la población de la ciudad, datos extraídos del INE censo 2001, de encuestas, entrevistas, etc.
- Información socioeconómica de la ciudad que será dada por el municipio de Padcaya.

Entre la información que no está disponible y es necesaria para el proyecto:

- Análisis de las muestras de agua.
- Aforo de los caudales del sistema de alcantarillado, o en su defecto estimación de los mismos de acuerdo a datos que se posean.

1.7.2 Formulación de los resultados a lograr

Para la formulación de los resultados a lograr de acuerdo a la información que se tendrá, se plantea:

- Sondeos en el municipio de Padcaya para verificar los datos que se poseen.
- Estudios de alternativas de acuerdo a los resultados de los análisis del agua.
- Estudio ambiental.
- Diseño hidráulico de la planta de tratamiento.
- Planos de todo el proyecto.

1.8 Alcance del perfil del proyecto

La presente propuesta, contempla el “Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales”

Para este fin se plantea el alcance del proyecto:

- Estudio de la calidad de aguas residuales
- Estudio Socioeconómico
- Diseño del proceso de tratamiento
- Diseño hidráulico de los componentes de la planta
- Estudio ambiental
- Presupuesto
- Planos tipo de la planta

1.9 Descripción de trabajos o proyectos previos realizados al respecto

Haciendo referencia a los trabajos realizados por el municipio, en materia de saneamiento básico, podemos mencionar algunos trabajos realizados en los últimos años como ser: la instalación de agua por tubería en todas las viviendas, un sistema de alcantarillado que beneficia a una gran parte de las viviendas, trabajos a futuro están enfocados a establecer una red completa de alcantarillado, la construcción de embovedados sobre quebradas que pasan a través de la ciudad que están funcionando como colectores pluviales, dichos colectores proporcionan la liberación de descargas aguas abajo a quebradas adyacentes.

1.10 Normativa boliviana en materia de aguas residuales urbanas

Las aguas residuales se somete a diferentes tratamientos dependiendo de sus contaminantes y de la calidad que se quiera alcanzar, ya sea que esta se disponga en cuerpos receptores, se use para riego o en actividades industriales que no requieran líquido semejante al potable.

Los procesos de tratamiento de aguas residuales constan de tres fases que son:

- 1.- Tratamientos primarios, que se basan en procesos físicos de separación para disminuir sólidos totales y un poco la demanda bioquímica de oxígeno.
- 2.- Tratamientos secundarios, que se basan en la degradación producida por los microorganismos para reducir en mayor concentración compuestos orgánicos en el agua.
- 3.- Tratamientos terciarios, que se basan en métodos físicos o químicos para remover compuestos inorgánicos y patógenos.

En la parte de anexos se detalla la ley 1333 del medio ambiente donde se resumen brevemente las normas más importantes así como sus especificaciones principales.

A continuación se muestran unas tablas que nos dan los parámetros más importantes que se deben tener en cuenta en cuanto a la clasificación de los cuerpos de agua (Tabla 1.1), límites permisibles de descarga (Tabla 1.2) y valores máximos de parámetros que deben contener los cuerpos receptores (Tabla 1.3).

Tabla 1.1 Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso

Orden	Usos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
1	Para abastecimiento domestico de agua potable después de:				
	a.- Solo una desinfección y ningún tratamiento	Si	No	No	No
	b.- Tratamiento solamente físico y desinfección	No necesario	Si	No	No
	c.- Tratamiento fisicoquímico completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección	No necesario	No necesario	Si	No
	d.- Almacenamiento prolongado o presedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c).	No necesario	No necesario	No necesario	Si
2	Para recreación de contacto primario: Natación, esquí, inmersión.	Si	Si	Si	No
3	Para protección de los recursos hidrobiológicos	Si	Si	Si	No
4	Para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cascara delgada que sean ingeridas crudas sin remoción de ella.	Si	No	No	No
5	Para abastecimiento industrial	Si	Si	Si	Si
6	Para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana	Si	Si	Si	Si
7	Para abrevadero de animales	No (*)	Si	Si	No
8	Para la navegación (***)	No (*)	Si	Si	Si

Fuente (Norma ley 1333)

(Si) Es aplicable, puede tener todos los usos indicados en las clases correspondientes

(*) No en represas usadas para abastecimiento de agua potable

(**) No a navegación a motor (***) No aplicable a acuíferos

Tabla 1.2 Límites permisibles para descargas líquidas en mg/l

Norma	Propuesta		Norma	Propuesta	
	Parámetros	Diario		Mes	Parámetros
Cobre	1.0	0.5	Ph	6.9	6.9
Zinc	3.0	1.5	Temperatura(*)	±5°C	±5°C
Plomo	0.6	0.3	Compuestos fenólicos	1.0	0.5
Cadmio	0.3	0.15	Sólidos Suspendidos Totales	60.0	
Arsénico	1.0	0.5	Colifecales (NMP/100 ml)	1000.0	
Cromo+3	1.0	0.5	Aceites y grasas	10.0	
Cromo+6	0.1	0.05	Aceites y grasas (d)	20.0	
Mercurio	0.002	0.001	DBO5	80.0	
Fierro	1.0	0.5	DQO	250.0	
Antimonio	1.0		DQO (f)	300.0	
Estaño	2.0	1.0	Amonio como N	4.0	2.0
Cianuro libre (a)	0.2	0.10	Sulfuros	2.0	1.0
Cianuro libre (b)	0.5	0.3			

Fuente (Norma ley 1333)

(*) Rango de viabilidad en relación a la temperatura media del cuerpo receptor.

(a), (c), (e) aplicable a descargas de procesos mineros en industriales en general.

(b), (d) y (f) Aplicable a descargas de procesos hidrocarbúricos.

(g) En caso de descargas o derrames de antimonio iguales o mayores a 2500 Kg, se deberá reportar a la autoridad ambiental.

Tabla 1.3 Valores máximos admisibles de parámetros en cuerpos receptores

N°	Parámetros	Unidad	Cancerígenos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
1	2	3	4	5	6	7	8
1	pH		No	6.0 a 8.5	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0
2	Temperatura	°C		± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor
3	Sólidos Disueltos Totales	mg/l		1000	1000	1500	1500
4	Aceites y Grasas	mg/l	No	Ausentes	Ausentes	0,3	1
5	DBO	mg/l	No	<2	<5	<20	<30
6	DQO	mg/l	No	<5	<10	<40	<60
7	NMP colifecales NMP	N/100 ml	No	<50 y <5 en 80% de muestra	<1000 y <200 en 80% de muestra	<5000 y <1000 en 80% de muestra	<5000 y <5000 en 80% de muestra
8	Color mg Pt/l	mg/l	No	<10	<50	<100	<200
9	Oxígeno disuelto	mg/l	No	<80% sat.	<70% sat.	<60% sat.	<50% sat.
10	Turbidez	UNT	No	<10	<50	<100 <200***	<200 - 10000***
11	Sólidos sedimentables	mg/l- ml/l	No	<10 mg/l	30 mg/l - 0.1 ml/l	<50 mg/l - 1 ml/l	<100 mg/l - <1 ml/l
12	Fosfato total	mg/l	No	0.4c. Ortofosfato	0.5c. Ortofosfato	1.0c. Ortofosfato	1.0c. Ortofosfato
13	Nitrógeno total	mg/l	No	5c. N	12c. N	12c. N	12c. N
14	Sólidos flotantes			Ausentes	Ausentes	Ausentes	< Ret. Malla 1 mm ²
15	Sulfatos	mg/l	No	300c. SO ₄	400c. SO ₄	400c. SO ₄	400c. SO ₄
16	Calcio	mg/l	No	200	300	300	400

Fuente (Norma ley 1333)

1.11 Características del agua residual generada en la zona

Para llegar a una correcta caracterización del agua residual que se genera en el centro urbano del municipio de Padcaya, se recurrió a realizar **análisis de campo de las aguas residuales** que se generan, y ensayos posteriores en laboratorio, los resultados de los mismos se muestran más abajo.

Las muestras de tomas se realizaron en dos puntos importantes de descarga, el punto 1 se ubica a la entrada a la ciudad de Padcaya como se ve en la fotografía (1.1), lugar donde descarga un colector directamente a la quebrada y se encuentra un tanque séptico que recibe las aguas de la parte norte de la ciudad. Y el punto 2 se ubica a la salida de la ciudad como se ve en la fotografía (2.2), lugar donde descarga un colector que recoge las aguas del resto de las viviendas y descarga a la quebrada adyacente.

Fotografía 1.1 Punto de muestreo N° 1



Fuente (Google Earth, 2011)

Fotografía 1.2 Punto de muestreo N° 2



Fuente (Google Earth, 2011)

Cabe mencionar que la situación actual que vive el municipio en relación al control y manejo de aguas residuales es escasa, en la inspección realizada en campo se observa, (Fotografía 1.3), el colector que descarga directamente a la quebrada, en la fotografía (1,4) se observa una cámara séptica que recibe aguas residuales de una zona en particular, esta infraestructura está dando un tratamiento a las aguas residuales, permitiendo la degradación de la materia orgánica y disminución de sólidos, aunque se observa que en esta cámara no se hace un mantenimiento regular, pero la misma funciona.

Fotografía 1.3 Descarga colector



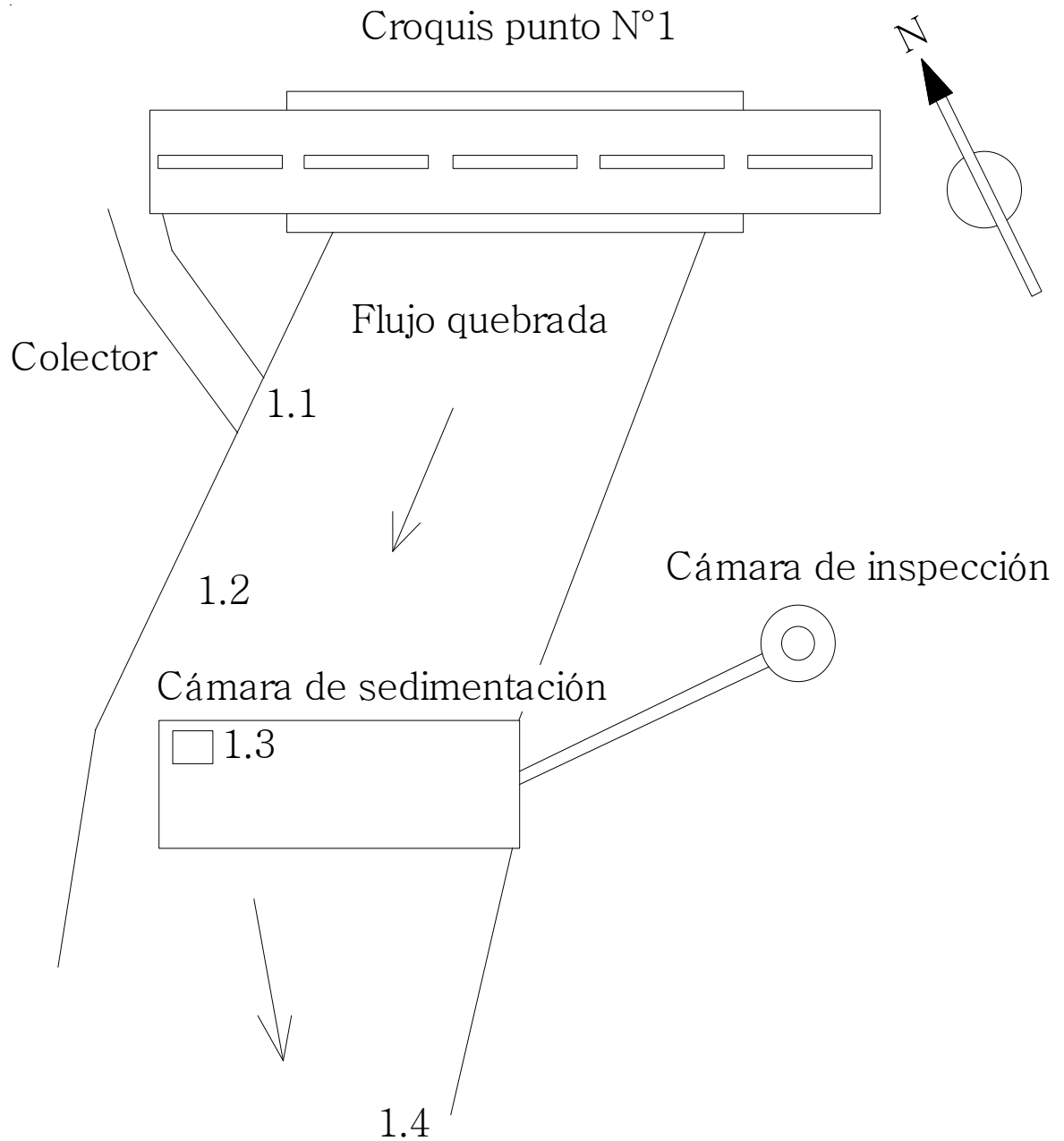
Fuente (Elaboración propia)

Fotografía 1.4 Tanque séptico



En este punto se realizaron mediciones de los parámetros mostrados en las siguientes tablas, en la figura (1.1) se aprecia los puntos donde se midieron los parámetros mencionados.

Figura 1.1 Croquis punto N° 1 de toma de muestras



Fuente (Elaboración propia)

A continuación se presentan los datos obtenidos en el análisis realizado el martes 20 de septiembre de 2011, en ese punto:

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto 1.1 (Salida colector)

Tabla 1.4 Características del agua muestreada en salida colector

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de Ph)	7,07	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	22,3	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	150	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto

Muestra: Punto 1.2 (Antes de cámara séptica)

Tabla 1.5 Características del agua muestreada antes de cámara séptica

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de Ph)	7,32	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	18	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	130	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto 1.3 (Salida efluente tanque de sedimentación)

Tabla 1.6 Características del agua muestreada en efluente cámara séptica

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	5,73	6.0 a 9.0	Prueba campo	Excede
Temperatura (°C)	16	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	110	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto N° 1.4 (Aguas abajo del tanque de sedimentación)

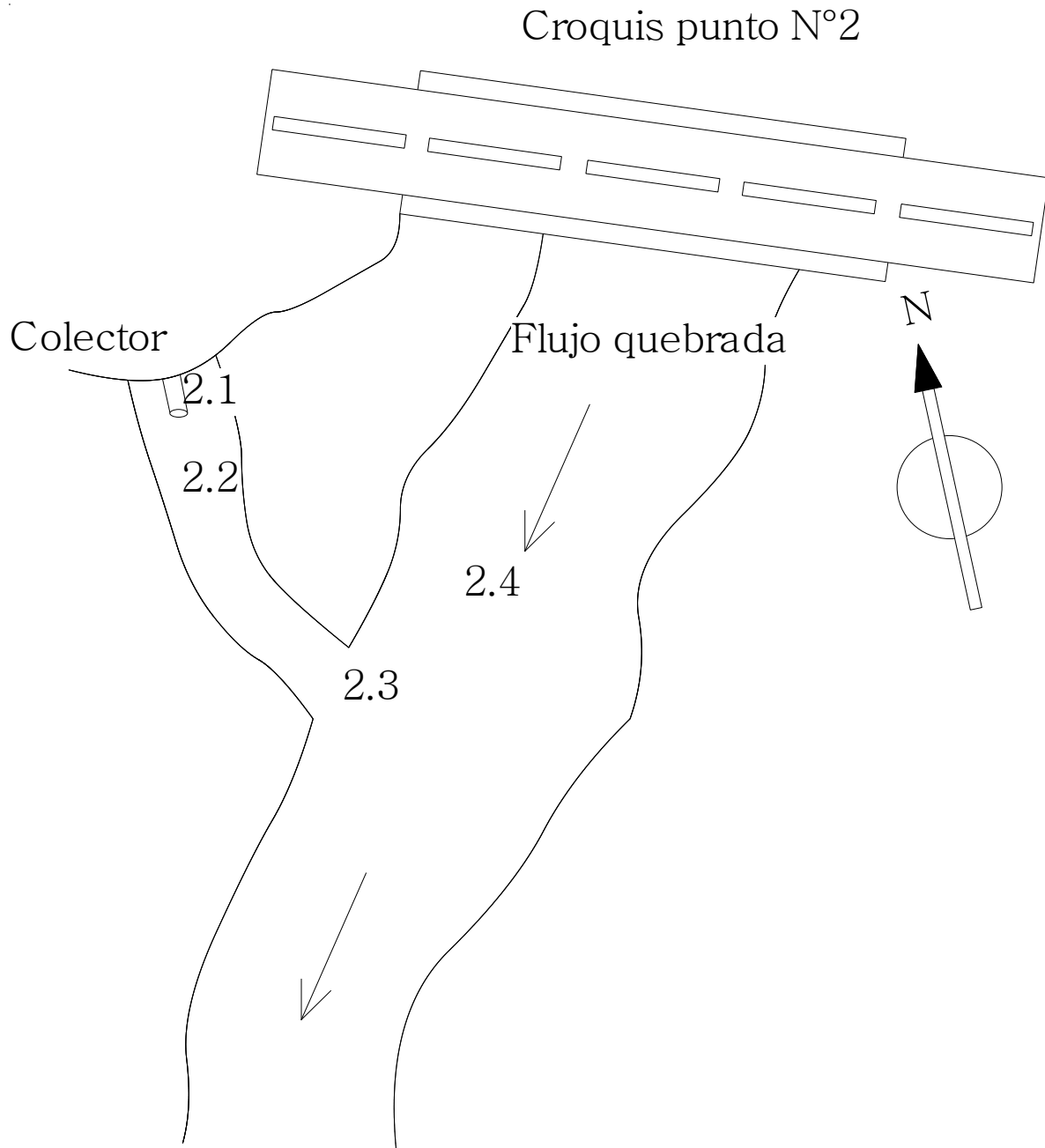
Tabla 1.7 Características del agua muestreada aguas abajo de la cámara séptica

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	6,63	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	16,12	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	130	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Se realizaron pruebas de campo en el efluente de punto final de colector aguas debajo de la quebrada dando los siguientes resultados

Figura 1.2 Croquis punto N° 2 de toma de muestras



Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto N° 2.1 (Colector)

Tabla 1.8 Características del agua muestreada en el colector mismo

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	6,72	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	18,9	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	100	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto 2.2 (Salida Colector)

Tabla 1.9 Características del agua muestreada en salida de colector

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	6,75	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	20,7	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	100	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto 2.3 (Unión con aguas que bajan)

Tabla 1.10 Características del agua muestreada en unión con aguas que bajan rio arriba

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	7,04	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	19,3	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	100	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto 2.4 (Aguas antes de mezclarse)

Tabla 1.11 Características del agua muestreada antes de mezclarse con aguas que bajan quebrada arriba

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de pH)	7,12	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	18,4	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	80	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Además de las pruebas tomadas en campo se realizaron ensayos en laboratorio del colector final aguas abajo en la descarga final del mismo teniéndose los siguientes resultados.

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto 2.1 (Colector)

**Tabla 1.12 Características del agua muestreada en el colector final (muestra N°1),
analizada en laboratorio CEANID**

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método de Análisis	Diagnostico
Color Verdadero (UCV)	89	<200	HACH 8025	No Excede
Alcalinidad (mgCaCO ₃ /l)	282,72	400	SM 2320-B	No Excede
DBO ₅ (mg/l)	170	<30	SM5210-B	Excede
DQO (mg/l)	343	<60	8000-HACH	Excede
Fosforo Total (mg/l)	3,8	1.0 c.	SM 4500-P-D	Excede
Nitrógeno Amoniacal (mg/l)	50,79	30	SM 4500-NH ₃ -D-E	Excede
Nitrógeno Orgánico (mg/l)	21,77		SM 4500-Norg-B	
Nitrógeno Total (mg/l)	72,56	12c N o 60	SM 4500	Excede
pH (20,7°C)	7,4	6 a 9	SM 4500-H-B	No Excede
Materia Flotante (Presente/ausente)	Presente	Ausente	DGN-AA-6-1973	Excede
Sólidos Solubles (mg/l)	382	1500	SM 2540-C	No Excede
Sólidos Suspendidos (mg/l)	20	60	SM 2540-D	No Excede
Sólidos Sedimentables (mg/l)	<0,1	<100 mg/l	SM 2540-F	No Excede
Sólidos Totales (mg/l)	402		SM 2540-B	
Temperatura (°C)	20,7	± 3°C de receptor	SM 2550-B	
Turbiedad (UNT)	265	<200	HACH 10047	Excede
Coliformes totales (NMP/100 ml)	1,6x10 ⁷	5000	SM 9221-B	Excede
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	5,0x10 ⁶	5000	SM 9221-C	Excede

Fuente (laboratorio CEANID)

A continuación se presentan los datos obtenidos en el análisis realizado el miércoles 7 de diciembre de 2011, en el colector final:

Fuente: Punto 2

Muestra: Punto 2.1 (Colector)

Ensayo: 2

**Tabla 1.13 Características del agua muestreada en el colector final (muestra N°2),
analizada en laboratorio CEANID**

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método de Análisis	Diagnostico
DBO5 (mg/l)	210	<30	SM5210-B	Excede
Nitrógeno Amoniacal (mg/l)	33,79	30	SM 4500-NH3-D-E	No Excede
pH (20,7°C)	6,73	6 a 9	SM 4500-H-B	No Excede
Materia Flotante (Presente/ausente)	Presente	Ausente	DGN-AA-6-1973	Excede
Sólidos Suspendidos (mg/l)	40	60	SM 2540-D	No Excede
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	9,0x10 ⁹	5000	SM 9221-C	Excede

Fuente (laboratorio CEANID)

A continuación se presentan los datos obtenidos en el análisis realizado el miércoles 7 de diciembre de 2011, en la salida del efluente del tanque de sedimentación:

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto 1.3 (Salida efluente tanque de sedimentación)

Ensayo: 1

Tabla 1.14 Características del agua muestreada a la salida del tanque de sedimentación, analizada en laboratorio CEANID

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método de Análisis	Diagnostico
DBO5 (mg/l)	60	<30	SM5210-B	Excede
DQO (mg/l)	80	<60	8000-HACH	Excede
Nitrógeno Amoniacal (mg/l)	2,23	30	SM 4500-NH3-D-E	No Excede
pH (20,7°C)	5,92	6 a 9	SM 4500-H-B	Excede
Materia Flotante (Presente/ausente)	Presente	Ausente	DGN-AA-6-1973	Excede
Sólidos Suspendidos (mg/l)	27,5	60	SM 2540-D	No Excede
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	$3,5 \times 10^5$	5000	SM 9221-C	Excede

Fuente (laboratorio CEANID)

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

2.1 Introducción

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La parte líquida de los mismos, a lo que llamamos **aguas residuales**, es esencialmente el agua de que se desprende la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Entonces podemos definir al agua residual como la combinación de los residuos líquidos, que provienen de residencias, instituciones públicas de establecimientos industriales y comerciales, a los que se les puede agregar aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si permitimos que las aguas residuales se acumulen y estanquen, al descomponerse la materia orgánica que esta contiene generara grandes cantidades de gases malolientes. Además en el agua residual se encuentran numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal de los seres humanos. Mencionando también que estas aguas poseen gran cantidad de nutrientes que genera el crecimiento de plantas acuáticas, por lo dicho es un deber realizar la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual dándole un adecuado tratamiento.

Algunos de los objetivos principales de la utilización de sistemas pequeños para el tratamiento de aguas residuales son:

- Proteger la salud pública.
- Proteger de la degradación o de la contaminación al ambiente receptor.

En este capítulo hablaremos de los diferentes tipos de efluentes y describiremos las características físicas, químicas y biológicas del agua residual y de las distintas etapas que engloban a todo proceso de tratamientos de aguas residuales.

2.2 Efluentes de aguas residuales

El *drenaje sanitario* es el abastecimiento de agua desechada por la comunidad, el drenaje domestico es el agua residual procedente de cocinas, baños, lavabos, sanitarios y lavanderías. A las materias minerales orgánicas originalmente contenidas en el agua suministrada a la comunidad, se agrega un conjunto de materias fecales, papel, jabón, aceites, suciedad, restos de alimentos y otras sustancias. Con el paso del tiempo el color cambia gradualmente de gris a negro, desarrollándose un olor desagradable. Gran parte de la materia residual es orgánica y útil para los microorganismos saprofitos, es decir, organismos de la descomposición.

Las *aguas residuales industriales* varían en su composición de acuerdo con los procesos industriales a los que son sometidas. Por lo tanto se tienen aguas de enjuague relativamente limpias, mientras que otras se encuentran altamente cargadas de sustancias orgánicas o de minerales pesados, o sustancias químicas peligrosas.

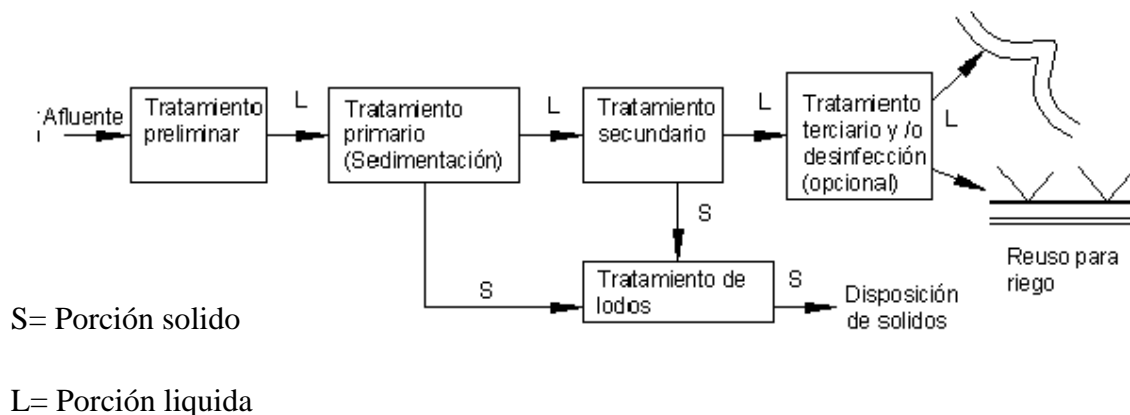
Por último es importante mencionar también que el agua de lluvia al precipitarse arrastra materia orgánica y química a los sistemas de drenaje, debido a conexiones erradas que se tengan en el sistema.

Para seleccionar el tipo de tratamiento que se aplicara es importante considerar:

- La ley de Medio Ambiente 1333.
- Las metas de protección de la salud y el ambiente (podrían ir más allá que la ley).
- Factores económicos; recuperación de costos de construcción y operación.
- Terrenos disponibles, valores de terrenos.
- Capacidad de operación y mantenimiento.

La clasificación de los tratamientos se resume en el (Figura 2.1) El nivel de tratamiento recomendable dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionara con el factor económico.

Figura 2.1 Componentes Básicos de tratamiento de aguas residuales



2.3 Características de las aguas residuales

El agua es un elemento esencial para los seres vivos. El hombre ha utilizado y utiliza agua en muchas actividades; el consumo de agua aumenta para satisfacer las nuevas demandas y atender al crecimiento de la población, el establecimiento de nuevas industrias y actividades agrícolas y pecuarias.

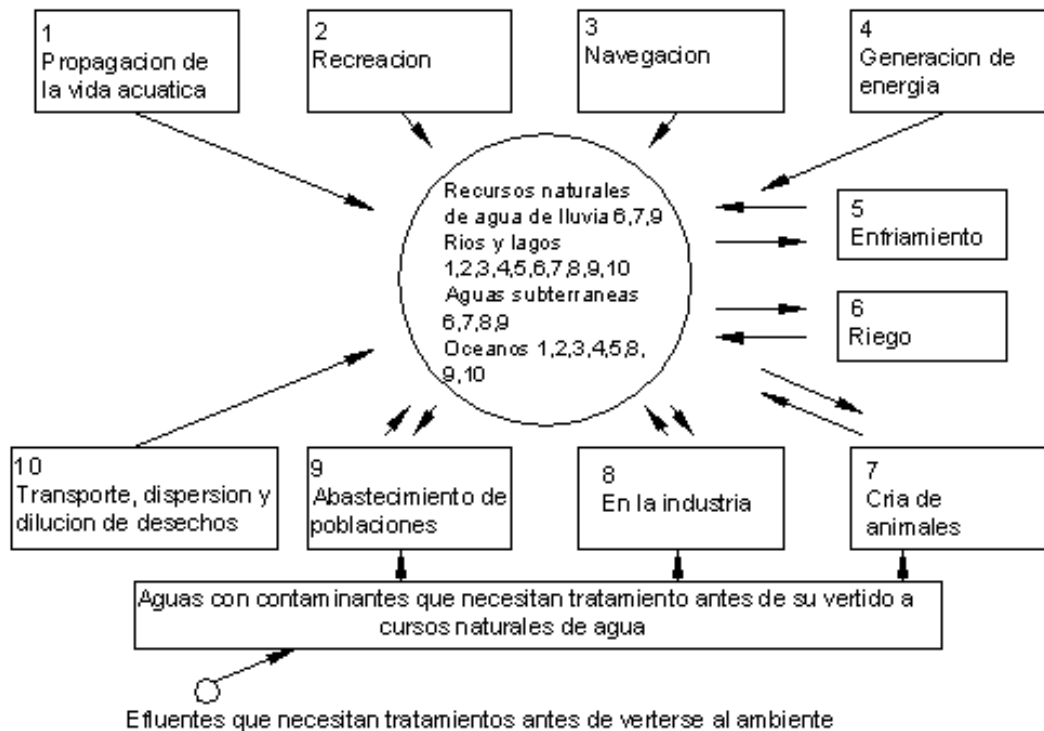
El uso del agua por el hombre implica que una fracción se evapora, otra se consume y la parte restante vuelve a ser vertida al ambiente o curso de agua. Esta última recibe sustancias y materiales durante el uso, que deterioran su calidad y le imparten características especiales indeseables, que hacen necesario un tratamiento de las aguas usadas, de manera que sean menos perjudiciales para las aguas que las reciben.

En la (Figura 2.2), se representan los usos benéficos de los recursos de agua. Se han ordenado de manera que los usos que aparecen en la parte superior, generalmente no originan cambios drásticos en la calidad del agua y virtualmente no hay consumo de esta. Mientras que en los demás usos se altera la calidad del agua. Al agua para enfriamiento se le agrega calor y se produce un cambio en las características que puede afectar la biota del cuerpo de agua que recibe aguas de enfriamiento.

En el riego, la cría de animales, el abastecimiento doméstico e industrial, hay consumo de agua y se agregan sustancias que alteran sus características y hacen necesario un tratamiento antes del vertimiento a cursos naturales de agua o al ambiente. Algunos usos benéficos de agua son:

- Consumo doméstico en poblaciones
- Industrial (procesos de transformación y enfriamiento)
- Riego
- Cría de animales domésticos
- Propagación de la vida acuática
- Recreación
- Navegación
- Generación de energía
- Transporte, dispersión y dilución de residuos.

Figura 2.2 Esquema de fuentes de agua, usos benéficos, cambios de calidad y necesidad de tratamiento



Las aguas de retorno del consumo en residencias transportan partículas y sustancias de origen orgánico, principalmente, a estas se les denomina aguas residuales o servidas, y en ellas se encuentra toda clase de materiales que tienen acceso por los desagües a las cloacas. Los desechos de las industrias acarrearán una mayor variedad de componentes: compuestos químicos de la industria química, residuos de petróleo, compuestos tóxicos, materia en suspensión, materia orgánica biodegradable y refractaria, etc. La composición de las aguas residuales en industrias, es función de los procesos de transformación, la materia prima que se procesa, los compuestos que se adicionan y el mantenimiento y operación de la industria.

En general, las aguas servidas están compuestas por un 99.9% de agua y un 0.1% de materiales en suspensión y solución que le imparten características indeseables. Las sustancias que se han agregado al agua durante su uso comprenden:

- Materia orgánica (que demanda oxígeno para su oxidación)
- Sólidos en suspensión, que sedimentan al fondo de los cuerpos de agua.
- Metales pesados y compuestos tóxicos que afectan la biota.
- Color y turbiedad que reducen la penetración de la luz.
- Nitrógeno y fósforo que favorecen el crecimiento masivo de organismos y trastornan el equilibrio ecológico de ríos y lagos.
- Compuestos que imparten olor y sabor al agua.
- Grasas, aceites y material flotante que interfieren la transferencia de oxígeno
- Compuestos refractarios, en ocasiones tóxicos que no se descomponen, permanecen en el agua y se acumulan en las comunidades acuáticas y en la del hombre. Es necesario prevenir los efectos desfavorables del vertimiento directo de las aguas residuales a ríos, mediante un tratamiento para remover los compuestos objetables.

2.4 Características indeseables de las aguas residuales

Los compuestos, sustancias o materiales que reciben las aguas al ser usadas en las ciudades, el campo o la industria le imparten características específicas que es necesario describir brevemente:

- Materia orgánica de ciudades e industrias que demandan oxígeno disuelto del agua para su oxidación. El vertimiento de materia orgánica a cursos de agua rebaja las concentraciones de oxígeno disuelto y afecta, adversamente, la biota natural hasta hacer desaparecer especies sensibles, como los peces que requieren niveles altos de oxígeno disuelto, 5 o más mg/l.
- Materia en suspensión, de ciudades, industrias, cría de animales, etc., que se deposita en el fondo de ríos, lagos y mares, modificando los nichos naturales. La descomposición anaerobia de la materia orgánica en el fondo afecta adversamente la biota natural de los cuerpos de agua. En los productos de la descomposición anaerobia son devueltos a las capas superiores de agua gases (metano, dióxido de carbono, hidrógeno, etc.), compuestos nitrogenados y de fósforo solubles y material orgánico.
- Metales pesados y compuestos tóxicos de la industria y la agricultura que en concentraciones pequeñas, afectan adversamente a la vida acuática y a los usuarios del agua. Rebajan el valor comercial de la pesca y en ocasiones imposibilitan su consumo por razones de salud pública. Ejemplo: mercurio, cadmio, níquel, cromo, cobre y zinc.
- Color y turbiedad originados de diversos usos, crean problemas estéticos y hacen al agua inadecuada para su uso doméstico e industrial. Disminuye la penetración de la luz y modifica la zona eufótica en lagos.
- Nitrógeno y fósforo de aguas residuales domésticas principalmente, fertilizan las aguas, pueden dar origen a crecimientos masivos de algas principalmente, los cuales trastornan el equilibrio ecológico y crean condiciones desagradables en lugares de recreación. Estos compuestos afectan principalmente a los lagos y estuarios.

- Aceite y materia flotante de ciudades e industrias, generan condiciones desagradables a la vista, restringen la transferencia de oxígeno del aire al agua y afectan la biota. En el caso de derrame de petróleo los efectos son desastrosos.
- Compuestos orgánicos que pueden originar sabores desagradables, Ejm: los fenoles que con el cloro forman cloro fenoles. Compuestos refractarios que no son transformados por la acción de microorganismos, persisten en el medio acuático y se acumulan en la cadena alimentaría del ecosistema. Estos compuestos se originan en actividades industriales principalmente.
- Calor de aguas de enfriamiento de las industria, aumentan la temperatura de las aguas naturales, modifican el ecosistema y afectan a las especies acuáticas; además, rebajan la transferencia de oxígeno y las concentraciones de saturación de oxígeno disuelto y aceleran el consumo de oxígeno por la biota del agua.

El conocimiento de las características de las aguas residuales permite analizar las diferentes concentraciones y los efectos probables de los componentes sobre las aguas receptoras de aguas residuales, selecciona el o los procesos de tratamiento que removerán los componentes objetables en cantidades tales que minimicen el impacto desfavorable sobre los cuerpos receptores de desechos líquidos. En este proyecto se analizara en detalle la utilización de sistemas económicos de tratamiento de aguas residuales fácil de operar y controlar, que no necesitan de operadores especialmente entrenados así como sistemas de tratamiento de aguas residuales que necesitan de fuentes externas de energía para funcionar.

2.5 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica como se muestra en la (Tabla 2.1) donde se ve las principales propiedades físicas de las aguas residuales así como sus principales constituyentes químicas y biológicas y su procedencia. Es conveniente observar que muchos de sus parámetros que aparecen en el cuadro están relacionados entre ellos.

Tabla 2.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

Características	Procedencia
<p>Propiedades físicas:</p> <p>Color:</p> <p>Olor:</p> <p>Sólidos:</p> <p>Temperatura</p>	<p>Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.</p> <p>Agua residual en descomposición, residuos industriales.</p> <p>Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo infiltración y conexiones incontroladas.</p>
<p>Constituyentes químicos:</p> <p>Orgánicos:</p> <p>Carbohidratos</p> <p>Grasas animales, aceites y grasa</p> <p>Pesticidas</p> <p>Fenoles</p> <p>Proteínas</p> <p>Contaminantes prioritarios</p> <p>Agentes tenso activos</p> <p>Compuestos orgánicos volátiles</p> <p>Otros</p>	<p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Residuos agrícolas.</p> <p>Vertidos industriales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y Comerciales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Degradación natural de materia orgánica.</p>

Fuente (Metcalf & Eddy, 1996)

**Tabla 2.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual
(Continuación)**

Características	Procedencia
<p>Inorgánicos:</p> <p>Alcalinidad</p> <p>Cloruros</p> <p>Metales pesados</p> <p>Nitrógeno</p> <p>pH</p> <p>Fósforo</p> <p>Contaminantes prioritarios</p> <p>Azufre</p>	<p>Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.</p> <p>Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea Vertidos industriales.</p> <p>Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentía.</p> <p>Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.</p> <p>Agua de suministro; aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.</p> <p>Descomposición de residuos domésticos.</p> <p>Descomposición de residuos domésticos.</p> <p>Agua de suministro; infiltración de agua superficial</p>
<p>Gases:</p> <p>Sulfuro de hidrogeno</p> <p>Metano, Oxigeno</p>	
<p>Constituyentes biológicos:</p> <p>Animales</p> <p>Plantas</p> <p>Protistas:</p> <p>Eubacterias</p> <p>Arqueobacterias</p> <p>Virus</p>	<p>Cursos de agua y plantas de tratamiento.</p> <p>Cursos de agua y plantas de tratamiento.</p> <p>Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.</p> <p>Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.</p> <p>Aguas residuales domésticas.</p>

Fuente (Metcalf & Eddy, 1996)

2.5.1 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 físicas importantes son el olor, la temperatura, el color y la turbiedad.

2.5.1.1 Sólidos totales

Análíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105. 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 conocida como el cono de 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 fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual.

Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión), haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro, para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros, aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato.

2.5.1.2 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 agua residual séptica. El olor más peculiar del agua residual séptica es el debido a la presencia de sulfuro de hidrogeno que se

produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de 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 tratamientos.

La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales, en los últimos años, con el fin de mejorar la opinión pública respecto a la implantación de los sistemas de tratamiento, el control y la limitación de los olores han pasado a ser factores de gran importancia en el diseño y proyecto de redes de alcantarillado, plantas de tratamiento y sistemas de evacuación de aguas residuales. En muchos lugares, el temor al desarrollo potencial de olores ha sido causa del rechazo de proyectos relacionados con el tratamiento de aguas residuales.

La influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana tiene más importancia por la tensión psicológica que generan que por el daño que puedan producir al organismo. Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables pueden conducir al deterioro de la dignidad personal y comunitaria, interferir en las relaciones humanas, desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento de la población.

2.5.1.3 Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua del suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado 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 solo son menores que ella durante los meses más calurosos del verano. En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C, pudiéndose tomar 15.6 °C como valor representativo.

La temperatura es un parámetro 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. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de reacciones químicas que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras.

2.5.1.4 Color

Históricamente, para la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual reciente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. 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.

2.5.1.5 Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas

condiciones. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmisión. Aun así, no es posible afirmar que exista una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos en suspensión de un agua no tratada. No obstante, si están razonablemente ligados la turbiedad y los sólidos en suspensión en el caso de los efluentes procedentes de la decantación secundaria en el proceso de fangos activados.

2.5.2 Características químicas

El estudio de las características químicas de las aguas residuales están en relación con: La materia orgánica, la medición del contenido orgánico, la materia inorgánica, los gases presentes en el agua residual.

2.5.2.1 Materia orgánica

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con las síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrogeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como el azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas, hidratos de carbono, grasas y aceites. Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

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

Como podemos citar a los agentes tenso activos, los contaminantes orgánicos prioritarios, los compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola. En los últimos años este

hecho ha complicado notablemente los procesos de tratamientos de aguas residuales debido a la imposibilidad o a la extremada lentitud de los procesos de descomposición biológica de dichos compuestos.

2.5.2.1.1 Medición del contenido orgánico

Se han ido desarrollando diferentes ensayos para la determinación del contenido orgánico de las aguas residuales. Los diferentes métodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores de 1mg/l, y los empleados para determinar las concentraciones a nivel de traza, para concentraciones en el intervalo de los 0.001 mg/l. a 1 mg/l.

El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), carbono orgánico total (COT) y demanda teórica de oxígeno (DTeO). En el segundo grupo de ensayos, los empleados para determinar concentraciones a nivel de traza, por debajo de 1 mg/l, se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa.

La determinación de las concentraciones de pesticidas suele llevarse a cabo mediante el método de extracción con carbono-cloroformo, que consiste en la separación de los contaminantes del agua haciendo pasar una muestra de agua por una columna de carbón activado, para luego separar los contaminantes del carbono empleando cloroformo.

2.5.2.2 Materia Inorgánica

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 aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto. Las aguas residuales, salvo en caso de determinados residuos

industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo del uso.

Las concentraciones de constituyentes inorgánicos aumentan, igualmente, debido al proceso natural de evaporación que elimina parte del agua superficial y deja las sustancias inorgánicas en el agua. Puesto que las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, conviene examinar la naturaleza de algunos de ellos, especialmente aquellos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso.

2.5.2.3 Gases presentes en el agua residual

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido de carbono, el sulfuro de hidrógeno, el amoníaco y el metano. 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 como por ejemplo el cloro y el ozono.

2.5.3 Características biológicas

Dentro de la parte biológica que concierne a las aguas residuales hay que tener en cuenta:

- Principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos
- Organismos patógenos presentes en las aguas residuales
- Organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia
- Métodos empleados para determinar los organismos indicadores
- Métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

2.5.3.1 Microorganismos

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias como se muestra en la (Tabla 2.2), la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado.

Tabla 2.2 Clasificación de los microorganismos

Grupo	Estructura celular	Caracterización	Miembros representativos
Eucariotas	Eucariota (a)	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido. Unicelular o coenocítica o micelial; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales (vertebrados e invertebrados) Protistas (algas, hongos protozoos).
Bacterias	Procariota (b)	Química celular parecida a las eucariotas.	La mayoría de las bacterias.
Arqueobacterias	Procariota (b)	Química celular distintiva	Metanogenos, halófilos, termacidofilos.

Fuente (Metcalf & Eddy)

(a) Contienen un núcleo definido

(b) No contienen membrana nuclear

Las bacterias desempeñan un papel amplio y de gran importancia en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento. Por ello resulta imprescindible conocer sus características, funciones, metabolismos y proceso de síntesis.

Los hongos, desde el punto de vista ecológico, dan ciertas ventajas sobre las bacterias, pueden crecer y desarrollarse en lugares de bajo humedad y pH bajos. Los hongos ayudan a la degradación de la materia orgánica.

La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento. Uno de los problemas más importantes es encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de modo que no favorezcan la proliferación de algas y plantas acuáticas.

Los protozoarios de importancia para sanear las aguas son las amebas, los flagelados y los ciliados libres y fijos. Ya que estos protozoarios se alimentan de bacterias y tienen importancia en los tratamientos biológicos. Aunque se debe controlar el agua de ciertos protozoarios que son patógenos como la Giardia Lamblia y el Cryptosporidium Parvum.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un peligro importante ya que se sabe que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como en aguas residuales a temperatura de 20°C y hasta 6 días en un río normal.

2.5.3.2 Organismos patógenos

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son: bacterias, virus y protozoarios. Debido a la alta infecciosidad de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países de escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.

2.5.3.3 Organismos indicadores

Los organismos patógenos en las aguas residuales contaminadas en cantidades muy pequeñas resultan difíciles de aislar e identificar. Por ello se emplean los organismos coliformes como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias conocidas como

organismos coliformes, cada humano evacua de 100000 a 400000 millones de organismos coliformes cada día. Por tal razón se puede decir que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y la ausencia de ellos nos indica que las aguas están limpias libres de patógenos que pueden causar enfermedades.

2.6 Procesos y operaciones unitarias del tratamiento de aguas residuales

Como se vio anteriormente existen operaciones físicas, procesos químicos y procesos biológicos para el tratamiento de aguas residuales, dando lugar a tratamientos primarios, secundarios y terciarios. Describiendo los mismos.

- Operaciones físicas unitarias

Los métodos de tratamiento donde predominan las fuerzas físicas se las llama operaciones físicas unitarias estas pueden ser, sedimentación, desbaste, flotación, floculación filtración, etc.

- Procesos químicos unitarios

Son los métodos mediante en los cuales la eliminación de los contaminantes se da gracias a la adición de productos químicos que nos producen reacciones. Estos son los fenómenos como la precipitación, adsorción y la desinfección procesos comunes en tratamiento de aguas residuales.

- Procesos biológicos unitarios

Son los procesos donde la eliminación de los contaminantes se da a través de la actividad biológica. La principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual. Los tratamientos biológicos se usan para eliminar el nitrógeno presente en el agua residual.

2.6.1 Aplicación de los procesos en el tratamiento de aguas residuales

- Pretratamiento de aguas residuales

Este pretratamiento es el paso donde se eliminan los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas en el mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos y operaciones. En esta fase se eliminan los sólidos gruesos, trapos a través del desbaste, el proceso de flotación para eliminar grasas y aceites, la sedimentación para eliminar materia en suspensión.

- Tratamiento primario de aguas residuales

En esta fase se elimina una fracción de los sólidos que se encuentran en suspensión y parte de la materia orgánica, se lo realiza mediante la sedimentación y el tamizado. El efluente del tratamiento primario todavía contiene gran cantidad de materia orgánica y una DBO alta.

- Tratamiento secundario de aguas residuales

Este tratamiento esta avocado a eliminar los sólidos en suspensión y los compuestos biodegradables, aunque a veces se da una desinfección en esta fase, existen diversos tratamientos biológicos como ser lodos activados, reactores de lecho fijo, sistemas de lagunaje y la sedimentación.

- Tratamiento terciario o avanzado/ recuperación del agua residual

Este es el tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, donde se eliminan componentes del agua residual como ser nutrientes, compuestos tóxicos y exceso de materia orgánica o de sólidos en suspensión. Se utilizan procesos avanzados como ser coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activado. También se emplea este tratamiento avanzado para poder reutilizar estas aguas ya que se obtiene un efluente de alta calidad que puede dársele varios usos.

2.7 Recuperación y reutilización de efluentes

Debido a la crisis mundial de agua que atravesamos los organismos responsables del manejo y gestión del agua se han visto obligados a buscar nuevas fuentes de agua, debido al elevado crecimiento de la población, a la contaminación de agua superficiales y subterráneas, a las sequias, mal manejo de recursos hídricos, etc. Por lo mismo en muchos lugares, la reutilización del agua residual ya es un elemento importante en los procesos de planificación del uso del agua.

Las principales categorías de reutilización que se contemplan son: riego agrícola y de áreas verdes, aplicaciones industriales, recarga de acuíferos y por último la reutilización para el abastecimiento de agua para consumo humano.

El plan de recuperación y reutilización de las aguas residuales debe ser la prioridad de aquí en adelante por los serios problemas de agua que tenemos pero se deben incluir análisis como ser: determinación de las necesidades de tratamiento, determinación de la demanda y de los recursos de agua, determinación de los beneficios, análisis del mercado para el agua residual recuperada, análisis económico e ingenieril, aspectos importantes que a todos nos tocara ver y resolver en un futuro no muy lejano.

CAPÍTULO III

ESTIMACION DE CAUDALES DE DISEÑO

3.1 Caudales de aguas residuales

La determinación de los caudales de agua residual a eliminar de una determinada población es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación. De cara a la obtención de un diseño adecuado a las necesidades, y a los costos, es preciso conocer datos fiables sobre los caudales que se quieran tratar. En el caso del municipio de Padcaya los datos sobre caudales son muy escasos y es preciso estimarlos partiendo de otras fuentes de información como datos sobre el consumo de agua potable.

La composición de los caudales de aguas residuales de una comunidad depende del tipo de fuente que las origina, así como del sistema de recolección empleado. De acuerdo al tipo de fuente que las genera, las aguas residuales se pueden dividir en:

1. *Aguas residuales domésticas:* Procedentes de zonas residenciales o habitacionales, comercios e instalaciones de uso público.
2. *Aguas residuales industriales:* Agua residual en la cual abundan vertidos industriales con aporte de químicos.
3. *Filtraciones y aportaciones controladas:* Agua que entra tanto de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltración hace referencia al agua que penetra el sistema a través de juntas defectuosas en el alcantarillado, fracturas o grietas en los colectores. Las aportaciones no controladas corresponden a aguas pluviales que se descargan a la red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones, etc.
4. *Aguas pluviales:* Agua resultante de la escorrentía superficial.

En las zonas dotadas de red de alcantarillado, la determinación de los caudales de diseño se realiza a partir de series históricas o de datos obtenidos en aforos por medición directa. Para las redes de nueva construcción, los caudales correspondientes se obtienen del análisis de

los datos de la población y las dotaciones de agua previstas, así como a partir de estimaciones de los caudales de agua residual per cápita en poblaciones de características similares. Como el municipio de Padcaya no cuenta con redes de alcantarillado en todo el centro urbano, ya que solo un porcentaje de la ciudad posee un sistema de alcantarillado relativamente nuevo, se tendrá que suponer la construcción de una red completa de alcantarillado a futuro, y con los datos de la población proyectados al año 2031, se podrá estimar un caudal de agua residual generado por toda la población.

3.1.1 Estimación de los caudales de agua residual

Cuando resulte imposible medir directamente los caudales de aguas residuales y no se dispone de registros históricos de los mismos, los datos sobre el abastecimiento de agua a la comunidad pueden resultar de gran ayuda para estimar los caudales de aguas residuales. En caso que tampoco se cuenta con los datos de abastecimiento, se dan valores típicos de dotaciones según el tipo de usuario, aparatos domésticos e industriales, y la fracción del agua de abastecimiento que se convierte en agua residual, datos que pueden ser útiles para estimar el caudal de agua residual que genera la comunidad. Para el cálculo de gasto de diseño para la planta de tratamiento de agua residual, se realizara una estimación de la demanda total del agua potable en el municipio de Padcaya para el año 2031. En pequeños municipios se suele suponer que un 80- 90% del agua de abastecimiento se convierte en agua residual, (Barrera, 1999). No obstante, este porcentaje puede reducirse en municipios con casas con jardín. Debe evaluarse cada caso en particular. Por lo tanto se tratara de medir este coeficiente de retorno, y así obtener un estimado del caudal de agua residual generado por el municipio de Padcaya.

3.1.2 Usos del agua

Normalmente el uso público del agua se suele dividir en cuatro categorías: uso doméstico (agua para uso general y sanitario); uso industrial (no doméstico); servicio público (riego de

áreas verdes, para sofocar incendios, uso en construcción e infraestructura) y por ultimo perdidas en la red de distribución debido a fugas o rotura de tuberías.

- **Consumo doméstico:** El uso del agua para fines domésticos abarca el agua abastecida a las zonas residenciales, a instituciones públicas y privadas, a comercios, a parques y otras zonas de recreación, y se mide a través de controladores o medidores. Ahora bien el uso que se le da al agua va desde el agua que se consume, el agua que es usada para fines culinarios, el agua destinada a la higiene, el agua utilizada para evacuar residuos y el agua utilizada con fines varios como ser regado de jardines y limpieza de automóviles. En una población típica se puede decir que más de una tercera parte del agua se utiliza para uso domestico.

En zonas residenciales, para realizar el cálculo de la demanda de agua potable se suele basarse en varios parámetros como ser la densidad poblacional, la temperatura media que predomina en la zona y el consumo promedio que se tiene de acuerdo a la zona geográfica y al clima. Últimamente se toma en cuenta el nivel económico de una población ya que es un factor que se ha demostrado afecta el consumo de agua, o sea entre mas nivel de vida se tenga en la población mayor es el consumo de agua. Esto se debe a que al mejorar el nivel de vida, se da mayor uso a aparatos que consumen agua.

- **Consumo industrial:** La cantidad de agua con que los municipios abastecen a las industrias depende de muchas variables como ser del tamaño de las industrias y de los productos que se fabrican, en nuestro país las grandes industrias se ubican en las grandes ciudades, estas industrias se abastecen muchas veces de un sistema diferenciado de agua. En cambio en nuestro departamento y en especial en poblaciones pequeñas, se tienen pequeñas industrias o casi ninguna, el consumo de agua de estas son bastantes menores y estas se abastecen de agua de la red pública de agua.
- **Servicio público:** El agua destinada a los servicios públicos, como ser agua destinada a edificios públicos, agua para sofocar incendios, agua para regar las áreas verdes, agua utilizada para la construcción y la utilizada con fines recreativos

representa la menor parte del agua de uso público. Solo un pequeño porcentaje del agua empleada en el servicio público llega al sistema de alcantarillado sanitario y en su totalidad es el agua destinada a los edificios públicos.

- **Perdidas en la red de distribución:** Esta es el agua de la que no se posee registros que provienen de conexiones clandestinas, de medidores en mal estado, de fugas ocultas que se tengan en la red de distribución y de otras perdidas no controladas.

3.2 Determinación del caudal

Para la determinación del caudal de aguas residuales generadas por el municipio de Padcaya, se optó por calcular el caudal a través de una estimación en base a la dotación de agua potable de la población en base al nivel socioeconómico de la misma, aunque se realizaron aforos de los caudales de agua potable y de agua residual para poder efectuar una comparación de los mismos con los resultados obtenidos de la estimación realizada.

3.2.1 Medición de caudales en campo

El centro urbano del municipio de Padcaya tiene una dotación de agua potable, que se decidió medir para saber cuál es el caudal entrante al sistema de abastecimiento y medir también cual es el caudal que está saliendo como agua residual para de esta forma poder conocer cuál es el coeficiente de retorno.

Por lo mencionado se realizó la medición del **caudal entrante** en el tanque de almacenamiento que tiene la ciudad teniendo los siguientes datos:

D= 3 pulgadas

Tubería PVC

N=0,009

S=1,25 %

Calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.1)$$

$$V = \frac{1}{0,009} * \left(\frac{0,0762}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * 0,0125^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,886 \text{ m/s}$$

Conociendo la velocidad en la tubería y teniendo la sección calculamos el caudal:

$$Q = V * A \quad (3.2)$$

$$Q = 0,886 * \left(\frac{\pi}{4} * 0,0762^2\right)$$

$$Q = 0,040404 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4,04 \text{ l/s}$$

En base a este caudal sacamos cual será la dotación de diseño que tiene la población:

$$Q_{dotacion} = \frac{4,04 * 86400}{2000} \quad (3.3)$$

$$Q_{dotacion} = 174,5 \text{ litros por habitante/dia}$$

Se realizaron por otra parte mediciones del caudal efluente dando los siguientes resultados:

Datos del colector final aguas debajo de la ciudad.

Datos

Día: Domingo 4/12/2011

T2= 1,44 seg.

Hora: 01:00 pm.

T3= 1,27 seg.

Volumen: 2 litros

T4= 1,51 seg.

T1= 1,32 seg.

T5= 1,37 seg.

Obtenemos un tiempo promedio:

$$T = \frac{t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5}{n} \quad (3.4)$$

$$T = \frac{1,32 + 1,44 + 1,27 + 1,51 + 1,37}{5}$$

$$T = 1,382 \text{ seg}$$

Entonces el caudal obtenido mediante el método volumétrico será:

$$Q = \frac{V}{T} \quad (3.5)$$

$$Q = \frac{2 \text{ litros}}{1,382 \text{ seg.}}$$

$$Q = 1,45 \text{ litros/seg}$$

Sobre el mismo colector tenemos otra medición de caudal:

Datos

Miércoles 7/12/2011	T2= 1,52 seg.
Hora: 10:45 a.m.	T3= 1,70 seg.
Volumen: 2 litros	T4= 1,44 seg.
T1= 1,63 seg.	T5= 1,57 seg.

Obtenemos un tiempo promedio utilizando la ecuación 3.4:

$$T = \frac{t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5}{n}$$

$$T = \frac{1,63 + 1,52 + 1,70 + 1,44 + 1,57}{5}$$

$$T = 1,572 \text{ seg}$$

Entonces el caudal obtenido mediante el método volumétrico aplicando la ecuación 3.5:

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

$$Q = \frac{2 \text{ litros}}{1,572 \text{ seg.}}$$

$$Q = 1,27 \text{ litros/seg}$$

No podemos estimar el caudal que está entrando a la cámara séptica pero considerando un caudal de diseño de un litro por segundo:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + 5\%(Q_1 + Q_2) \quad (3.6)$$

$$Q_T = 1,45 + (1) + 0,05 * (1,45 + 1,0)$$

$$Q_T = 2,58 \text{ l/s}$$

El coeficiente de retorno será:

$$C = \frac{Q_{salida}}{Q_{entrada}} \quad (3.7)$$

$$C = \frac{2,58}{4,04}$$

$$C = 0,64$$

Entonces se tiene un coeficiente de retorno que oscila entre un 64 %.

Por lo tanto adoptaremos un coeficiente de retorno del 80% para dar seguridad al diseño.

3.2.2 Criterio para la determinación del caudal por zonas residenciales

Para la determinación de la población del municipio de Padcaya a través de los años, se recurrió a buscar los registros con que cuenta el Instituto Nacional de Estadística (INE), los datos se muestran en la (Tabla 3.1). Teniendo los datos del último censo 2001.

Tabla 3.1 Datos de población del centro urbano del municipio de Padcaya

Comunidad	Total	Hombres	Mujeres	Número de viviendas
Padcaya	1133	530	603	315

Fuente (INE)

Tratar de proyectar la población futura a través de estos datos del censo de hace 10 años puede ser un poco inexacto debido a la migración que se ha tenido hacia la comunidad en los últimos 10 años, por lo que para poder conocer a la población que será beneficiada con el proyecto se procedió a realizar una encuesta.

Para tal efecto se realizó una encuesta en la zona de estudio (Tabla 3.2), se encuestaron viviendas, familias y se realizó una caracterización más completa y exacta de la población actual que vive en el centro urbano del municipio de Padcaya.

Tabla 3.2 Resultados de encuesta

Viviendas encuestadas	
Viviendas encuestadas	286
Viviendas no encuestadas	44
Viviendas mencionadas como no habitadas	10
Construcciones publicas no encuestadas	
Alcaldía municipal	1
Internado	1
Colegio	1
Subgobernacion	1
Concejo municipal	1
Coliseo municipal	1
Estación policial	1
Mercado municipal antiguo	1
Mercado municipal nuevo	1

Fuente (Elaboración propia)

Se tiene los datos arrojados por la encuesta, en este caso población por sexo (Tabla 3.3) y acceso a servicios públicos (Tabla 3.4).

Tabla 3.3 Total población por sexo

	Hombres	Mujeres	Total
Total	758	819	1577
Porcentaje	48,07	51,93	100

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 3.4 Datos de acceso servicios públicos

Viviendas conectadas a la red pública de agua	
Total	284
Porcentaje	99,17
Viviendas sin sistema medido	
Total	286
Porcentaje	100
Viviendas conectadas al sistema de alcantarillado	
Total	211
Porcentaje	73,78

Fuente (Elaboración propia)

Existió un numero de viviendas que ni fueron encuestadas por no encontrarse nadie en el momento de la encuesta y algunas viviendas mencionas en abandono. Estas fueron un total de 54 viviendas tomando en cuenta las viviendas mencionadas como no habitadas, dando el valor de 5 miembros por familia para incluir estos datos en la encuesta nos dan como resultado 270 habitantes más que sería la población total de la comunidad (Tabla3.5).

Tabla 3.5 Población total incluyendo las viviendas no encuestadas

	Hombres	Mujeres	Total
Total	893	954	1847
Porcentaje	48,35	51,65	100

Fuente (Elaboración propia)

Como en toda encuesta se tiene un margen de error, se toma un margen de error del 10 % por información mal proporcionada (Tabla 3.6), esta será la población de diseño.

Tabla 3.6 Total población actual incluyendo margen de error

	Hombres	Mujeres	Total	N° viviendas
Total	983	1050	2033	374
Porcentaje	48,35	51,65	100,00	

Fuente (Elaboración propia)

Teniendo la población actual necesitamos proyectar la misma. Los diseños suelen realizarse para periodos de 15 a 25 años (Norma boliviana NB 688, 2001), periodo recomendado para pequeñas poblaciones. De esta manera, con los caudales de agua residual, los datos de la calidad del agua residual y la población prevista a 20 años, se puede estimar los caudales medios y las concentraciones de los contaminantes. Los caudales punta se pueden calcular a través de la mayoracion del caudal medio diario mediante coeficientes punta (horario, diario, etc.). Por lo tanto la vida útil del proyecto será de **20 años**, se proyectara la población de acuerdo a modelos estadísticos conocidos.

La población futura es un factor importante para determinar el consumo de agua y por ende el caudal de aguas residual a medida que crece la población, para lo cual se cuenta con varios métodos de estimación; viendo la (Tabla 3.7), vemos que todos los métodos son validos para poblaciones pequeñas, para el proyecto utilizaremos el método de crecimiento geométrico.

Tabla 3.7 Métodos de proyección en función a la población actual

Método	Hasta 5000	5000 – 20000	20000 – 100000	> a 100000
	Habit.	Habit.	Habit.	Habit.
Aritmético	X	X	---	---
Geométrico	X	X	X	X
Wappaus	X	X	X	X
Exponencial	X	X	X	X
Grafico	X	X	X	---

Fuente (Elaboración propia)

Para la población de Padcaya se tiene un índice de crecimiento poblacional de 1,13 %, dato fue obtenido del INE, aplicando el método geométrico:

- Método Geométrico

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad (3.8)$$

$$Pf = 2033 * \left(1 + \frac{1,13}{100}\right)^{20}$$

$$Pf = 2545,29 \text{ hab.}$$

$$\boxed{Pf = 2546 \text{ hab.}}$$

Teniendo la población futura de proyecto, realizaremos la estimación de la dotación de agua potable siguiendo el método de clase socioeconómica a la que correspondiente la población, el cual puede ser residencial, medio y popular.

Para la determinación del nivel socioeconómico se recurrió a la información con que cuenta el Instituto Nacional de Estadística (INE), (Tabla 3.8). Basándonos en la población ocupada por municipio del área rural según su estado o índice socioeconómico, recabada del los censos de población del 2001 de los que sacamos las siguientes conclusiones (Tabla 3.9).

Tabla 3.8 Población por clase social según censo 2001

Año Considerado	Clase Alta %	Clase Media %	Clase Baja %
1999	3,43	33,1	63,47
2000	3,22	30,4	66,38
2001	4,74	32,14	63,12
2002	4,57	32,1	63,33
2005	4,23	36,14	59,63
2006	4,94	35,14	59,92
2007	3,76	36,14	60,1

Fuente (INE)

En base a estos datos sacamos el porcentaje de la población por clase socioeconómica para la vida útil de la obra.

Tabla 3.9 Población por clase socioeconómica para el 2031

Clase Socioeconómica	% de Clase	Población por clase
Residencial	4,13	105
Media	33,59	855
Baja	62,28	1586
Total	100,00	2546

Fuente (Elaboración propia)

Una vez obtenida la población por clase socioeconómica, se aplican los valores típicos de consumo de agua por vivienda según la temperatura de la zona (Tabla 3.10). En este caso el municipio de Padcaya cuenta con una temperatura media de 20 °C y un clima semicálido por lo que valores típicos de consumo de agua de acuerdo a clase social se tiene ya proyectada a la vida útil de proyecto.

Tabla 3.10 Consumo doméstico de agua potable para el 2031

Clase Socioeconómica	Consumo Litros/hab/día	Población por clase Socioeconómica	Consumo total m3/día
Residencial	300	105	31,5
Media	205	855	175,28
Baja	130	1586	206,18
Total		2546	412,96

Fuente (CNA, 1994)

3.2.3 Criterio para la determinación del caudal por zonas comerciales

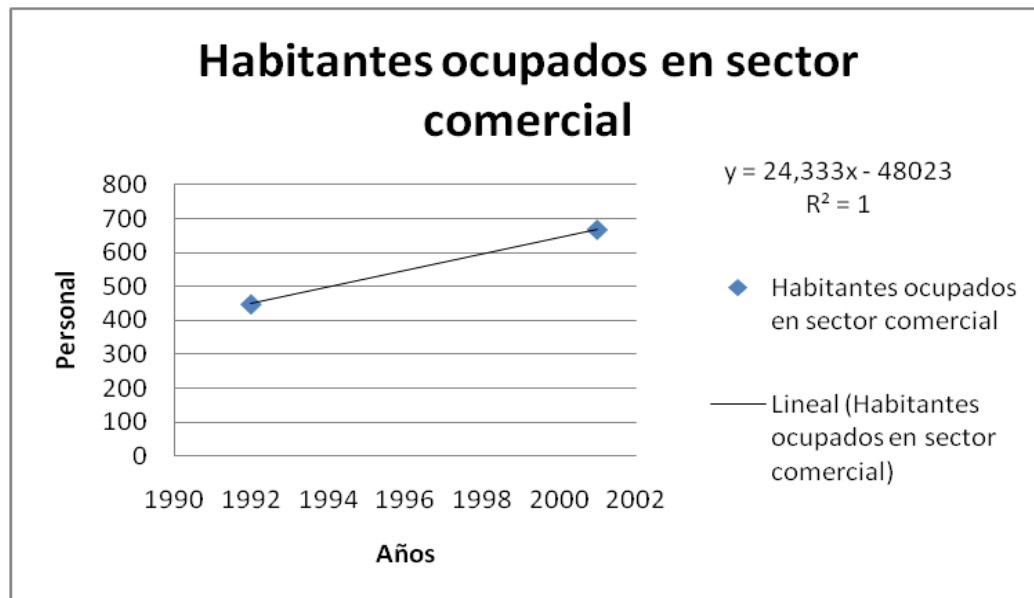
Para la determinación del caudal se consideran datos del Instituto Nacional de Estadística (INE) relacionados con las unidades económicas censadas por personal y ocupación de los datos del censo de 1992 y proyectarlos a la vida útil del proyecto (Tabla 3.11). Los sectores que conforman la generación por zona comercial son: Comercio, agricultura, restaurantes y transportes, administración pública y enseñanza.

Tabla 3.11 Personal ocupado en el municipio de Padcaya según INE

Año	Personal ocupado total
1992	449
2001	668

Fuente: INE

Si realizamos una grafica lineal con los datos de la (Tabla 3.11) y lo proyectamos al año horizonte de 2031, (Figura 3.1), podemos obtener un porcentaje de la población ocupada en el sector comercial.

Figura 3.1 Habitantes ocupados en el sector comercial al año horizonte 2031

Fuente: Elaboración propia

Si tenemos proyectado la vida útil de la obra 20 años eso nos da un año horizonte $X = 2031$

$$Y = 24,333x - 48023 \quad (3.9)$$

$$Y = 24,333(2031) - 48023$$

$$Y = 1398 \text{ habitantes}$$

Para la estimación del caudal generado por persona/día se promedian los caudales estimados para cada sector, como se muestra en la (Tabla 3.12)

Tabla 3.12 Caudal por sector económico

Sector	Caudal (l/hab/día)
Comercio	48
Restaurantes, alojamientos	200
Colegios	40
Oficinas	50
Promedio	84,5

Fuente (CNA, 1994)

De esta forma sacamos el caudal proyectado para la población futura del sector comercial:

$$Caudal\ total = Hab.\ ocupados\ en\ sector\ comercial * Prom.\ caudal \quad (3.10)$$

$$Caudal\ total = 1398 * \frac{84,5}{1000} = 118,13\ m^3/dia$$

3.2.4 Criterio para la determinación del caudal por zonas industriales

Para sacar el caudal que generan industrias se procede de la misma manera obteniendo datos del personal que trabaja en la industria, datos que se obtienen del Instituto Nacional de Estadística (INE) y se los proyecta a la vida útil del proyecto, como en el municipio de Padcaya no se tiene este tipo de industria que sería: producción de alimentos, textiles industria de madera, minería, etc. Se ha decidido no tomar en cuenta este tipo de caudal efluente.

3.2.5 Resumen de caudales totales generados en el municipio

Teniendo ya todos los resultados de los caudales efluentes tanto para la zona residencial, como para la zona comercial, podemos estimar el caudal total que se genera en el municipio, cabe destacar que para la estimación de este caudal medio no se tomo en cuenta la aportación de aguas de infiltración ni conexiones erradas, estos valores de aportación se los incluirá más adelante en el diseño hidráulico, por lo mencionado tenemos los resultados finales (Tabla 3.13).

Tabla 3.13 Caudales de agua potable en el municipio en el año 2031

Sector	Caudal m ³ /día
Residencial	412,96
Comercial	118,13
Total	531,09

Fuente: Elaboración propia

Este valor de caudal de dotación de agua potable de 531.09 m³/día equivaldría a:

$$Q_{dotacion} = 531,09 \frac{m^3}{dia} * 1 \frac{1000 l}{m^3} * \frac{1}{2546 hab}$$

$$Q_{dotacion} = \mathbf{208,60 \text{ litros por habitante /dia}}$$

Ya obtenido el valor del consumo o dotación futura proyectado al año 2031 que será el tiempo final del periodo de diseño, multiplicamos este valor por el coeficiente de retorno deducido anteriormente C= 0,80 para tener la estimación del caudal de aguas residuales.

$$Qd = Total * C \quad (3.11)$$

$$Qd = 531,09 * 0,80$$

$$Qd = \mathbf{424,87 m^3/dia}$$

Se tiene el caudal de agua residual estimado a la vida útil de la planta, por lo que cada habitante generara un promedio de aguas residuales para el año horizonte 2031 de:

$$Qd = \frac{Caudal}{N^{\circ} hab} \quad (3.12)$$

$$Qd = \frac{424,87 * 1000}{2546}$$

$$Q_{diseño} = \mathbf{166,88 \text{ litros por habitante/dia}}$$

CAPÍTULO IV

SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

4.1 Introducción

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento funcionan como un sistema, por lo que la elección del proceso de tratamiento a utilizar se debe abordar desde una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se basa en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en la toma de la decisión. Los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias se muestran en la (Tabla 4.1).

La aplicabilidad del proceso destaca por encima de los demás factores y se dispone de muchos elementos para determinarla. Entre estos factores se pueden mencionar, la experiencia en el tema de quien está a cargo del proyecto, datos de rendimientos de plantas existentes, información publicada en revistas técnicas, manuales, guías de diseño. En este caso se hará especial énfasis en los datos de rendimiento que muestran los diferentes procesos.

4.2 Proceso de tratamiento

El proceso de tratamiento que se ha escogido para este diseño constara de un tratamiento primario, un tratamiento secundario un proceso de desinfección si se considera necesario y la posterior evacuación de las aguas a un curso natural.

Una vez que se ha establecido el tipo de mecanismos a utilizar en el proceso de tratamiento de este proyecto, así como también los procesos unitarios correspondientes al tratamiento primario, corresponde hacer un análisis de las distintas opciones que presenta la selección de los procesos unitarios correspondientes al proceso de tratamiento secundario o biológico.

Tabla 4.1 Factores por considerar en la selección y evaluación de las operaciones y procesos unitarios

Factor	Comentario
Potencial de aplicación del proceso	Se evalúa en base a la experiencia anterior, datos de plantas a escala industrial y datos de planta piloto
Intervalo del caudal aplicable	El proceso debe corresponder con el caudal esperado
Variación del caudal aplicable	La mayoría de los procesos trabajan a caudal constante
Características del agua a tratar	Afectan los tipo de procesos (químicos o biológicos)
Limitaciones climáticas	La temperatura afecta velocidades de reacción
Cinética de reacción y selección del reactor	El dimensionamiento se basa en la cinética de reacción que gobierna el proceso
Eficacia	La eficacia se suele medir en función del efluente
Residuos del tratamiento	Es necesario conocer o estimar la cantidad de residuos sólidos, líquidos y gaseosos producidos
Tratamiento del fango	Posibles limitaciones económicas en el tratamiento
Limitaciones ambientales	Presencia de vientos, ruidos, malos olores, etc.
Necesidades químicas	Costo de productos químicos
Necesidades energéticas	Costo de energía
Necesidades de otros recursos	Que recursos adicionales son necesarios
Necesidades personales	¿Cuántos empleados, que nivel de preparación?
Necesidades de explotación y mantenimiento	Capacidad de mantener en operación la planta y en buen estado
Procesos Auxiliares	¿Qué procesos son necesarios?
Complejidad	¿Qué tan compleja es la explotación del proceso
Compatibilidad	Se debe buscar que las operaciones en conjunción sean compatibles
Disponibilidad de espacio	¿Se cuentan con el espacio suficiente?

Fuente (Metcalf & Eddy, 1996)

4.3 Tratamiento primario

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

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

- Rejillas
- Desarenadores

4.3.1 Rejillas

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

4.3.1.1 Tipos de rejillas

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

- **Rejillas sencillas de limpieza manual**

Las rejillas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande. En estos casos no se espera remover grandes volúmenes de detritos, debido a que se destinan a la retención de objetos cuyas dimensiones

son relativamente grandes (trapos, botellas, roedores muertos, etc.). También existe el riesgo de estancamientos, o por descuidos, o por la llegada brusca de materias vegetales, pudiéndose dar también un desbordamiento. Con el objeto de evitar esto es necesario calcular ampliamente la superficie y la inclinación de la rejilla.

Fotografía 4.1 Rejilla fija con limpieza manual



- **Rejillas mecanizadas, de accionamiento mecanizado**

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

4.3.1.2 Consideraciones para el diseño de las rejillas

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

4.3.1.2.1 Velocidad de flujo a través de las rejillas

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

Tabla 4.2 Velocidades de flujo (v)

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

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

4.3.1.2.2 Inclinación de las barras

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

4.3.1.2.3 Espaciamiento de las barras

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejillas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas, no son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm., Imhoff recomienda rejillas con un espaciamiento de 40 a 50 mm para que no se retenga mucha materia fecal.

Tabla 4.3 Espesores y espaciamentos de rejillas

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

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

4.3.1.2.4 Dimensiones de las barras

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

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

Tabla 4.4 Clasificación y tamaño de barras

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

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

4.3.1.3 Diseño del canal de rejillas de limpieza manual

4.3.1.3.1 Área transversal del canal

El área transversal total del canal (A_t) donde se ubicara la rejilla de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades de la (Tabla 4.2), posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente:

$$A_t = \frac{Q_{max}}{V} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo horario (m^3/s)

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

A_t = Área transversal total del canal (m^2)

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

$$h_a = \frac{A_t}{b} \quad (4.2)$$

Donde:

b = Ancho del canal (m)

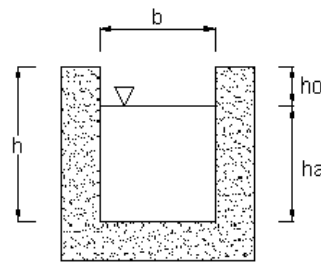
h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

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

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

$$h = h_a + h_o \quad (4.3)$$

Figura 4.1 Sección transversal del canal de rejillas



4.3.1.3.2 Pendiente del canal

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

$$S = \left(\frac{V \times n}{R h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (4.4)$$

Donde:

S = Pendiente del canal

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

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

R_h = Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico esta dado por la ecuación:

$$R_h = \frac{A_t}{P} \quad (4.5)$$

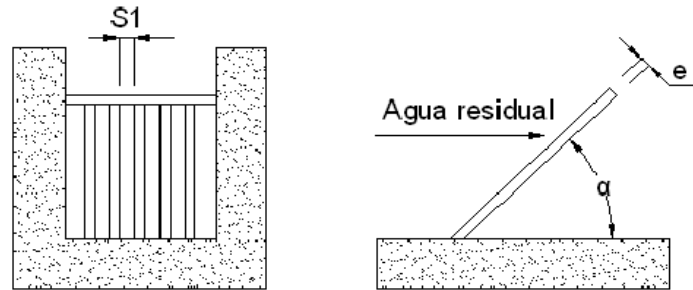
A_t = Área transversal total del canal (m²)

P = Perímetro mojado (m)

4.3.1.3.3 Longitud de las barras

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

Figura 4.2 Esquema de rejas de limpieza manual



$$L_b = \frac{h_a}{\text{sen}(\alpha)} \quad (4.6)$$

Donde:

L_b = Longitud de las barras (m.)

h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

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

4.3.1.3.4 Cálculo del número de barras

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

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1} \quad (4.7)$$

Donde:

b = Ancho del canal (cm.)

e = Espesor de barras (cm.)

S_1 = Separación entre barras (cm.)

4.3.1.3.5 Longitud del depósito o canal

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

$$L = 3,50 \times b \quad (4.8)$$

Donde:

L= Longitud del depósito o canal (m)

b= Ancho útil del canal (m)

4.3.1.3.6 Pérdida de carga

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

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right) \quad (4.9)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

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

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

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

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

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

$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_t} \quad (4.10)$$

$$A_t = h_a \times (b - (N_b \times e)) \quad (4.11)$$

Donde:

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

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

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

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

4.3.1.3.7 Coeficientes de variación diaria y horaria

Los caudales de aguas residuales urbanas varían con periodicidad instantánea, horaria, diaria y mensual. Estas variaciones deben ser cuantificadas y aplicadas en el diseño.

El coeficiente punta es la relación entre la media de los caudales punta (máximos y mínimos) y el caudal medio. Los coeficientes punta varían según el intervalo de tiempo al que van referidos, definiéndose así como horarios, diarios y mensuales. Para determinar los caudales punta se debe multiplicar el caudal medio por el coeficiente punta. En la (Tabla 4.5) se muestran valores de los coeficientes punta diarios y mensuales recomendados para pequeños municipios (< 2500 habitantes).

Tabla 4.5 Valores recomendados de coeficientes de punta para pequeñas comunidades

Parámetro	Intervalo	Valor típico
Coficiente punta diario	1,2 - 1,5	1,7
Coficiente punta horario	1,8 - 2,2	1,2

Fuente (Norma boliviana NB 688, 2001)

El coeficiente punta horario (Cph) se puede obtener también a partir de la expresión de Mara (1988), dependiente del tamaño de la población P, en miles de habitantes:

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{\frac{1}{6}}} \quad (4.12)$$

4.3.1.3.8 Aliviadero de entrada

El dimensionamiento del aliviadero se basa en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si fuese tratada. Por lo tanto, el aliviadero se diseña de forma práctica para que empiece a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio horario que llega a la estación depuradora.

Entonces el caudal que debe evacuar el aliviadero es:

$$Q_v = Q_{lluv} - 10 \times Q_{med} \quad (4.13)$$

Donde:

Q_v = el caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, en m³/s.

Q_{lluv} = el caudal de lluvia + agua residual que llega a la instalación, en m³/s.

Q_{med} = el caudal medio, en m³/s.

4.3.2 Desarenador

El término arena se emplea para referirse a las arenas, gravas, cenizas y cualquier material cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea mayor al de los sólidos orgánicos susceptibles a la descomposición en el agua residual. Las arenas se remueven para:

- Proteger los equipos mecánicos de la abrasión y del excesivo desgaste
- Reducir la formación de depósitos sólidos en unidades y conductos aguas abajo y reducir la frecuencia de limpieza de los digestores.

Normalmente, los desarenadores se ubican después de las unidades que remueven sólidos gruesos y antes de tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas plantas de tratamiento los desarenadores anteceden las unidades de tamizado. El diseño del desarenador para el proyecto será el más usado en pequeñas plantas de tratamiento por su fácil construcción y su bajo costo o sea el desarenador de flujo horizontal.

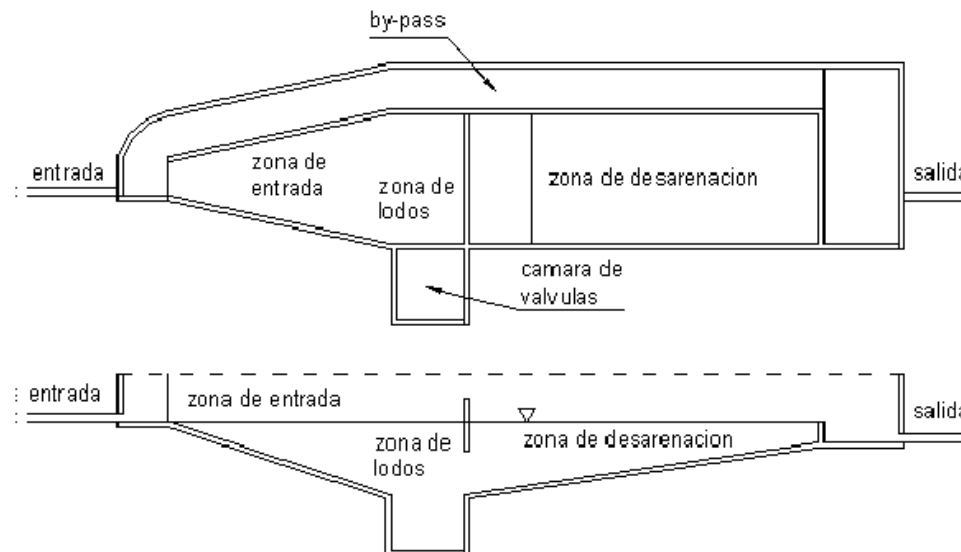
4.3.2.1 Desarenadores de flujo horizontal

En los desarenadores de flujo horizontal, (fotografía 4.3), el agua a tratar pasa a través de la cámara en dirección horizontal y la velocidad lineal del flujo se controla con las dimensiones del canal, ubicando compuertas a la entrada para lograr una mejor distribución del flujo, o utilizando vertederos de salida con secciones especiales.

Fotografía 4.2 Desarenador de flujo horizontal en paralelo



Figura 4.3 Desarenador (planta y corte longitudinal)



4.3.2.1.1 Zona de entrada

La zona de transición de entrada, la cual une el canal con el desarenador, tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad.

4.3.2.1.2 Zona de desarenación

Cámara de sedimentación, en la cual las partículas sólidas caen al fondo por la acción de la gravedad, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección.

4.3.2.1.3 Zona de salida

Conformado por un vertedero de rebose al final de la cámara, las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua se hace por medio de un vertedero, que debe trabajar con descarga libre. Diseñado con una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada, La velocidad límite es 1 m/s., para evitar turbulencias.

4.3.2.1.4 Zona de depósito y remoción de la arena

Constituida por una tolva con un gradiente del 2 al 6% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza, esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

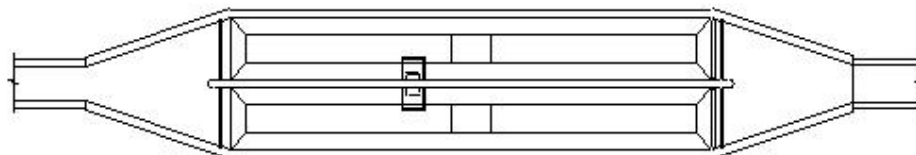
4.3.2.2 Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

4.3.2.2.1 Número de unidades y "By-Pass"

De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculado para el caudal máximo horario. Una se mantiene en

operación y la otra en “stand by” para realizar la limpieza de las arenas removidas o su reparación, los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA, filtros biológicos, etc.).

Figura 4.4 Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)



4.3.2.2 Velocidad de flujo en los desarenadores

En el desarenador la velocidad recomendable es del orden de 0.30 a 0.40 m/s, velocidades inferiores a 0.30 m/s causan la deposición de materia orgánica, y velocidades mayores a 0.40 m/s causan el arrastre del material sedimentado. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de $\pm 20\%$.

4.3.2.3 Área de los desarenadores

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 g/cm³ y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s. La norma nacional señala valores de tasas de aplicación de 700 a 1600 m³/ (m².día), estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

4.3.2.4 Profundidad de la lámina líquida

En los desarenadores tipo "canal" la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiendo de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad. Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

4.3.2.2.5 Angulo de transición

El objetivo de estas obras, es reducir las pérdidas de carga debidas al cambio de sección del canal o de la pendiente del mismo. El Bureau of Reclamation, recomienda un ángulo de $12^{\circ}30'$ en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al mínimo.

4.3.2.3 Diseño hidráulico para desarenadores de flujo horizontal

Pueden considerarse tres tipos de mecanismo o procesos de sedimentación, dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión.

- *Sedimentación discreta*: Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso.
- *Sedimentación con floculación*: La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación.
- *Sedimentación por zonas*: Las partículas forman como un manto que sedimenta como una masa total presentando una interface distinta con la fase líquida.

4.3.2.3.1 Teoría de la sedimentación discreta

El fundamento para la sedimentación discreta es la ley de Newton, que se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos. Cuando una partícula sedimenta, va acelerándose hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, se equilibran con las resistencias o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido.

Si la partícula de la (Figura 4.5), ha alcanzado su velocidad final, puede escribirse el equilibrio de fuerzas correspondiente.

La fuerza que provoca la sedimentación, en este caso el peso efectivo de la partícula, es la diferencia entre su peso y el empuje hidrostático:

$$F_s = v \rho_s g - v \rho_l g = (\rho_s - \rho_l) g v \quad (4,14)$$

Donde:

F_s = Es el peso efectivo de la partícula

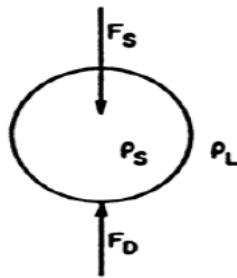
ρ_s = Es la densidad de la partícula

ρ_L = Es la densidad del liquido

g = Es la aceleración de la gravedad

v = El volumen de la partícula, $1/6 \pi d^3$, donde “d” es el diámetro de la partícula esférica.

Figura 4.5 Sedimentación de una partícula



La fuerza de resistencia que trata de impedir la sedimentación es:

$$F_D = C_d A = \left(\frac{\rho_l V^2}{2} \right) \quad (4,15)$$

Donde:

F_D = Es la fuerza de resistencia

C_d = Es el coeficiente de fricción

A = Es el área proyectada de la partícula; $A = \frac{1}{4} \pi d^2$

V = Es la velocidad relativa entre la partícula y el fluido.

Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentación, “Fs = FD”, con lo que las ecuaciones 4.14 y 4.15 dan:

$$(\rho_s - \rho_l)g v = C_d A = \left(\frac{\rho_l V^2}{2} \right) \quad (4,16)$$

$$\frac{(\rho_s - \rho_l)}{\rho_l} = S - 1$$

Siendo S la gravedad específica de los granos (para arenas 2,65).

$V=V_s$ = Velocidades de sedimentación

Sustituyendo $v= 1/6 \pi d^3$, $A= 1/4 \pi d^2$, resolviendo esta ecuación para la velocidad final, se obtiene la ecuación general de sedimentación para partículas discretas que es la ley de Newton:

$$V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times C_d}} \quad (4.17)$$

Donde:

d= Diámetro de la partícula (m.)

S= Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

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

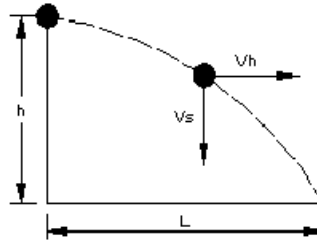
ν = Viscosidad cinemática del agua (1.32x10⁻⁶ m²/s. a 10 °C en agua limpia)

C_d = Coeficiente de resistencia de las partículas

El procedimiento que se presenta a continuación es válido para partículas discretas las cuales durante la sedimentación no alteran su tamaño, forma o peso es decir no existe interacción sustancial con las partículas vecinas. Un buen método de resolución consiste en determinar la velocidad de sedimentación, suponiendo que el régimen de flujo que predomina inicialmente es flujo laminar el cual es comprobado con el número de Reynolds,

si lo supuesto no es correcto se prosigue con el régimen de flujo turbulento y por último se verifica al régimen de flujo en transición que es el caso más común.

Figura 4.6 Modelo de sedimentación de una partícula de arena



Donde:

V_h = Velocidad horizontal (m/s.)

V_s = Velocidad de sedimentación (m/s.)

L = Longitud específica del desarenador (m.)

h = Profundidad de sedimentación (m.)

4.3.2.3.2 Determinación de la velocidad de sedimentación

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes, sedimentación de la partícula en régimen de flujo laminar ($Re < 1$), reemplazando C_d igual a $24/Re$ en la ecuación general de sedimentación para partículas discretas se obtiene la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu} \quad (4.18)$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu} \quad (4.19)$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 1$), se realizará un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación (V_s) considerando la sedimentación de la partícula en régimen turbulento ($Re > 2000$) rige la ley de Newton. La cual se obtiene reemplazando el valor de C_d igual a 0.5 para granos redondos en la ecuación general de sedimentación:

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)} \quad (4.20)$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Newton ($Re > 2000$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante la ley de Allen. Sedimentación de la partícula en régimen de flujo en transición ($1 < Re < 2000$)

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad (4.21)$$

La velocidad horizontal crítica de arrastre en el tanque según “Camp” es:

$$V_d = a \times \sqrt{d} \quad (4.22)$$

Donde:

V_d = Velocidad crítica (cm/s.)

a = Constante en función del diámetro

d = Diámetro de la partícula (mm)

Además la velocidad horizontal:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{max}}{A_{transversal}} \quad (4.23)$$

Donde:

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

$A_{transversal}$ = Área transversal de flujo del desarenador (m².)

Los valores del coeficiente “a”, se la obtiene de la (tabla 4.6):

Tabla 4.6 Valores del coeficiente “a”

a	Diámetro
36	d > 1 mm
44	1 mm > d > 0.1 mm
51	d < 0.1 mm

Fuente: Texto guía de Obras Hidráulicas Menores, 2004

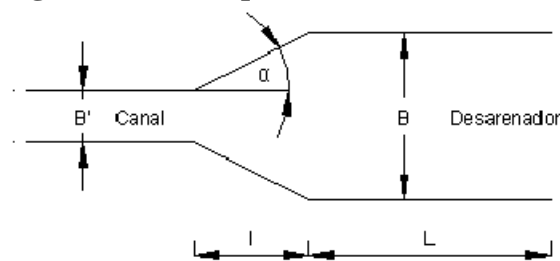
4.3.2.3.3 Cálculo de las dimensiones del desarenador

La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. La norma boliviana DINASBA”, recomienda que la longitud del desarenador oscile entre 15 h a 25 h. Se puede emplear la siguiente ecuación aplicando la teoría de simple sedimentación:

$$L = \frac{V_d \times h}{V_s - 0.04 \times V_d} \quad (4.24)$$

Es necesario prever una longitud adicional para incluir el efecto de la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida del canal desarenador. Metcalf & Eddy recomienda un incremento mínimo del 50 % de la longitud teórica prevista

Figura 4.7 Esquema de un desarenador



Donde:

L= Longitud específica del desarenador (m.)

l= Longitud de transición (m.)

B= Ancho del desarenador (m.)

B'= Ancho del canal (m.)

α = Angulo de ensanchamiento gradual de la transición (grados)

$$l = \frac{B - B'}{2 \times \tan(\alpha)} < \frac{L}{3} \quad (4.25)$$

En el proyecto de diseño de desarenadores de flujo horizontal debe verificarse que bajo las condiciones más adversas, la partícula de arena más ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo es decir de cumplirse que:

$$T_d < T_s \quad (4.26)$$

- El periodo teórico de detención (T_s), es el tiempo que precisa una partícula de arena, para depositarse en el fondo del canal desde el instante que ingresa en la cámara desarenadora, se denomina también tiempo de sedimentación.
- El periodo de desplazamiento (T_d), es el tiempo que emplea un volumen unitario de fluido para alcanzar el canal de salida del desarenador desde que entra en el mismo.

Se calculan estos periodos:

$$T_d = \frac{L}{V_d} \qquad T_s = \frac{h}{V_s} \quad (4.27)$$

4.3.2.3.4 Canal controlado por vertedero Sutro

El vertedero sutro, es un vertedero de orificio con una zona convergente que reduce proporcionalmente el área de paso con el incremento de caudal.

El caudal de descarga por este vertedero se calcula mediante la fórmula:

$$Q = 2.74 \sqrt{a b} \left(H - \frac{a}{3} \right) \quad (4.28)$$

Donde:

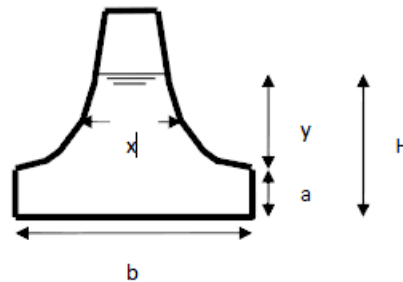
Q= Caudal (m³/s)

a= Altura mínima (m)

b= Ancho de la base (m)

H= Altura del agua (m)

Figura 4.8 Esquema de un vertedero sutro



La forma de las paredes del vertedero es dada por:

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{y}{a}} \quad (4.29)$$

Una alternativa de cálculo para este tipo de vertedero es partiendo de la ecuación:

$$Q = 1.84 \times L \times h^{\frac{3}{2}} \quad (4.30)$$

Donde:

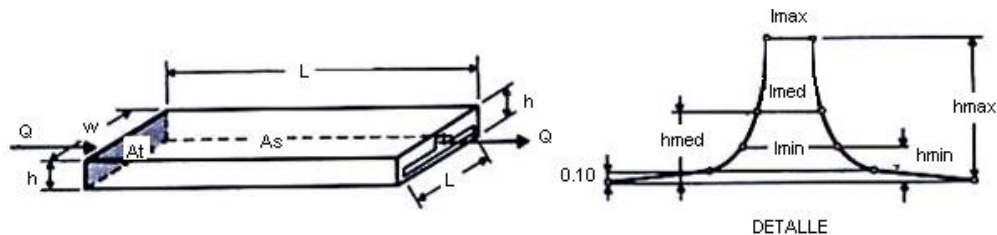
Q= Caudal sobre el vertedero (m³/s)

L= Ancho del vertedero (m)

h= Carga sobre el vertedero (m)

Agrupando la ecuación $Q = 1.84 (L h^{1/2}) h$, tenemos que “Q” varía con la altura. Entonces es necesario que el valor dentro del paréntesis sea una constante “K”. Luego para un caudal máximo horario (Q_{max}) y el área transversal máximo (A_{tmax}) obtenemos la altura máxima (h_{max}) y el ancho máximo (l_{max}), como se muestra en la figura que se presenta a continuación:

Figura 4.9 Geometría del vertedero sutro

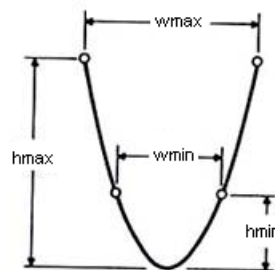


Determinamos la constante ($K = L h^{1/2}$), y hallamos los valores de ancho medio (l_{med}) y la altura mínima (h_{min}), para caudal medio y mínimo respectivamente.

4.3.2.3.5 Canal controlado por una canaleta Parshall

Determinamos la altura máxima (h_{max}), altura mínima (h_{min}), ancho máximo (w_{max}) y ancho mínimo (w_{min}) para los caudales máximo y mínimo respectivamente para un ancho de garganta “b”.

Figura 4.10 Sección parabólica del Parshall



Canaleta que se rige por la ecuación siguiente:

$$Q = k \times b \times h^{\frac{3}{2}} \quad (4.31)$$

En base a la siguiente ecuación:

$$w = \frac{3}{2} \left(\frac{k b h^{\frac{1}{2}}}{V_h} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{Q}{h V_h} \right) \quad (4.32)$$

Donde:

k= Constante 1.85 (sistema métrico)

Q= Caudal (m³/s)

V_h= Velocidad horizontal (m/s)

4.3.3 Tanque de sedimentación primaria Imhoff

Siempre que un líquido que contenga sólidos en suspensión, se encuentre en estado de relativo reposo, los sólidos de peso específico superior al del líquido tenderán a depositarse en el fondo y los de menor peso específico a ascender.

Estos principios se emplean para el diseño de los tanques de sedimentación utilizados en el tratamiento de aguas residuales. La finalidad del tratamiento por sedimentación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y del material flotante.

Los tanques de sedimentación primaria contribuyen de manera importante al tratamiento del agua residual. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, su objetivo principal es la eliminación de:

- Sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras
- Aceite libre y otras materias flotantes
- Parte de la carga orgánica vertida a las aguas receptoras.

Cuando los tanques se emplean como paso previo de tratamientos biológicos, el cual es el caso del proyecto, su función es la reducción de la carga afluente a los reactores biológicos. Los tanques de sedimentación primaria dimensionados y operados eficientemente pueden eliminar entre el 50% y 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25 y 40% de la DBO₅.

4.3.3.1 Fundamentos del diseño

Si todos los sólidos presentes en el agua residual fueran partículas discretas de tamaño, densidad, peso específico y forma uniforme, la eficiencia de eliminación de estos sólidos dependería solamente del área superficial del tanque y del tiempo de retención. En tal caso suponiendo que las velocidades de circulación horizontales se mantuvieran por debajo de las de arrastre, la profundidad del tanque tendría poca importancia. Sin embargo en la realidad los sólidos de la mayoría de las aguas residuales no presentan características regulares debido a su naturaleza heterogénea. A continuación se describen los parámetros más importantes involucrados en el diseño de sedimentadores primario.

4.3.3.1.1 Remoción de DBO y SST

En la (Figura 4.11) que se ve más abajo se obtuvo a partir de observaciones realizadas a sedimentadores en funcionamiento y en ella se presenta información útil acerca de la eficiencia en la remoción de DBO y SST en tanques de sedimentación primaria, como función de la concentración del afluente y el tiempo de retención.

La familia de curvas en la figura puede modelarse matemáticamente como una hipérbola regular usando la siguiente expresión:

$$R = \frac{t}{a + b * t} \quad (4.33)$$

Donde:

R= Porcentaje de remoción de DBO o SST esperado en %

t= Tiempo nominal de retención, h

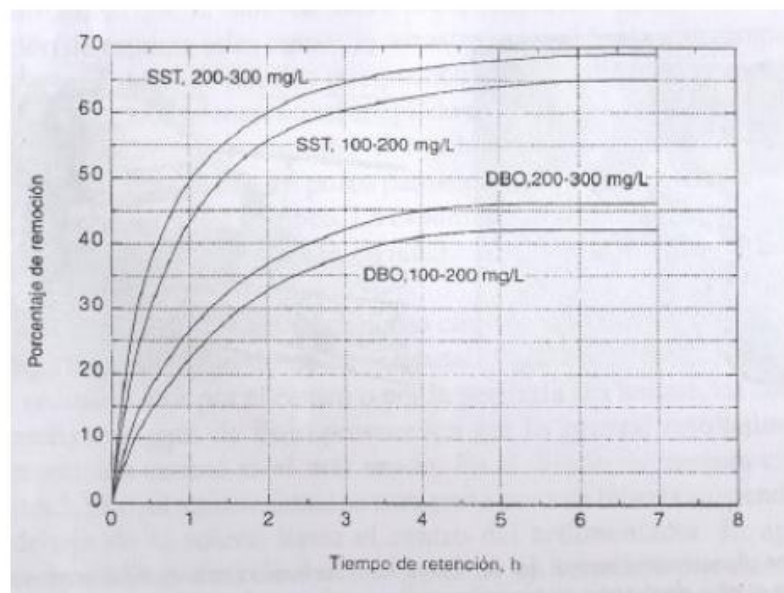
a, b= Constantes empíricas

De acuerdo a Crites y Tchobanoglous, (tabla 4.7), las constantes a y b pueden tomar los siguientes valores a 20°C

Tabla 4.7 Constantes de remoción de DBO y SST a 20°C

Variable	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Fuente (Crites y Tchobanoglous, 1998)

Figura 4.11 Curvas de sedimentadores en funcionamiento de acuerdo al tiempo de retención

4.3.3.1.2 Tiempo de retención

Por lo general los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención entre 1.5 a 2.5 horas para el caudal medio de agua residual. Los tanques que proporcionan tiempos de retención menores (0.5 a 1 hora), con menor eliminación de sólidos suspendidos se usan en ocasiones como tratamiento previo.

En el análisis y diseño de tanques de sedimentación primaria, los efectos de la temperatura no suele requerir atención especial. Sin embargo en zonas de clima frío los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas pueden retardar la sedimentación de las partículas y consecuentemente reducir la eficiencia del proceso de separación de sólidos cuando las temperaturas bajen de los 10° C.

4.3.3.1.3 Cargas de superficie

Los tanques de sedimentación se suelen dimensionar en función de la carga de superficie expresada en m^3/m^2 .

Los efectos de la carga de superficie y del tiempo de retención sobre la eliminación de sólidos suspendidos varían ampliamente en función de las características del agua residual, de la proporción de sólidos sedimentables y de la concentración de sólidos principalmente. Es conveniente poner especial atención en el hecho de que las cargas de superficie deben ser lo suficientemente reducidas como para asegurar el rendimiento de las instalaciones a caudal punta, algunos valores se observan en la Tabla (4.8)

Tabla 4.8 Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria

Características	Intervalo	Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario:		
Tiempo de retención (h)	1.5 - 2.5	2
Carga de superficie ($m^3/m^2 \cdot día$)		
A caudal medio	30-50	40
A caudal punta	80-120	100
Carga sobre vertedero ($m^3/m \cdot día$)	125-500	250
Sedimentación primaria con adición del lodo activado en exceso:		
Tiempo de retención (h)	1.5-2.5	2
Carga de superficie ($m^3/m^2 \cdot día$)		
A caudal medio	24-32	28
A caudal punta	48-70	60
Carga sobre vertedero ($m^3/m \cdot día$)	125-500	250

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

4.3.3.1.4 Velocidad de arrastre

La velocidad de arrastre es importante en las operaciones de sedimentación. Las fuerzas actuantes sobre las partículas sedimentadas son causadas por la fricción del agua que fluye sobre las mismas. En los tanques de sedimentación, las velocidades horizontales se deben mantener a niveles bajos, de modo que las partículas no sean arrastradas desde el fondo del tanque. La velocidad crítica viene dada por la ecuación desarrollada por Camp, a partir de estudios realizados por Shields.

$$V_H = \left(\frac{8 * k(s - 1) * g * d}{f} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.34)$$

Donde:

Vh= Velocidad horizontal mínima a la cual se inicia el arrastre de partículas

k= Constante que depende del tipo de material arrastrado

s= Peso específico de las partículas

g= Aceleración de la gravedad

d= Diámetro de las partículas

f= Factor de fricción de Darcy – Weisbach

Los valores más comunes de k son 0.04 para arena unigranular, 0,06 para materia mas agregada. El facto de Darcy Weisbach depende de las características de la superficie sobre la que tiene lugar el flujo y del numero de Reynolds, sus valores típicos están entre 0.02 y 0.03 Tanto k y f son constantes adimensionales.

4.3.3.2 Parámetros de diseño del tanque imhoff

En este proyecto se diseñara un tanque de sedimentación primaria Imhoff de forma rectangular, cuyo diseño se describe a continuación. Para el dimensionamiento de Tanques Imhoff se toman en consideración los criterios de la Norma Boliviana (DINASBA).

4.3.3.2.1 Cámara de sedimentación

El área de la cámara de sedimentación se determina con base a una carga superficial $C_s \leq a$ 25 $m^3/(m^2 \cdot día)$, generalmente se utiliza un valor de C_s igual a 24 $m^3/(m^2 \cdot día)$.

$$A_s = \frac{Q_{med}}{C_s} \quad (4.35)$$

Donde:

A_s = Área de la cámara de sedimentación (m^2)

Q_{med} = Caudal medio diario ($m^3/hora$)

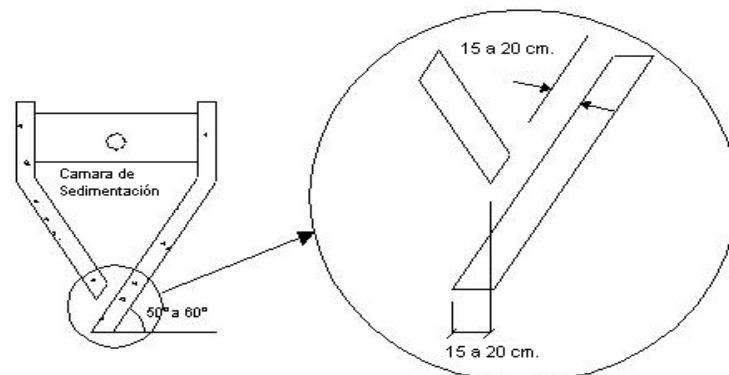
C_s = Carga superficial [$m^3/ (m^2 \cdot hora)$]

Normalmente los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 1 a 2 horas (recomendable 2 horas), por lo que el volumen de la cámara de sedimentación (V_s) se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = Q_{med} \times TRH \quad (4.36)$$

- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° .
- En la arista central se debe dejar una abertura para el paso de los sólidos removidos hacia el digester, esta abertura será de 0,15 a 0,20 m.
- Uno de los lados deberá prolongarse, de 0.15 0.20 m. de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digester hacia el sedimentador, situación que reduciría la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad.

Figura 4.12 Esquema grafico de la cámara de sedimentación



4.3.3.2.2 Cámara de digestión

Para calcular el volumen del compartimento de digestión y almacenamiento de lodos se utilizará una contribución individual de lodos de 70 litros por habitante, cuando la temperatura promedio mensual del mes más frío sea de 15°C. Para cualquier otra temperatura se debe multiplicar el valor del volumen unitario por un factor de capacidad relativa (cfr.), de acuerdo con los valores de la (Tabla 4.9):

$$V_d = \frac{70 \times P \times f_{cr}}{1000} \quad (4.37)$$

Donde:

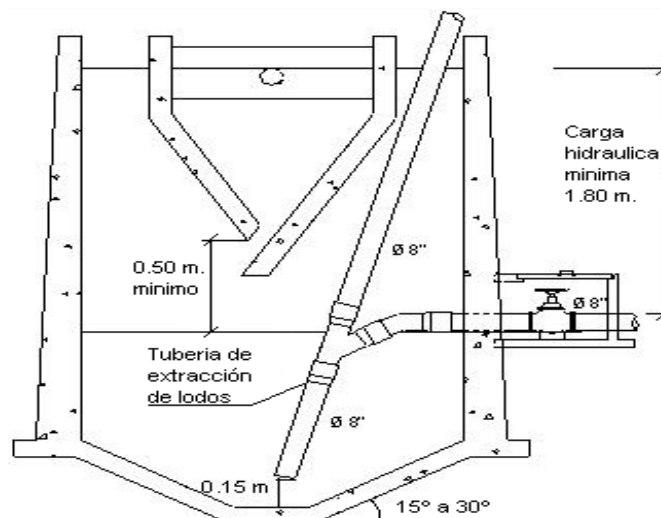
FCR= Factor de capacidad relativa (ver Tabla 4.9)

P= Población (hab.)

Tabla 4.9 Factor de capacidad relativa según la temperatura

Temperatura °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2
10	1,4
15	1
20	0,7
>25	0,5

Figura 4.13 Grafico de la cámara de digestión y la tubería de extracción de lodos



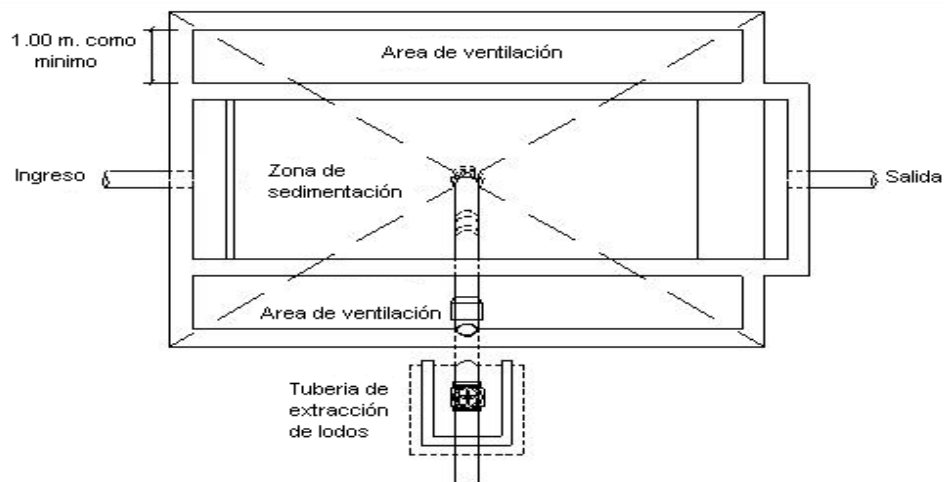
- La altura máxima de lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador; a esta distancia se le denomina profundidad libre.
- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida para facilitar el retiro de los lodos digeridos. Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La tubería de remoción de lodos deberá estar 15 cm. por encima del fondo del tanque
- El tubo de extracción de lodos no deberá tener menos de 200 mm. de diámetro de hierro fundido a menos que el lodo se vaya a extraer por bombeo, en ese caso puede ser de 150 mm.
- Para la remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidráulica de 1.80 m., sobre la tubería de extracción de lodos.

4.3.3.6.3 Área de ventilación y cámara de natas

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas o natas) se seguirán los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 1.0 m como mínimo (desde la parte exterior de la cámara de sedimentación hasta la parte interior de la cámara de digestión).
- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre tendrá como mínimo 30 cm.

Figura 4.14 Vista en planta de un tanque Imhoff



4.4 Tratamiento secundario

El tratamiento secundario o biológico se caracteriza por los procesos a nivel biológico que se producen, la forma en que los microorganismos trabajan para degradar la materia orgánica y los medios de los que se valen para realizar este trabajo, entre los procesos que gobiernan este tratamiento los más importantes son los procesos aerobios y anaerobios.

4.4.1 Procesos aerobios y anaerobios

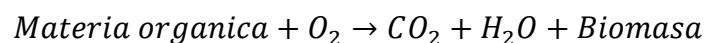
Los procesos biológicos o secundarios pueden clasificarse en:

- 1.- Procesos aerobios
- 2.- Procesos anaerobios
- 3.- Procesos anóxicos
- 4.- Procesos anóxicos combinados
- 5.- Procesos de lagunaje

4.4.1.1 Microbiología del proceso aerobio

El papel clave de las bacterias es descomponer la materia orgánica producida por otros organismos vivos. Las bacterias aerobias utilizan parte de la materia orgánica del agua residual, con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en forma de células nuevas. En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente. Por otro lado del mismo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan pronto como sea posible, puesto que constituye un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos.

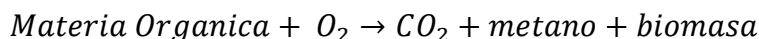
Porque en la reacción química se produce lo siguiente:



4.4.1.2 Microbiología del proceso anaerobio

En este caso la conversión de la materia orgánica se producen en tres etapas, la primera es la transformación por vía enzimática. El segundo paso se llama acidogenesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos producidos en la primera etapa en compuestos intermedios identificable de menor peso molecular. El tercer paso se llama metanogenesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples. Con el objeto de mantener un sistema de tratamiento anaerobio, el contenido del reactor deberá carecer de oxígeno disuelto y estar libre de metales pesados y sulfuros. Tener pH situados entre 6.6 y 7.6. El pH no debe descender por debajo de 6.2, puesto que este punto marca el límite de actividad de las bacterias formadoras de metano. Es necesario disponer de suficiente cantidad de nutriente tales como fósforo y nitrógeno.

Cabe destacar que las ventajas que ofrece el proceso anaerobio pueden ser de gran utilidad, como la generación de gas metano y poca generación de lodos ya aptos para su utilización.



4.4.2 Procesos unitarios del tratamiento secundario

Los procesos biológicos de aplicación más común son:

- Proceso de lodos activados
- Lagunas aireadas
- Filtros percoladores
- Biódiscos
- Estanques de estabilización

4.4.3 Sistemas biológicos de tratamiento de aguas residuales

Se define como tratamiento biológico aquellos procesos que utilizan microorganismos para realizar la degradación biológica de la materia orgánica. La remoción de DBO, la coagulación de los sólidos coloidales y la estabilización de la materia orgánica es llevada a cabo por una gran variedad de microorganismos, especialmente bacterias.

Existen varias formas de llevar a cabo el tratamiento biológico. En la (Tabla 4.10) se resumen los más importantes.

Tabla 4.10 Proceso biológicos de tratamiento de aguas residuales

Tipo de sistemas	Nombre del tratamiento
Sistemas Biológicos No Convencionales	Lagunas de Estabilización
	Lombrifiltración
Sistemas Biológicos Convencionales	Lagunas aireadas
	Biófiltros o filtros percoladores
	Biódiscos
	Lodos activados
	Aireación extendida
	Zanjas de oxidación
	SBR
Sistemas Biológicos Innovadores	Biórreactor de membrana (MBR)
	Película fija integrada en lodos (IFAS)
	Procesos anaeróbicos
	Biórreactor de lecho fluidizado
	Lodo activado en pozo profundo
Sistemas Biológicos de Remoción de nutrientes	Remoción biológica de fósforo
	Remoción biológica de nitrógeno

Fuente (Metcalf & Eddy)

4.4.3.1 Sistemas biológicos no convencionales

4.4.3.1.1 Lagunas de estabilización

Las lagunas de estabilización facultativas son estanques de tierra de entre 1,2 y 2,4 metros de profundidad en donde se acumulan las aguas servidas por un tiempo determinado

(mayor a 20 días). La materia orgánica contenida es degradada naturalmente mediante la acción de bacterias facultativas, aerobias y anaerobias.

La capa superficial de agua contiene oxígeno disuelto debido a la aireación atmosférica y la respiración algal, lo que condiciona la existencia de microorganismos aeróbicos. La capa de fondo de la laguna contiene los depósitos de sólidos, los cuales se descomponen debido a la acción de bacterias anaeróbicas (fermentación anaeróbica). La capa intermedia es parcialmente aerobia y anaeróbica, en la que la descomposición de los residuos orgánicos la llevan a cabo las bacterias facultativas.

Aplicabilidad

Este tratamiento es adecuado para comunidades rurales e industrias en donde los costos de terreno no son un factor limitante. Las lagunas facultativas pueden utilizarse para tratar aguas servidas crudas, filtradas o con sedimentación primaria y aguas residuales industriales biodegradables.

Eficiencia del tratamiento

Las eficiencias de remoción de este tratamiento para los parámetros más importantes se muestran en la (Tabla 4.11)

Tabla 4.11 Eficiencias de remoción de lagunas de estabilización

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	75-85%
Sólidos totales	mg/l	95%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fosforo	mg/l	20-60%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-99%

Fuente (Sperling, 1996)

Ventajas

- Bajos costos relativos de construcción y operación con respecto a otros procesos
- Operación sencilla.
- La cantidad de lodo extraído será relativamente pequeño en comparación con otros procesos convencionales.
- Bajos requerimientos de energía para sistemas diseñados para operar con flujo gravitacional.

Desventajas

- Requiere de terrenos relativamente grandes.
- Posible proliferación de olores y vectores sanitarios.
- Rendimientos limitados en climas fríos.
- La acumulación de lodos será mayor en climas fríos
- Existen muchas variables incontrolables que afectan al proceso, como el viento, la temperatura, entre otras.

4.4.3.1.2 Humedales

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales.

Este sistema de tratamiento es adecuado para poblaciones pequeñas con el fin de reutilizar el agua tratada en riego agrícola. Sus costos son menores a los sistemas convencionales; lodos activados, biófiltras y biódiscos (Jiménez, 2004). Los humedales construidos, son utilizados ampliamente en muchos países para el tratamiento de efluentes domésticos e industriales, ya que son de costo menor en cuanto a operación y mantenimiento se refiere.

Eficiencia del tratamiento

En la (Tabla 4.12), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

Tabla 4.12 Eficiencia de remoción del sistema de humedales

Parámetro	Eficiencia
DBO	49-96%
Sólidos totales	51-98%
Nitrógeno	12-86%
Fosforo	12-91%
Coliformes fecales	82-99%

Fuente (Crites et al, 2006)

Ventajas

- Efluente tratado puede ser utilizado para riego
- Efluente de buena calidad
- No emite olores, flexible en caso de variaciones de carga
- Es de fácil mantenimiento, operación y a su vez económico.

Desventajas

- Requiere de terrenos relativamente grandes
- Existen variables incontrolables que afectan al proceso, como el viento, la temperatura, entre otras.

4.4.3.2 Sistemas de tratamiento del tipo convencional

Las alternativas de tratamiento del tipo convencional incluyen mecanización de los sistemas, pero utilizan menores extensiones de terreno.

4.4.3.2.1 Lagunas aireadas

El proceso de lagunaje aireado usa como reactor un depósito excavado en el terreno. El oxígeno necesario se suministra mediante difusores sumergidos o aireadores superficiales.

Existen dos tipos de lagunas aireadas: las aerobias y las facultativas. La diferencia entre ellas es que en una laguna aerobia, la totalidad de los sólidos se mantiene en suspensión gracias a la potencia de la aireación artificial, mientras que en la facultativa, la potencia entregada sólo permite introducir oxígeno necesario para el proceso, pero no asegura que todos los sólidos se mantengan en suspensión. Esto produce la generación de algas y la decantación de parte de los sólidos en la laguna, los cuales se digieren anaeróbicamente en el fondo. El tiempo de retención hidráulico generalmente fluctúa entre 4 y 6 días.

Aplicabilidad

Una laguna aireada es adecuada para tratar aguas servidas domésticas e industriales de baja a mediana intensidad de pequeñas y medianas poblaciones. Si bien requiere de un nivel medio-alto de espacio, éste es menor al que requiere una laguna facultativa, obteniendo mejores niveles de tratamiento.

Eficiencia de tratamiento

En la (Tabla 4.13), se muestran las eficiencias alcanzadas tanto para las lagunas aireadas aerobias como para las lagunas aireadas facultativas:

Tabla 4.13 Eficiencia lagunas aireadas aerobias

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	50-60%
Nitrógeno	mg/l	30-50%*
Fosforo	mg/l	15-25%*
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-96%

* Solo si se diseña para remoción de nutrientes (Sperling, 1996)

Si se incluye laguna de sedimentación posterior a la laguna aireada, la remoción de DBO aumenta a 80-90% y la de de sólidos suspendidos totales alcanza también bordea los 80-90%

En la tabla se muestran las eficiencias si se incluye una laguna de sedimentación.

Tabla 4.14 Eficiencia lagunas aireadas facultativas

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	75-95%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fosforo	mg/l	20-60%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-96%

Fuente (Sperling, 1996)

Ventajas

- Baja producción de lodos comparado con un sistema convencional
- Proceso simple y confiable
- Puede ser operada para remover nitrógeno

Desventajas

- En climas fríos se reduce la actividad biológica
- Altos requerimientos de energía a bajas condiciones de carga

4.4.3.2.2 Biófiltros o filtros percoladores

El filtro percolador consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se le adhieren microorganismos y a través del cual percola el agua residual. La materia orgánica presente en el agua residual se degrada aeróbicamente por la acción de la población de microorganismos adherida al medio. El medio filtrante suele estar formado por piedras o diferentes materiales plásticos de relleno. Previo al biófiltro es necesario someter el agua a tratar a un tratamiento primario.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se haya separado del medio. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación, en el que se separan los sólidos del agua residual.

Parte del efluente es recirculado para ponerlo de nuevo en contacto con la población biológica y para diluir la concentración del agua afluente. Esta recirculación puede ser antes o después del sedimentador secundario.

Aplicabilidad

Los filtros percoladores son aplicables para tratar aguas residuales domesticas e industriales. Está comprobado que los cultivos fijos a un soporte o medio son afectados en menor medida que los cultivos suspendidos ante cambios en las condiciones ambientales por lo que este sistema sería también aplicable en zonas donde la temperatura varía bastante durante el día y durante el año.

Eficiencia de tratamiento

Los filtros percoladores bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y altamente nitrificado, en la tabla 4.15 se muestran las eficiencias

Tabla 4.15 Eficacia de remoción de biófiltros

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
Sólidos totales	mg/l	60-85%
Nitrógeno	mg/l	15-50%
Fosforo	mg/l	8-12%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-97%

Fuente (Sperling, 1996)

Ventajas

- Capaz de alcanzar consistentemente un efluente de muy alta calidad.
- Proceso relativamente sencillo
- Estabilidad ante variaciones de la carga y concentración afluente
- Producción de un lodo concentrado, en general bien floculado y fácil de decantar
- Bajo costo y técnica de modernización confiable
- La biomasa inmovilizada tiene una vida larga, típicamente 5 años o más.
- Aplicables a instalaciones nuevas o para modernización de plantas existentes.

Desventajas

- Desarrollo de vectores sanitarios especialmente en climas cálidos o templados
- Se requiere de clarificación primaria
- Se requiere de bombeo para alimentar al filtro percolador
- Posibilidad de generar malos olores en los clarificadores primarios, el filtro percolador y las instalaciones de manejo de lodos residuales
- Operación y mantenimiento moderados, con operador capacitado.

4.4.3.2.3 Lodos activados

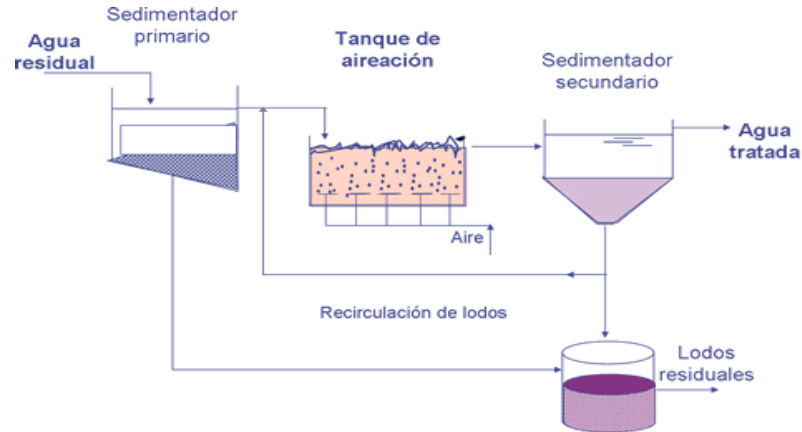
El sistema de lodos activados es el proceso biológico con cultivo en suspensión más común en el tratamiento de aguas servidas. Consiste en tres etapas: sedimentación primaria, tanque de aireación y sedimentación secundaria.

El tratamiento primario corresponde a sedimentación, donde básicamente se remueven sólidos suspendidos. Éstos sólidos generalmente están constituidos en gran parte por materia orgánica, lo que implica una reducción de la DBO particulada.

Posteriormente, el agua pasa a ser tratada con microorganismos en el tanque de aireación con el fin de degradar la DBO disuelta presente en el agua servida. En el tanque de aireación los microorganismos se mezclan completamente con las aguas servidas de manera que éstos puedan crecer y estabilizar la materia orgánica en un ambiente aeróbico.

En la siguiente figura se muestra el sistema:

Figura 4.15 Sistema convencional de tratamiento mediante lodos activados



Este proceso puede durar entre cuatro a ocho horas. La mezcla de los lodos activados y las aguas servidas en el estanque de aireación se denomina “licor mezclado”.

Aplicabilidad

El sistema de lodos activados puede ser utilizado tanto para aguas residuales domésticas como industriales. El proceso se puede modificar dependiendo de la calidad y cantidad del agua afluente, de la necesidad de remoción, y de las condiciones de espacio y operación.

Eficiencia de tratamiento

El efluente obtenido es de muy buena calidad si se complementa con desinfección. Las eficiencias de remoción se muestran en la (Tabla 4.16).

Tabla 4.16 Eficiencia de remoción lodos activados

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	85-95%
Sólidos totales	mg/l	80-90%
Nitrógeno	mg/l	15-50%
Fosforo	mg/l	10-25%

Fuente (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

Ventajas

- Efluente de buena calidad utilizando poco espacio
- Adaptable a distintos tipos de agua residual

Desventajas

- Requiere de energía eléctrica para su operación
- Requiere operador capacitado
- Proceso susceptible a producción de bulking filamentoso

4.4.3.3 Sistemas innovadores

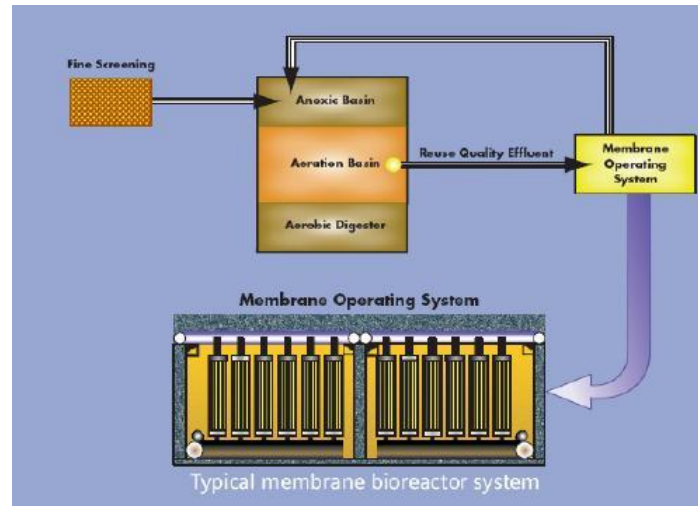
Los sistemas innovadores corresponden a tecnologías que han sido probadas a escala de demostración, que han estado disponibles e implementadas en Estados Unidos por menos cinco años o que tienen un nivel de uso inicial. De un informe de la U.S. Environmental Protection Agency (U.S. EPA) se señala una de estas tecnologías, la cual se describe a continuación (EPA-US, Emerging Technologies for Wastewater Treatment and In-Plant Wet Weather Management, 2008).

4.4.3.3.1 Biórrreactor de membrana (MBR)

El sistema biórrreactor de membranas (MBR) consiste en un reactor biológico, en el cual se degrada la materia orgánica, seguido de membranas que separan los sólidos mediante filtración. Estas membranas reemplazan el uso de sedimentadores secundarios, comúnmente usados en procesos convencionales.

El uso de membranas (Figura 4.16), en vez de clarificadores tiene como consecuencia un lodo activado con mayor concentración de biomasa (mayores SSLM), lo que permite el uso de biorreactores más pequeños.

Figura 4.16 Sistema MBR con membranas sumergidas (EPA-US, Wastewater Management Fact Sheet: Membrane Bioreactors, 2007)



Aplicabilidad

La alta calidad de los efluentes producidos por el sistema MBR es interesante en zonas en donde se reutilizan las aguas tratadas o donde éstas son descargadas en superficies que requieren alta remoción de nutrientes y bacterias.

Eficiencia del tratamiento

En la (Tabla 4.17), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

Tabla 4.17 Eficiencia de remoción del sistema MBR

Parámetro	Eficiencia
DBO	95-99%
Sólidos totales	95-98%
Nitrógeno	94-99%
Fosforo	95-98%
Coliformes fecales	90-99%

Fuente (EPA-US, Wastewater Management Fact Sheet: Membrane Bioreactors, 2007)

Ventajas

- Excelente calidad del efluente
- El sistemas además de remover materia orgánica y sólidos suspendidos, remueve nutrientes y bacterias
- El espacio requerido es menor que en un tratamiento con lodos activados
- Facilidad de automatización

Desventajas

- Las membranas tienen un alto costo de inversión y de mantención
- Altos requerimientos de energía

4.4.3.4 Sistemas biológicos para remoción de nutrientes

Para tratar aguas residuales con alto contenido de fósforo y nitrógeno (nutrientes más comunes en aguas de desecho), los sistemas biológicos comunes no son suficientes, por lo que se deben usar sistemas que estén diseñados específicamente para la remoción de nutrientes.

El funcionamiento de estos sistemas se basa en la combinación de reactores aeróbicos, anaeróbicos y/o anóxicos para promover la nitrificación, desnitrificación y/o remoción de fósforo, con lo cual se obtiene un efluente con bajo nivel de nutrientes.

4.4.4 Selección del tratamiento secundario

Una vez hecho una descripción general de las distintas alternativas que comprende el tratamiento secundario o biológico, es conveniente enfocarnos a una sola de ellas sobre la cual se desarrollara el resto de este proyecto. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en nuestra toma de decisiones.

El rendimiento de una planta de tratamiento es la medida del éxito del diseño, tanto si se analiza por la calidad del efluente como si se analiza en base a los porcentajes de

eliminación alcanzados para los contaminantes más importantes. Existen muchos factores que pueden afectar el rendimiento de los sistemas biológicos empleados en el tratamiento de las aguas residuales.

Como ya se menciona al inicio de este capítulo, la selección del proceso deberá sustentarse en los datos de rendimiento que muestran los diferentes procesos.

En función de los rendimientos observados para cada uno de los procesos y para los fines que este proyecto persigue, **se optara con un proceso de humedales**, como proceso de tratamiento secundario o biológico y del cual se hablara a detalle.

4.4.5 Humedales

Desde hace unos treinta años los sistemas de humedales construidos se han utilizado en determinadas zonas (centro y norte de Europa) para tratar las aguas residuales de pequeños municipios. En la actualidad estos sistemas se están aplicando de forma creciente en todo el mundo, para tratar aguas residuales de todo tipo. En los países de Sudamérica los humedales constituyen una alternativa francamente viable para abordar el problema del saneamiento.

Los humedales son tecnologías de tratamiento simples de operar, con baja producción de lodos residuales y sin consumo energético. No requieren de la adición de reactivos químicos y de energía para airear el agua o recircularla. La infraestructura necesaria para su construcción es muy simple y asequible, su mantenimiento es relativamente fácil y económico.

Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales, estas son:

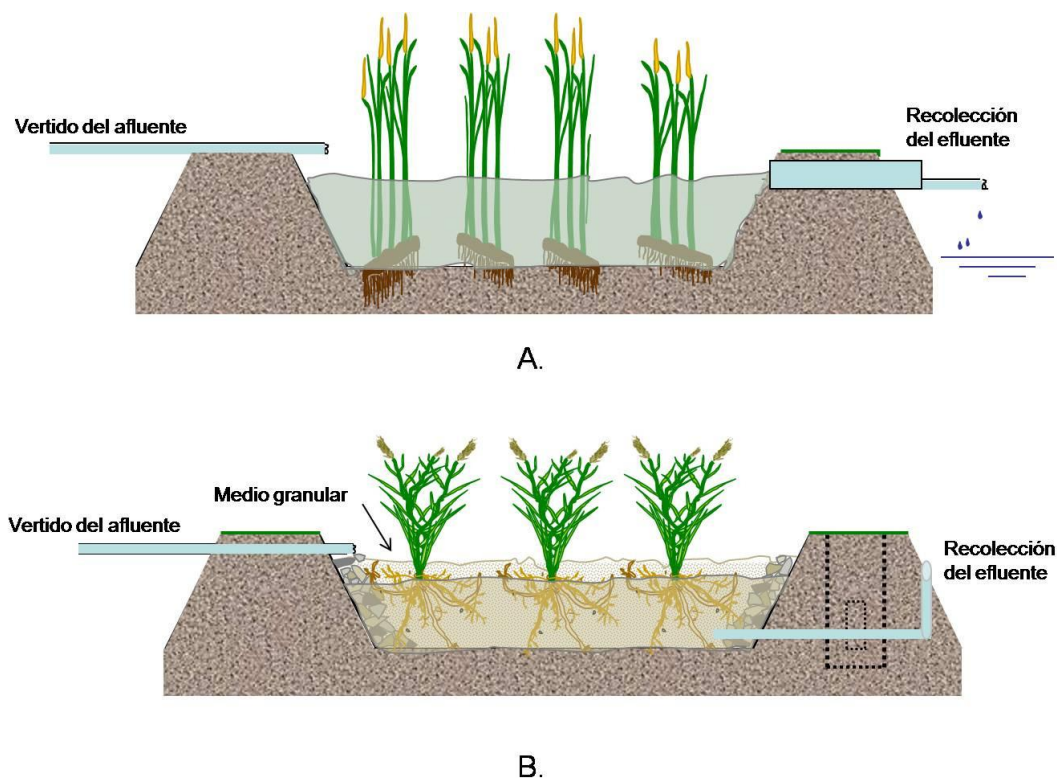
- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por intermedio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento.

4.4.5.1 Humedales construidos

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales.

Atendiendo el tipo de circulación del agua, los humedales construidos se clasifican en flujo superficial o en flujo subsuperficial (Figura 4.17).

Figura 4.17 Tipos de humedales construidos; A. con flujo superficial, y B, con flujo subsuperficial horizontal



En los sistemas de flujo superficial el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos tipos de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una

profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,4 m, y con plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora.

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua.

Las principales diferencias de los sistemas de flujo subsuperficial respecto a los superficiales son: mayor capacidad de tratamiento (admiten mayor carga orgánica), el lecho de grava tendrá mayores tasas de reacción y por lo tanto tener un área menor, bajo riesgo de contacto del agua con las personas y menor aparición de insectos. Así como se evitan problemas en climas fríos, ya que esta capa presta una mayor protección térmica.

En cuanto al rendimiento de los humedales, se puede decir que pueden tratar con eficiencia niveles altos de DBO, SS y nitrógeno (rendimientos superiores al 80%), así como niveles significativos de metales, trazas orgánicas y patógenos. No ocurre lo mismo con la eliminación de fósforo que es mínima en estos sistemas.

4.4.5.2 Tipos de humedales

Los humedales de flujo subsuperficial se clasifican según el sentido de circulación del agua en horizontales o verticales.

4.4.5.2.1 Humedales de flujo horizontal

En este tipo de sistemas el agua circula horizontalmente a través del medio granular y los rizomas y raíces de las plantas. La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m. Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados (el agua se encuentra entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie) y con cargas de alrededor de 6-7 g DBO/m²×día.

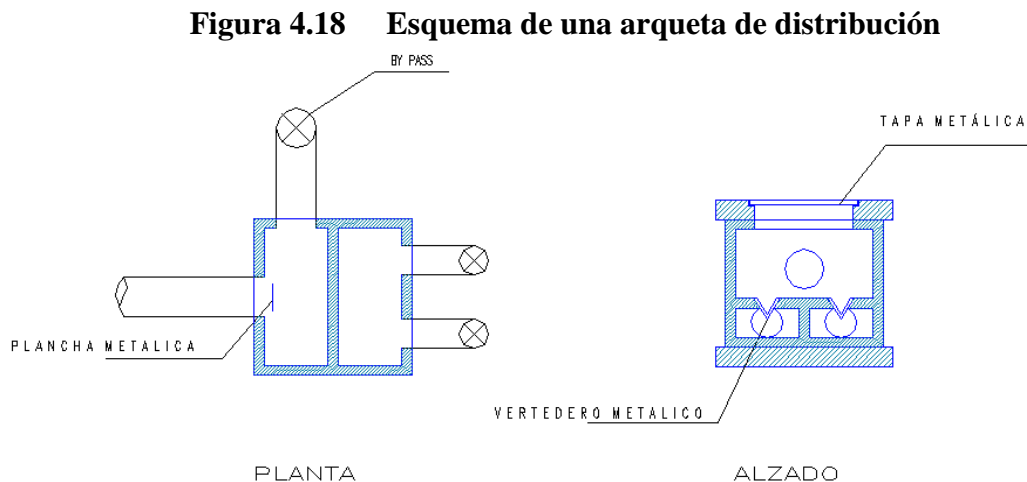
Los humedales horizontales están compuestos por los siguientes elementos:

- Estructuras de entrada del afluente
- Impermeabilización del fondo y laterales
- Medio granular
- Vegetación emergente típica de zonas húmedas,
- Estructuras de salida regulables para controlar el nivel del agua

4.4.5.2 .1.1 Estructuras de entrada y salida

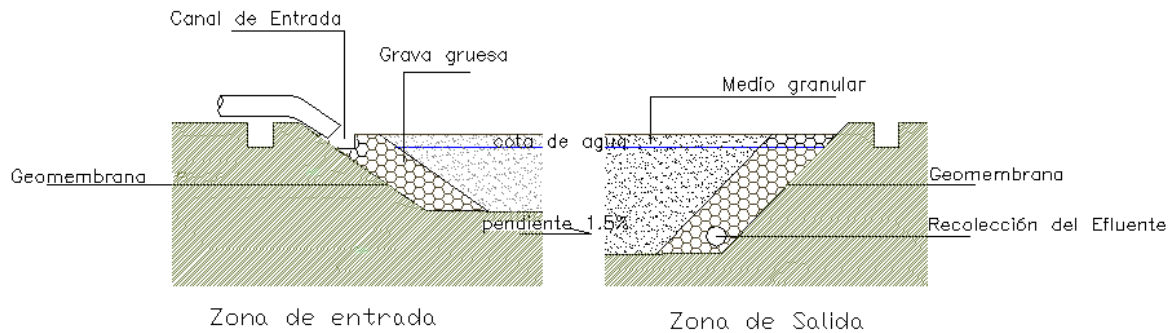
Los humedales son sistemas que requieren una buena repartición y recogida de las aguas para alcanzar los rendimientos estimados, es por ello que las estructuras de entrada y salida deben estar muy bien diseñadas y construidas.

El agua residual procedente de los tratamientos previos se hace llegar hasta una arqueta donde el caudal se divide equitativamente y mediante diversas tuberías se vierte al lecho.



La recogida del agua efluente se realiza con una tubería perforada asentada sobre el fondo del humedal. Esta tubería conecta con otra en forma de “L” invertida y cuya altura es regulable. Dicha estructura permite modificar el nivel de agua y a su vez drenar el humedal durante operaciones de mantenimiento.

Figura 4.19 Zona de entrada y salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.



4.4.5.2.1.2 Impermeabilización

Es necesario disponer de una barrera impermeable para confinar al sistema y prevenir la contaminación de las aguas subterráneas. Dependiendo de las condiciones locales puede ser suficiente una adecuada compactación del terreno. En otros casos será necesario realizar aportaciones de arcilla o utilizar láminas sintéticas.

Fotografía 4.3 Impermeabilización de las celdas



4.4.5.2.1.3 Medio granular

En las zonas de entrada y salida se colocan piedras que permiten diferenciar estas zonas de lo que es el medio granular principal. El conjunto medio granular/biopelícula/plantas debe ser considerado como el principal constituyente de los humedales.

En el medio granular ocurren múltiples procesos como la retención y sedimentación de la materia en suspensión, la degradación de la materia orgánica, la transformación y asimilación de los nutrientes, y la inactivación de los microorganismos patógenos.

El medio granular debe ser limpio (exento de finos), homogéneo, duro, durable y capaz de mantener su forma a largo plazo. Además, debe permitir un buen desarrollo de las plantas y de la biopelícula. Diámetros medios de alrededor de 5-8 mm ofrecen muy buenos resultados.

Una característica muy importante del medio granular es su conductividad hidráulica, ya que de esta propiedad depende la cantidad de flujo de agua que puede circular a través del humedal. Durante el diseño debe tenerse en cuenta que la conductividad hidráulica disminuirá con el paso del tiempo.

Fotografía 4.4 Colocación del material granular desde el exterior de una celda



4.4.5.2.1.4 Vegetación

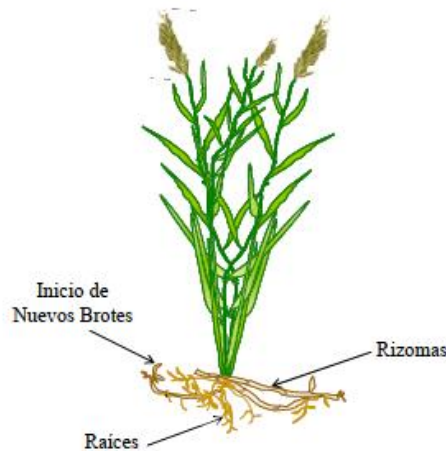
En cuanto a las especies utilizadas o más recomendadas son los macrófitos emergentes típicos de las zonas húmedas como el carrizo (*Phragmites*), la espadaña (*Typha*) o los juncos (*Scirpus*). Pero siempre que se tenga una especie propia del lugar y cumpla las características deseadas será una opción a tomar en cuenta.

Los efectos de la vegetación sobre el funcionamiento de los humedales son:

- Las raíces y rizomas proporcionan una superficie adecuada para el crecimiento de la biopelícula.
- Amortiguamiento de las variaciones ambientales.
- Las plantas asimilan nutrientes.

El mayor beneficio de las plantas es la transferencia de oxígeno a la zona de la raíz. Su presencia física en el sistema (los tallos, raíces, y rizomas) permite la penetración a la tierra o medio de apoyo y transporta el oxígeno de manera más profunda, de lo que llegaría naturalmente a través de la sola difusión. Lo más importante en los humedales es que las porciones sumergidas de las hojas y tallos se degradan y se convierten en los llamados restos de vegetación, que sirven como substrato para el crecimiento de la película microbiana fija que es la responsable de gran parte del tratamiento que ocurre.

Figura 4.20 Esquema típico de planta emergente



Hydrocotyle heteromeria

Siguiendo el concepto de que las plantas a utilizar en el humedal construido deben ser propias de la zona, se realizó la taxonomía a ciertas plantas que crecían en quebradas adyacentes a la ciudad, (ver anexo), plantas que se observó en campo actúan como un humedal natural, permitiendo la descontaminación de las aguas que fluían a través de las mismas, realizando algunas mediciones en campo, viendo las características de esta planta al crecer en medios adversos como ser aguas degradadas, de ser una planta que crece naturalmente sin necesidad de cultivo, de ser una planta de pequeñas dimensiones y de escasa degradación se considera apta como opción para nuestro humedal, por lo tanto esta planta es una buena opción para el humedal construido, a continuación se tienen algunos parámetros medidos en el lugar donde crecen estas plantas tanto aguas arriba donde comienza el humedal y aguas abajo donde termina el mismo.

Fotografía 4.5 Aguas arriba del humedal



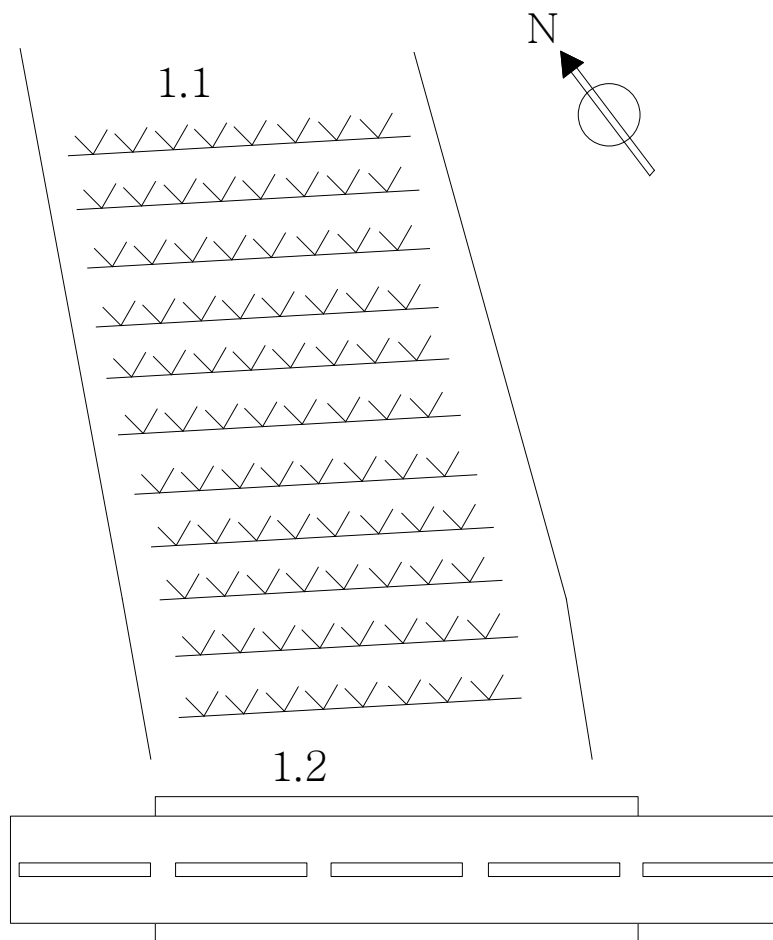
Fotografía 4.6 Aguas abajo del humedal



Fuente (Elaboración propia)

Figura 4.20 Croquis quebrada

Croquis Quebrada



Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto 1.1 (Aguas arriba del humedal)

Fecha: 28 de septiembre 2011

Tabla 4.18 Características del agua aguas arriba del humedal

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de Ph)	7,84	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	20,1	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	140	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Fuente: Punto 1

Muestra: Punto 1.2 (Aguas abajo del humedal)

Fecha: 28 de septiembre 2011

Tabla 4.19 Características del agua aguas abajo del humedal

Parámetro	Concentración Cuantificada	Norma	Método De Análisis	Diagnostico
Ph (unidades de Ph)	6,85	6.0 a 9.0	Prueba campo	No Excede
Temperatura (°C)	18,4	± 3°C de receptor	Prueba campo	
Materia flotante (presente/ausente)	Presente	Ausente	Prueba campo	Excede
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	100	60	Prueba campo	Excede

Fuente (Elaboración propia)

Por lo tanto la plantación puede realizarse de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero o bien de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos o de humedales naturales (como es en nuestro caso).

Es muy común cuando se plantea un proyecto de humedales que los promotores muestren una cierta desconfianza sobre el éxito del crecimiento de los vegetales plantados. No obstante, estas plantas si tienen agua, luz y nutrientes crecen muy rápido y dan muy buenos resultados. Hay que vigilar la luz ya que suelen ser plantas que necesitan un buen grado de insolación. Salinidades extremas también pueden afectar a su crecimiento, aunque en general son bastante tolerantes a la salinidad.

Fotografía 4.7 Colocación de plantas



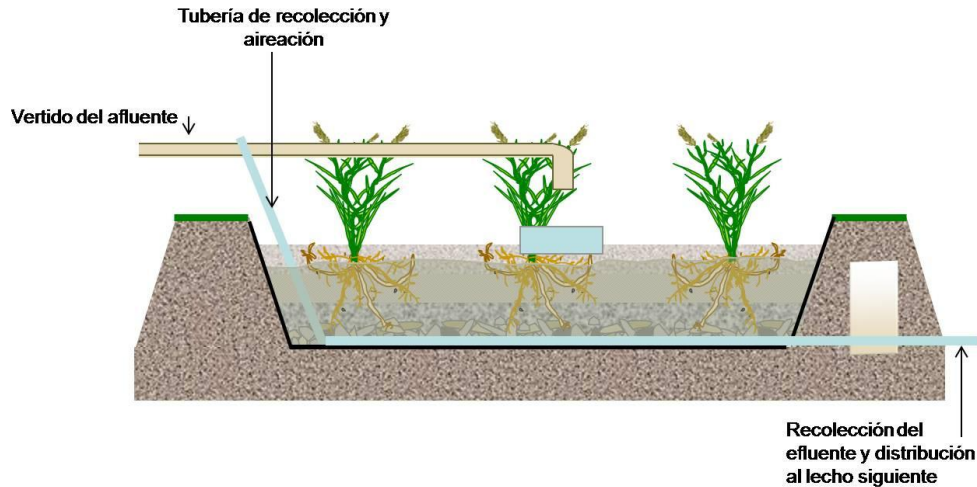
4.4.5.2.2 Humedales de flujo vertical

Esta tipología de humedales fue desarrollada en Europa como alternativa a los humedales horizontales para producir efluentes nitrificados¹. En general los sistemas verticales se combinan con horizontales para que se sucedan de forma progresiva los procesos de nitrificación y desnitrificación y se consiga así eliminar nitrógeno.

La circulación del agua es de tipo vertical y tiene lugar a pulsos, de manera que el medio granular no está permanentemente inundado. La profundidad del medio granular es de entre 0,5 y 0,8 m. Operan con cargas de alrededor de 20 g DBO/m²×día.

Los sistemas verticales tienen una mayor capacidad de tratamiento que los horizontales (requieren de menor superficie para tratar una determinada carga orgánica). Por otra parte, son más susceptibles a la colmatación.

Figura 4.21 Humedal de flujo vertical



4.4.5.3 Dimensionamiento

El dimensionamiento de humedales de flujo horizontal se realiza en dos etapas: en la primera se determina la superficie necesaria de tratamiento (dimensionamiento biológico) y en la segunda se establecen las dimensiones geométricas del sistema (dimensionamiento hidráulico).

4.4.5.3.1 Parámetros dimensionamiento biológico

Para la obtención de las ecuaciones de diseño se supone que los humedales se comportan como reactores de flujo ideal en pistón en los cuales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden. Por tanto, el balance de masa para un contaminante es simplemente:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C \quad (4.38)$$

Donde:

C= La concentración del contaminante, por ejemplo en mg/L. }

k_v = La constante de cinética de primer orden, en días⁻¹. El signo negativo en la expresión indica que la concentración de contaminante disminuye a lo largo del tiempo.

Integrando esta ecuación entre la concentración inicial de contaminante o afluente (C_0), y (para $t=0$) y la final o efluente (C_1 para $t=t$, siendo este último el tiempo medio de retención hidráulico, en días) se obtiene:

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_v t) \quad (4.39)$$

El tiempo medio de retención hidráulico es:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon \times S \times h}{Q} \quad (4.40)$$

Donde:

V= El volumen del humedal, en m³.

Q= El caudal medio, en m³/d.

e= La porosidad, en tanto por uno.

S= La superficie del humedal, en m².

h= La profundidad media del humedal, en m.

Sustituyendo t en las dos ecuaciones anteriores y definiendo una nueva constante cinética de primer orden (k_A , en m/d):

$$k_A = k_v \times \varepsilon \times h \quad (4.41)$$

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_A S/Q) \quad (4.42)$$

Despejando S:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln\left(\frac{C_0}{C_1}\right) \quad (4.43)$$

Esta es la ecuación de diseño recomendada para dimensionar la superficie de humedales de flujo horizontal. Los valores de Q y C₀ se determinan a partir de los estudios de

caracterización del afluente y el de C_1 se define a partir de los límites de vertido o los objetivos de calidad establecidos por la normativa ambiental vigente.

El valor de k_A lógicamente variará según el contaminante. Para eliminar la DBO es adecuado un valor de 0,08 m/d (García J. Aguirre). Además, si el sistema se dimensiona para eliminar DBO, a la vez también se va a reducir la materia en suspensión de forma suficiente, ya que estos sistemas son más eficaces para eliminar la materia en suspensión que la DBO. Por otra parte, este mismo dimensionamiento va a permitir reducir el nitrógeno en un 30-60% si el sistema se diseña con una profundidad media de la lámina de agua de 0,3m. Para estimar qué concentración de nitrógeno total va a haber en el efluente de un sistema diseñado para eliminar DBO se puede usar la (ecuación 4.44), con un valor de k_A de 0,025 m/d. Alternativamente también se puede dimensionar el sistema para eliminar nitrógeno utilizando el valor de k_A de 0,025 m/d.

Existe también el modelo de diseño sugerido por Sherwood C. Reed en su libro *Natural Systems for Waste Management and Treatment*, considerado un método más complejo y acorde al objetivo de este diseño, tomando mas variables para el diseño, por tanto se tiene:

$$A_s = \frac{Q \times (\ln(C_o) - \ln(C_e))}{K_T \times y \times n} \quad (4.44)$$

Donde:

A_s = Área superficial del humedal

K_T = Constante cinética de primer orden

y = Profundidad de diseño del sistema

n = Porosidad del humedal

La constante cinética de primer orden para una temperatura de 20°C es:

$$K_{20} = 1,104 d^{-1} \quad (4.45)$$

Para encontrar el valor de la constante para otra temperatura se tiene:

$$K_T = K_{20} \times (1,06)^{(T-20)} \quad (4.46)$$

4.4.5.3.2 Parámetros dimensionamiento hidráulico

El dimensionamiento hidráulico sirve para determinar las dimensiones del sistema (anchura y longitud) una vez conocida su superficie. El dimensionamiento hidráulico se realiza aplicando la Ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en un medio poroso, mediante la siguiente ecuación:

$$Q = k_s \times A_s \times s \quad (4.47)$$

Donde:

Q= El caudal, en m³/d.

K_s= La conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, en m³/m²×d.

A_s= Es la sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, en m².

s = Es el gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), en m/m.

Como caudal se recomienda tomar el máximo diario para asegurarse de que el sistema absorberá bien las puntas de caudal. No se deben utilizar caudales puntas horarios ya que originan sistemas excesivamente anchos y poco largos.

La conductividad hidráulica varía en función de la cantidad y del tamaño de los huecos del medio granular utilizado. En la Tabla (4.20) se muestran órdenes de magnitud estimados de la conductividad hidráulica (k_s) para algunos materiales granulares limpios que podrían utilizarse como substrato en estos sistemas. La conductividad hidráulica con el paso del tiempo se va reduciendo por retención de sólidos y crecimiento del biofilm, especialmente en la zona de entrada. Es por ello que se recomienda adoptar un factor de seguridad para k_s de 5 como mínimo.

Tabla 4.20 Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (ks) en función del tipo de material granular utilizado como substrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.

Tipo de substrato	Tamaño efectivo D10 (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica Ks (m ³ /m ² ×d)
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas finas	16	35-38	1000-10000
Gravas medianas	32	36-40	10000-50000
Rocas pequeñas	128	38-45	50000-250000

Fuente: Cooper, P.F., Job, G.D., Green, M.B. y Shutes, R.B.E. (1996).

Los valores de la pendiente (s) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m. Es conveniente que la pendiente no sea superior a 0,02 m/m para evitar que los costos de excavación sean elevados.

Las dimensiones del humedal se determinan entonces:

$$A_s = \frac{Q_{med\ d}}{k_s \times s} \quad (4.48)$$

Donde:

Qmediod = El caudal medio diario, en m³/d.

Calculada el área de la sección transversal, y una vez fijada la profundidad (h), se determina el ancho del humedal:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (4.49)$$

Donde:

W = El ancho, en m.

H = La profundidad, en m.

Conocido el ancho y teniendo en cuenta la superficie determinada con el dimensionamiento biológico se determina la longitud del sistema:

$$L = \frac{S}{W} \quad (4.50)$$

Donde:

L= La longitud, en m.

Por último se debe verificar que la relación largo: ancho sea como mínimo 1:1. En caso de que no se cumpla esta condición, es decir, que el largo sea mayor que el ancho (que es lo que suele suceder en la mayoría de los casos), se debe dividir la superficie total en diferentes celdas que funcionarán en paralelo, que sí cumplan este criterio.

CAPÍTULO V

DISEÑO DEL TRATAMIENTO PRIMARIO Y SECUNDARIO

5.1 Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual

Para el cálculo de las dimensiones del canal, es necesario definir los datos de partida con los que se cuentan y las características del diseño tales como:

- | | |
|---------------------------------------|---|
| • Tipo de sección | Rectangular |
| • Dimensiones propuestas | Base de la sección = 0.2 metros |
| • Caudal medio diario ($Q_{med.}$) | Caudal medio = 424,87 m ³ /día |
| • Coeficiente de rugosidad de Manning | n= 0.013 |

5.1.1 Determinación de los caudales de trabajo

El caudal de diseño para el canal será por tanto.

$$Q_{max} = Q_{med} \times k1 \times k2$$

$$Q_{max} = 424,87 \times 1,3 \times 1.8$$

$$Q_{max} = 994,20 \text{ m}^3/\text{dia}$$

5.2.2 Aliviadero de entrada

Considerando que el caudal de lluvia y agua residual (mezclados) que puede llegar a la estación en un instante sea como máximo de 0,1 m³/s se calcula según la fórmula 4.13

$$Q_v = Q_{lluv} - 10 \times Q_{med}$$

$$Q_v = 0.1 - 10(0,00492) = 0,0508 \text{ m}^3/\text{s}$$

La altura P se calcula tanto para el caudal de lluvia más alto (0,1 m³/s) como para el caudal máximo instantáneo, considerando una velocidad del agua de 0,9 m/s cuando ocurren estos dos caudales y un ancho de canal de 0,2 m, de esta forma se obtienen P_{max i}, y P_{lluvia} :

$$P = \frac{Q}{v \times b}$$

$$P_{lluvia} = \frac{0,1}{0,9 \times 0,2} = 0,555 \text{ m}$$

$$P_{Max} = \frac{0,0492}{0,9 \times 0,2} = 0,273 \text{ m}$$

Si se restan P_{lluvia} - P_{máx}, se obtiene el valor de H, que es la altura necesaria para evacuar el caudal de vertido por metro lineal. Por lo tanto H es igual a 0,282 m.

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times (H)^{1,5}$$

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times 0,282)) \times (0,282)^{1,5} = 0,259 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$$

Se calcula la longitud de vertedero al dividir el caudal de vertido entre el caudal por metro lineal de vertedero:

$$L = \frac{0,0508}{0,259} = 0,196 \text{ m}$$

Consideramos una longitud de vertedero de 0,40 m, dando un margen de seguridad a la longitud calculada y de este modo disminuir la altura del vertedero, con esta longitud calculamos la nueva altura del vertedero.

$$L = \frac{Qv}{Q_{metro\ lineal}}$$

$$0,40 = \frac{0,0508}{Q}$$

$$Q_{metro\ lineal} = 0,145 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$$

Reemplazamos este valor en la formula de Francis y hallamos la altura del vertedero:

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times (H)^{1,5}$$

$$0,145 = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times (H)^{1,5} == 0,189 \text{ m}$$

5.2.3 Determinación del área transversal del canal de rejas (A_t)

De acuerdo al cuadro 4.2, la velocidad de flujo varia de 0,3 a 0,6 m/s por tanto para el presente ejercicio asumimos una velocidad de flujo igual a 0,40 m/s

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

$$A_t = \frac{994,20}{0,40 * 86400} = 0,0288 \text{ m}^2$$

5.2.4 Calculo del tirante (y_a)

Para un ancho del canal de reja de barras (b) igual al diámetro del emisario el tirante de agua será:

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

$$y_a = \frac{0,0288}{0,2} = 0,144 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$$

Las dimensiones del canal de rejas son:

Tabla 5.1 Dimensiones del canal de aproximación

Dimensiones del canal de aproximación	
Tirante del canal (y_a)	0,15 m
Borde libre asumido (h)	0,20 m
Altura total del canal (h_t)	0,35 m
Base del canal (b)	0,2 m

Fuente (Elaboración propia)

5.2.5 Pendiente del canal

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

$$S = \left(\frac{0,40 \times 0,013}{\left(\frac{(0,15 \times 0,2)}{(2 \times 0,15) + 0,2} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = 0,0012$$

5.2.6 Determinación del número de barras (Nb)

Se emplearan rejas gruesas de 1/4 de pulgada con una separación de 1 pulgada de acuerdo con el cuadro 4.3, entonces el número de barras será:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1} + 1$$

$$N_b = \frac{20 - 2,54}{0,635 + 2,54} + 1 = 7 \text{ barras metalicas}$$

5.2.7 Longitud de las barras (Lb)

Se adoptara una inclinación de las barras con respecto a la horizontal de 45°, por tanto la longitud de las barras sumergidas se obtendrá con la siguiente ecuación:

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

$$L_b = \frac{0,15}{\text{sen}(45)} = 0,212 \text{ m}$$

5.2.8 Calculo de la perdida de carga (hf) en las rejas

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

$$A_t = 0,14 \times (0,2 - (6 \times 0,00635)) = 0,0227 \text{ m}^2$$

Obtenemos la velocidad al pasar por las rejas

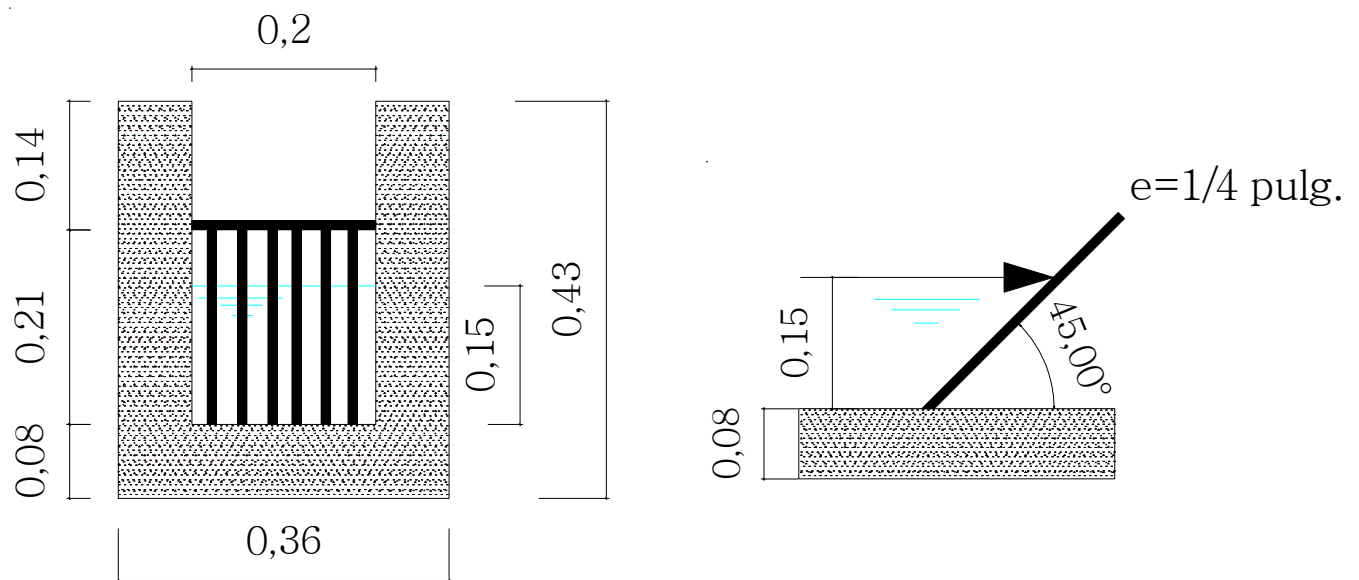
$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_t} = \frac{0,0115}{0,0227} = 0,506 \text{ m/s} \rightarrow ok$$

Sacamos la perdida de carga al pasar las rejas

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

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{0,506^2 - 0,4^2}{2 \times 9,81} \right) = 0,0070 \text{ m}$$

5.2.9 Dimensiones del canal de rejas



5.2 Dimensionamiento del desarenador

Con los datos que se tiene se diseñara el desarenador de flujo horizontal

- Caudal de diseño (Qmax) = 0.0115 m³/s
- Densidad relativa de la arena (S) = 2.65 g/cm³
- Diámetro de la partícula (d) = 0.0002 m
- Temperatura del agua (T) = 20 °C
- Viscosidad cinemática (ν) = 0.0000010105 m²/s
- Ancho de canal (B') = 0.20 m

5.2.1 Determinación de la velocidad de sedimentación (Vs)

Asumimos que rige régimen de flujo laminar $Re < 1$ (ley de Stokes)

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu} = \frac{(2,65 - 1) \times 9,81 \times (0,0002)^2}{18 \times 0,0000010105} = 0,036 \text{ m/s}$$

Verificamos el número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu} = \frac{(0,036) \times (0,0002)}{(0,0000010105)} = 7,12$$

$Re > 1 \rightarrow$ Entonces no predomina flujo laminar

Asumimos que predomina régimen de flujo turbulento $Re > 2000$ (ley de Newton)

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)} = \sqrt{2.66 \times 9,81 \times 0,0002 \times (2,65 - 1)} = 0,093 \text{ m/s}$$

Verificamos el número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu} = \frac{(0,093) \times (0,0002)}{(0,0000010105)} = 18,41$$

$Re < 2000 \rightarrow$ Entonces no predomina flujo turbulento

Por tanto el régimen de flujo que predomina en el desarenador es de flujo en transición

$$(1) \quad C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 = \frac{24(0,0000010105)}{V_s(0,0002)} + \frac{3}{\sqrt{\frac{V_s(0,0002)}{(0,0000010105)}}} + 0,34$$

Simplificando los términos en la ecuación (1) se obtiene el coeficiente de resistencia de las partículas (C_d) en función de la velocidad de sedimentación (V_s)

$$(2) \quad C_d = \frac{0,12126}{V_s} + \frac{0,2132}{\sqrt{V_s}} + 0,34$$

Determinamos la velocidad de sedimentación (V_s) en función del coeficiente de resistencia de las partículas (C_d)

$$(3) \quad V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times C_d}} = \sqrt{\frac{4 \times 9,81 \times 0,0002 \times (2,65 - 1)}{3 \times C_d}}$$

Simplificando la ecuación (3) se obtiene:

$$(4) \quad V_s = \sqrt{\frac{(0,004316)}{C_d}}$$

Igualando las ecuaciones (2) y (4), y realizando iteraciones para determinar la velocidad de sedimentación (V_s) se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 5.2 Iteraciones entre las ecuaciones 2 y 4

Asumimos la velocidad de sedimentación V_s (m/s)	$C_d = \frac{0,12126}{V_s} + \frac{0,2132}{\sqrt{V_s}} + 0,34$	$V_s = \sqrt{\frac{(0,004316)}{C_d}}$
1,000	0,674	0,0800
0,350	1,047	0,0642
0,024	6,749	0,0253
0,026	6,409	0,0260
0,026	6,367	0,0260

Fuente: Elaboración propia

Por tanto la velocidad de sedimentación y el coeficiente de resistencia son:

$$V_s = 0.0258 \text{ m/s}$$

$$C_d = 6.367$$

La velocidad crítica de arrastre (V_d) se obtiene con la siguiente ecuación, donde la constante $a = 44$ se obtiene de la tabla 4.6 para un diámetro de la partícula de $d = 0.2 \text{ mm}$

$$V_d = a \times \sqrt{d} = 44 \times \sqrt{0.2} = 19.68 \text{ cm/s}$$

Por tanto:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{max}}{A_{transversal}}$$

$$A_{transversal} = \frac{Q_{max}}{V_d} = \frac{0.0115}{0.1968} = 0.0584 \text{ m}^2$$

Por consiguiente la sección transversal del desarenador tiene un área de 0.0584 m^2 , ahora procedemos a calcular las dimensiones del desarenador:

$$B = \frac{A_{transversal}}{h_a}$$

$$B = \frac{0.0584}{0.15} = 0.389 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

$$L = \frac{V_d \times h}{V_s - 0.04 \times V_d} = \frac{0.1968 \times h}{0.0258 - 0.04 \times 0.1968} \rightarrow L = 10.98 h$$

Si tenemos un tirante de 0.15 m , la longitud del desarenador será:

$$L = 10.98 h$$

$$L = 10.98 * (0.15) = 1.65 \text{ m}$$

Aumentamos un 50% más de la longitud calculada para asegurar el diseño:

$$L_t = 1.65 * 1.5 = 2.5 \text{ m}$$

Tabla 5.3 Dimensiones del desarenador

Dimensiones del desarenador	
Base del canal (B)	0,40 m
Tirante del agua (h)	0,15 m
Borde libre (h0)	0,20 m
Longitud del desarenador	2,50 m

Fuente (Elaboración propia)

La longitud de transición será para una mínima pérdida de carga ($\alpha = 12^\circ 30'$):

$$l = \frac{B - B'}{2 \times \tan(\alpha)} < \frac{L}{3}$$

$$l = \frac{0,40 - 0,2}{2 \times \tan(12^\circ 30')} = 0,45 \text{ m} < \frac{L}{3} \rightarrow \text{ok}$$

5.2.2 Verificamos el tiempo de retención hidráulica

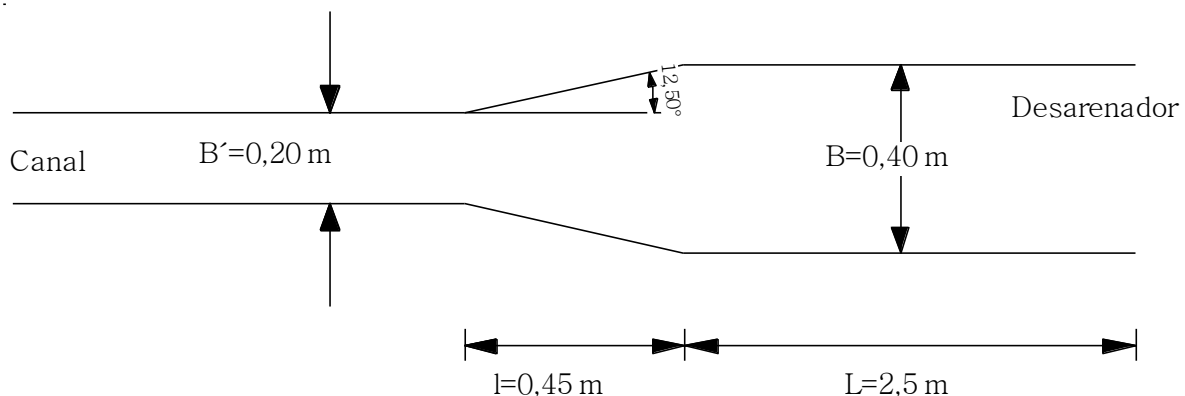
El tiempo de retención (T_s) debe ser menor al periodo de desplazamiento (T_d)

$$T_s = \frac{h}{V_s} = \frac{0,15}{0,0258} = 5,81 \text{ seg}$$

$$T_d = \frac{L}{V_d} = \frac{2,50}{0,1968} = 12,70 \text{ seg}$$

$$T_d > T_s \rightarrow \text{ok}$$

El siguiente grafico muestra las dimensiones del desarenador:



5.2.3 Dimensionamiento del canal Parshall

Caudal máximo (Q_{max})= 0.0115 m³/s

Caudal mínimo (Q_{min})= 0.001 m³/s

Asumimos el ancho de la garganta, $b = 0.07$ m entonces se tiene

$$Q = k * b * h^{\frac{3}{2}}$$

Por tanto la altura máxima (h_{max}) y la altura mínima (h_{min}) para los caudales máximo y mínimo respectivamente son:

$$h_{max} = \left(\frac{Q_{max}}{k * b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0,0115}{1,85 * 0,07} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,2 \text{ m}$$

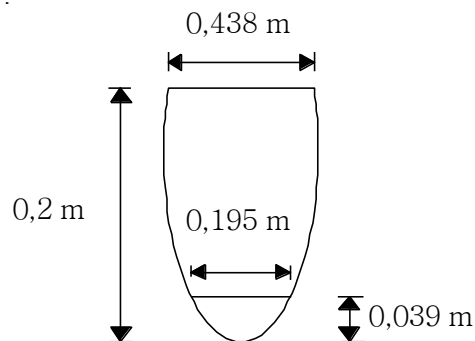
$$h_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{k * b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0,001}{1,85 * 0,08} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,39 \text{ m}$$

Posteriormente se determina el ancho máximo (w_{max}) y mínimo (w_{min}) con la siguiente ecuación:

$$w_{max} = \frac{3}{2} * \left(\frac{Q_{max}}{h_{max} * V_h} \right) = \frac{3}{2} * \left(\frac{0,0115}{0,2 * 0,1968} \right) = 0,438 \text{ m}$$

$$w_{min} = \frac{3}{2} * \left(\frac{Q_{min}}{h_{min} * V_h} \right) = \frac{3}{2} * \left(\frac{0,001}{0,39 * 0,1968} \right) = 0,195 \text{ m}$$

El siguiente grafico muestra las dimensiones del canal Parshall:



5.3 Diseño del tanque imhoff

Para el cálculo de las dimensiones del tanque de sedimentación primaria, es necesario definir los datos de partida con los que se cuentan y las características del diseño tales como:

- Población 2546 Habitantes
- Temperatura mes más frío 15° C
- Caudal medio diario ($Q_{med.}$) Caudal final de diseño = 424,87 m³/día

5.3.1 Dimensionamiento de la cámara de sedimentación

Calculamos el área superficial necesaria. Dado el caudal de diseño de 424,87 m³/día y proponiendo un valor de carga de superficie (CS) de 1,20 m³/m²*hora, se calcula:

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

$$A = \frac{994,20}{1,3 \times 24} = 31,86 \text{ m}^2$$

Por tanto el volumen del sedimentador para un tiempo de retención hidráulica de 2 horas de acuerdo con el Reglamento Nacional DINASBA, 1996 será:

$$V = TRH \times Q_{med}$$

$$V = 2 \times \left(\frac{994,20}{24} \right) = 82,85 \text{ m}^3$$

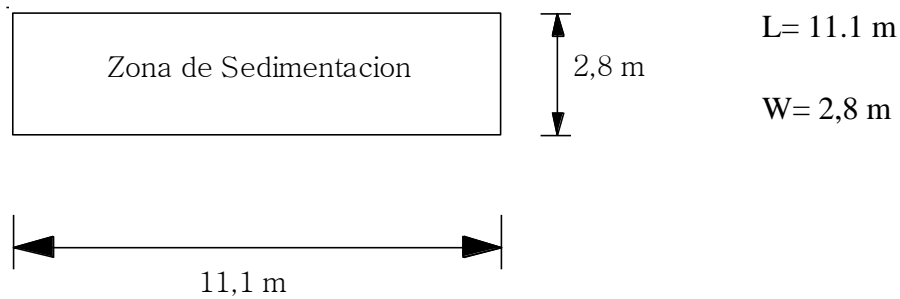
Para una relación largo (L)/ancho (W) de 4 de acuerdo con el Reglamento Nacional DINASBA, 1996 obtenemos las dimensiones del sedimentador:

$$A = L \times W$$

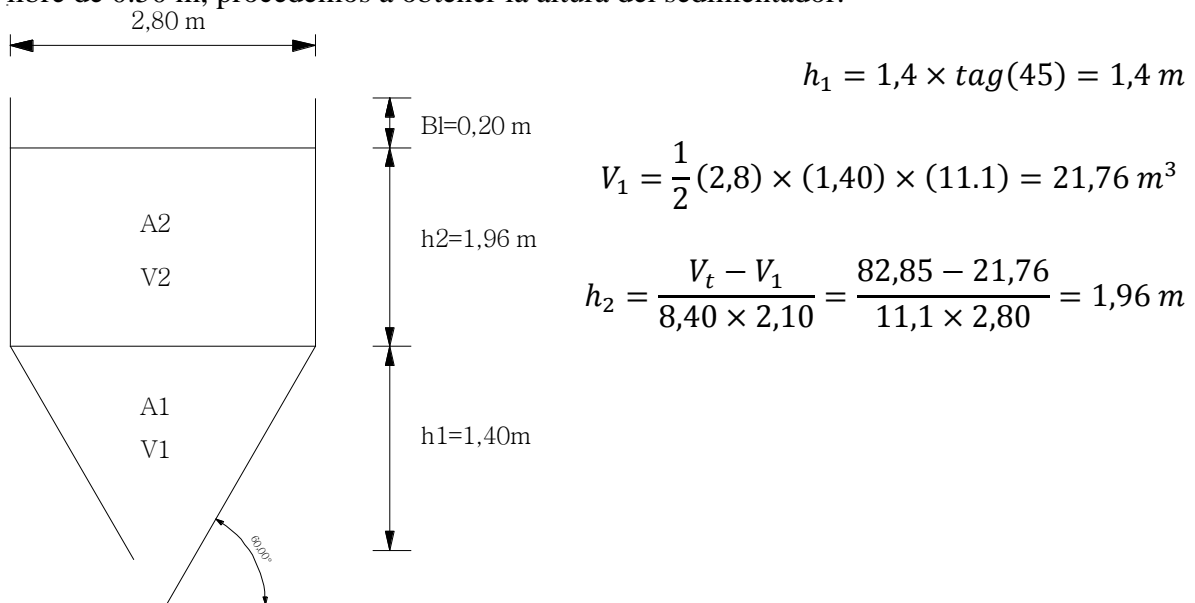
$$A = 4 \times W^2$$

$$W^2 = \sqrt{\frac{A}{4}} = \sqrt{\frac{31,86}{4}} \rightarrow W = 2,82 \text{ m}$$

Por tanto según norma adoptaremos las dimensiones del sedimentador:



Asumiendo un ángulo de inclinación de las paredes del sedimentador de $\alpha = 45^\circ$ y un borde libre de 0.50 m, procedemos a obtener la altura del sedimentador:



5.3.2 Dimensionamiento de la cámara digestora

Para una temperatura de 15°C el factor de capacidad relativa (cfr.) es igual a 1; por tanto el volumen del digestor es:

$$V_d = \frac{70 \times P \times f_{cr}}{1000}$$

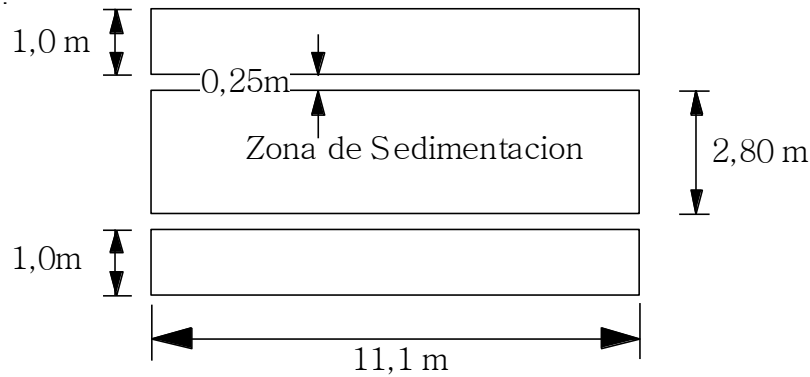
$$V_d = \frac{70 \times 2546 \times 1}{1000} = 178,22 \text{ m}^3$$

Entonces el área superficial será:

$$A_{total} = 11,1 \times (2,8 + 1 + 1 + 0,5) = 58,83 \text{ m}^2$$

El área de ventilación es:

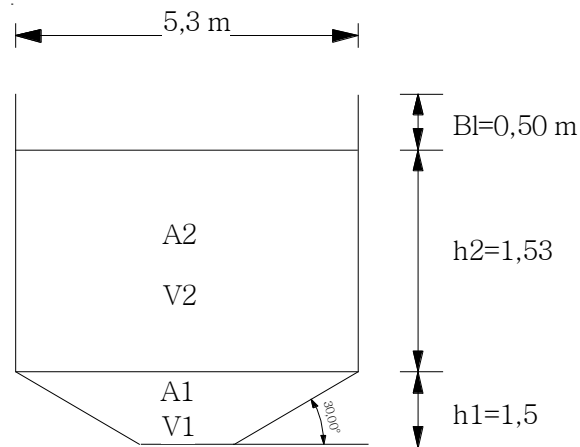
$$A_L = 2 \times (1 \times 11.1) = 22,2 \text{ m}^2$$



Verificamos si representa más del 30 % del total del área del tanque:

$$\frac{A_l}{A_{total}} \times 100 = \frac{22,20}{58,83} \times 100 = 37,7\% \rightarrow Ok$$

Ahora calculamos las alturas dentro del digestor:



Para una inclinación del fondo de la cámara de digestión de 30° obtenemos la altura h_1

$$h_1 = \frac{5,3}{2} \times \text{tag}(30) = 1,5 \text{ m}$$

Por tanto el volumen (V_1) se obtiene a partir de la siguiente ecuación geométrica:

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 5,30 \times 11,1 = 88,25 \text{ m}^3$$

Tenemos que:

$$V_T = 178,22 = V_1 + V_2$$

$$h_2 = \frac{178,22 - 88,25}{(5,30 * 11,1)} = 1,53 \text{ m}$$

El tiempo de retención será:

$$Tr = \frac{Vol}{Q}$$

$$Tr = \frac{89,9}{994,20}$$

$$Tr = 0.089 \text{ dia} = 2 \text{ horas}$$

Calculamos la velocidad de arrastre con los siguientes datos

- Constante de cohesión $k= 0.05$
- Peso específico $s= 1.25$
- Aceleración de la gravedad $g= 9.806 \text{ m/s}^2$
- Diámetro de partículas $d= 100 \text{ um}$
- Factor de fricción de Darcy Weisbach $f= 0.025$

$$V_H = \left(\frac{8 * k(s - 1) * g * d}{f} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_A = \left(\frac{8 * 0.05(1.25 - 1) * 9.806 * 10^{-6}}{0.025} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.0626 \text{ m/s}$$

Esta velocidad de arrastre calculada se compara con la velocidad horizontal, la cual es igual al caudal dividido la sección de flujo:

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

$$V_H = \frac{924,20}{2,8 \times 11,1 \times 86400}$$

$$V_H = 0.00034 \text{ m/s}$$

La velocidad horizontal es considerablemente menor que la velocidad de arrastre por lo tanto el material no será resuspendido.

5.3.3 Remoción de DBO y SST

Con la ecuación de la remoción de DBO y las constantes empíricas descritas se pueden calcular las tasas de remoción de DBO y SST

$$\text{Remoción de DBO} = \frac{t}{a + b * t}$$

$$\text{Remoción de DBO} = \frac{2}{0.018 + 0.020 * 2} = 34,48 \%$$

$$\text{Remoción de SST} = \frac{2}{0.0075 + (0.014 * 2)} = 56,34 \%$$

5.4 Dimensionamiento del humedal subsuperficial

Una vez dimensionados todos los elementos del tratamiento primario, se diseñan los humedales de flujo subsuperficial horizontal.

5.4.1 Dimensionamiento biológico

A partir de la ecuación 4.44 se obtiene la superficie necesaria para eliminar la DBO con una concentración del 65,5 % de la inicial (en el Tanque Imhoff ésta se redujo en un 34,5%, es decir:

$$\text{DBO} = 210 \text{ mg/L} * 0,655 = 137,55 \text{ mg/l}$$

Para obtener un efluente con concentración menor a 25 mg/L. El valor de k_A es de 0,08m/d:

$$S = \frac{424,87 \frac{m^3}{día}}{0,08 \frac{m}{d}} \ln \left(\frac{137,5 \frac{mg}{l}}{\frac{25mg}{l}} \right) = 9053,7 m^2$$

Se tomará una profundidad del agua de 0,3 m para potenciar la eliminación de nitrógeno.

A continuación se verifica que la carga orgánica superficial sea menor de 7 g DBO/m²×d.

$$C_s = \frac{Q \times C_0}{S} = \frac{424,87 \times 137,5}{9053,7}$$

$$C_s = 6,45 g \frac{DBO}{m^2} * d$$

Complementariamente se realiza una estimación de la capacidad del sistema para eliminar nitrógeno considerando un valor de $k_A = 0,025m/d$, y teniendo en cuenta que la concentración de amonio en el agua residual es de 50,79 mg/L (dato sacado de laboratorio).

$$C_1 = \frac{C_0}{e^{\left(\frac{S \cdot k_a}{Q}\right)}} = \frac{50,79}{e^{\left(\frac{9053,7 \cdot 0,025}{424,87}\right)}} = 29,81 mg/l$$

La concentración de nitrógeno en el efluente será de 29,8 mg/L, es decir, una reducción de más del 50%. Casi todo el nitrógeno efluente estará en forma de amonio.

5.4.1.1 Diseño del humedal aplicando el método de Sherwood

5.4.1.1.1 Cálculo del área superficial

Asumiendo como la temperatura del agua en el humedal de "T" igual a 15,68°. La constante de temperatura, se obtiene a partir de la siguiente ecuación, siendo su valor para T= 20°C:

$$K_{20} = 1,104 * d^{-1}$$

$$K_t = K_{20} \times 1,06^{(T-20)} = 1.104 \times 1,06^{(15,68-20)} = 0,85832 d^{-1}$$

Habiendo calculado la constante cinética de primer orden, calculamos el área superficial:

$$A_s = \frac{Q \times \ln\left(\frac{C_o}{C_e}\right)}{K_T \times y \times n}$$

$$A_s = \frac{424,87 \times \ln\left(\frac{137,5}{30}\right)}{0,85832 \times 0,4 \times 0,38}$$

$$A_s = 4957,92 \text{ m}^2$$

5.4.2 Dimensionamiento hidráulico

Se determina la sección transversal del humedal aplicando la ecuación 4.45, con un valor de conductividad hidráulica de $25000 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{d}$ para gravas de diámetro 25 mm, con una reducción de 5 (factor de seguridad) y una pendiente del lecho de 0,01 m/m.

$$A_s = \frac{424,87 \text{ m}^3/\text{d}}{\left(\frac{10000}{5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot d\right) \times 0,01 \text{ m/m}} = 21,25 \text{ m}^2$$

Calculada el área de la sección trasversal, y una vez fijada la profundidad, se determina el ancho aplicando la ecuación 4.47:

$$W = \frac{21,25 \text{ m}^2}{0,4 \text{ m}} = 53,11 \text{ m}$$

Conocido el ancho y teniendo en cuenta la superficie determinada con el dimensionamiento biológico se determina la longitud del sistema (ecuación 4.48):

$$L = \frac{4957,92 \text{ m}^2}{53,11} = 93,35 \text{ m}$$

5.4.2.1 Calculo del tiempo de retención hidráulica (t)

$$t = \frac{L \times W \times y \times n}{Q} = \frac{47 \times 27 \times 0,4 \times 0,38}{424,87} = 0,45 \text{ d}$$

5.4.2.2 Calculo relación largo ancho

$$\frac{L}{W} = \frac{93,35}{53,11} = 1,76$$

Se verifica que la relación largo-ancho, entra dentro del rango de la norma ya que relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 3:1 o 4:1 son aceptables, por lo tanto elegimos estos resultados por ser más representativos, de la misma manera la norma dice que tienen que ser 2 o más celdas de humedales por tanto el diseño contemplara cuatro celdas de humedales de las siguientes dimensiones:

$$W = 27 \text{ m}$$

$$L = 47 \text{ m}$$

5.5 Dimensionamiento de la tubería de recogida del efluente

5.5.1 Longitud de la tubería

$$Q_u = K \times I \times A$$

$$Q_u = \frac{50000}{5} \times \frac{0,25}{100} \times (0,4 * 1) = 10 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Sacamos la longitud

$$L = \frac{Q_d}{Q_u}$$

$$L = \frac{424,87}{10} = 42,487 \text{ m} \approx 45 \text{ m}$$

5.5.2 Caudal por metro

$$Q_m = \frac{Q_d}{L}$$

$$Q_m = \frac{424,87 \times 1000}{45 \times 86400} = 0,10 \text{ l/s} * \text{m}$$

Como se tienen cuatro humedales la longitud de la tubería se dividirá entre el número de humedales y se obtendrá el caudal de cada tubería.

5.5.3 Caudal máximo en tubería

$$Q = Qm * L$$

$$Q = 0,10 \times 11,25 = 1,125 \text{ l/s}$$

5.5.4 Diámetro de la tubería

$$Q = \frac{1}{n} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times \frac{\pi}{4} (D^2)$$

$$0,001125 = \frac{1}{0,009} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,0025^{\frac{1}{2}} \times \frac{\pi}{4} (D^2)$$

$$D = 6,38 \text{ cm} = 3 \text{ pulg.}$$

5.5.5 Área abierta de tubería en un metro lineal

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

$$A = \frac{0,00010}{0,075 \times 0,55} = 0,0024 \text{ m}^2$$

5.5.6 Área de perforación

$$A = \frac{\pi}{4} (D)^2$$

$$A = \frac{\pi}{4} (0,0127)^2 = 0,000127 \text{ m}^2$$

5.5.7 Número de perforaciones

$$N^{\circ} \text{ perforaciones} = \frac{A_{abierta}}{A_{perforacion}}$$

$$N^{\circ} \text{ perforaciones} = \frac{0,0024}{0,000127} = 19 \text{ perforaciones/metro}$$

5.5.8 Distribución de perforaciones en la tubería

$$L = 2 \times \pi \times r$$

$$L = 2 \times \pi \times (0,0381) = 0,24 \text{ m}$$

5.5.9 Longitud ocupada por los orificios

Se realizaran cuatro perforaciones en el tubo

$$L_{orif} = 4 * \frac{1,27}{100} = 0,0508 \text{ m}$$

5.5.10 Espaciamiento a lo largo del perímetro

$$e = \frac{0,24 - 0,0508}{4} = 0,0473 \text{ m}$$

5.5.11 Número de filas en un metro

$$N^{\circ} \text{ filas} = \frac{19}{4} = 2,5 \text{ filas} \approx 3 \text{ filas}$$

CAPÍTULO VI

DESINFECCIÓN

6.1 Introducción

El objetivo primordial de los procesos de desinfección, como parte del tratamiento de aguas residuales es la desactivación o destrucción de los microorganismos patógenos que estén en el agua residual. No todos los organismos se destruyen durante el proceso, a diferencia de la esterilización, proceso que conduce a la destrucción total de los organismos.

En el tratamiento de aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Es de suma importancia que las aguas residuales sean tratadas adecuadamente antes de realizarse las actividades de desinfección para que la acción de cualquier desinfectante sea eficaz.

En la tabla (6.1) se muestran los microorganismos que más comúnmente se pueden encontrar en las aguas residuales domesticas, así como las enfermedades que producen.

Tabla 6.1 Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal y sus correspondientes enfermedades.

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
Bacterias	
<i>Escherichia coli</i> (enterotoxigeno)	Gastroenteritis
Letospira (spp)	Leptospirosis
<i>Salmonella typhi</i>	Fiebre tifoidea
<i>Salmonella</i> (2,100 serotipos)	Salmonelosis
<i>Shigella</i> (4 spp)	Shigellosis (disentería bacilar)
<i>Vibrio cholerae</i>	Cólera

Fuente: (EPA, 1999)

Tabla 6.1 Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal y sus correspondientes enfermedades (Continuación)

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
Protozoarios	
<i>Balantidium coli</i>	Balantidiasis
<i>Cryptosporidium Parvum</i>	Cryptosporidiasis
<i>Entamoeba histolytica</i>	Amebiasis (disentería amoebica)
<i>Giardia Lamblia</i>	Giardiasis
Helmintos	
<i>Áscaris lumbricoides</i>	Ascariasis
<i>T. solium</i>	Teniasis
<i>Trichuris trichiura</i>	Tricuriasis
Virus	
Enteroviruses(72 tipos); por ejemplo: viruses echo y coxsackie del polio	Gastroenteritis, anomalías del corazón y meningitis
<i>Hepatitis A</i>	Hepatitis de tipo infeccioso
<i>Agente de Norwalk</i>	Gastroenteritis
<i>Rotavirus</i>	Gastroenteritis

Fuente: (EPA, 1999)

6.2 Análisis de los factores que influyen en la acción de los desinfectantes

6.2.1 Tiempo de contacto

Es la variable más importante en el proceso de desinfección. Se ha observado que para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los microorganismos aumenta cuanto

mayor sea el tiempo de contacto. Esto se puede observar en forma diferencial en la ley de Chick-Watson:

$$\frac{dN}{dt} = -kCN \quad (6.1)$$

Donde:

N= Numero de organismos vivos en el instante t

C= Concentración de desinfectante, masa / volumen

t= Tiempo

k= Constante, tiempo⁻¹

Si “N₀” es el número de organismos en el instante inicial, t=0, la ecuación anterior se puede integrar para obtener:

$$\int_{N_0}^N \frac{dN}{N} = - \int_0^t kC dt \quad (6.2)$$

Entonces si resolvemos:

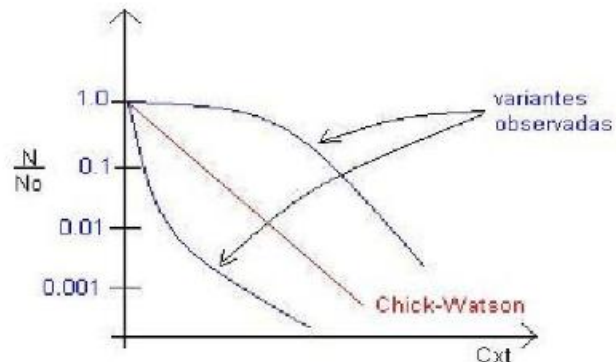
$$\ln \frac{N}{N_0} = -kCt \quad (6.3)$$

O

$$\frac{N}{N_0} = e^{-kCt} \quad (6.4)$$

Las desviaciones respecto a esta ley son frecuentes. Se ha comprobado que la cinética de inactivación de los microorganismos (relación entre N/N₀ y Ct) no siempre sigue la ecuación propuesta por Chick-Watson. Algunas desviaciones típicas se muestran en la figura 6.1

Figura 6.1 Desviaciones típicas de los microorganismos con respecto a la ley Chick-Watson



6.2.2 Tipo y concentración del agente químico

Se ha comprobado que la efectividad del desinfectante químico está relacionada con su concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente con la siguiente expresión:

$$C^n t_p = \text{constante} \quad (6.5)$$

Donde:

C= Concentración de desinfectante.

n= Constante.

tp= Tiempo necesario para alcanzar un porcentaje de mortalidad constante.

Las constantes de la ecuación anterior se pueden determinar representando la concentración frente al tiempo necesario para alcanzar un porcentaje dado de mortalidad en un papel doblemente logarítmico. El producto (C x t) se conoce como “dosis” de desinfección y, de acuerdo a lo supuesto anterior, la aplicación de cualquier combinación de C y t que resulte en un valor constante tendrá asociada un nivel de inactivación microbiana único. Esto se ha llamado comúnmente “Concepto C x t” en el campo de la desinfección de agua.

6.3 Desinfección con cloro

El cloro puede ser usado como desinfectante en forma de gas comprimido bajo presión o en soluciones de agua, soluciones de hipoclorito de sodio, o de hipoclorito de calcio sólido. Las tres formas son químicamente equivalentes gracias al rápido equilibrio que existen entre el gas molecular disuelto y los productos disociados de compuestos de hipoclorito.

6.3.1 Reacciones del cloro en agua

Cuando el cloro gas se absorbe en agua ocurren dos reacciones: hidrólisis e ionización. La hidrólisis se puede definir de la siguiente forma:

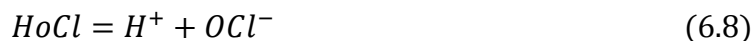


La constante de Henry K_h para esta reacción es

$$K = \frac{(HOCl)(H^+)(Cl^-)}{(Cl_2)} \approx 4.5 \times 10^{-4} \text{ a } 25^\circ C \quad (6.7)$$

La disolución en agua de grandes cantidades de cloro. Debido a su elevada solubilidad es posible la disolución en agua de grandes cantidades de cloro.

La ionización se puede describir de la siguiente manera:

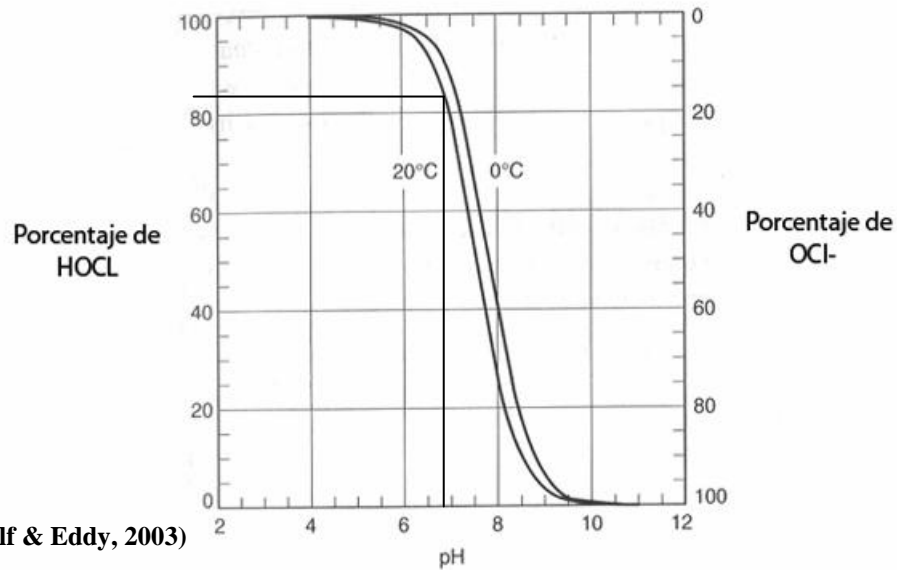


La constante de la reacción de ionización es:

$$K_i = \frac{(H^+)(OCl^-)}{(HOCl)} = 2.9 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ C \quad (6.9)$$

A la cantidad total de Cl_2 , OCl^- y $HOCl$ presente en el agua se denomina “cloro libre”. La distribución relativa de estas dos especies (que se muestra en la siguiente gráfica) es muy importante, ya que la capacidad de destrucción de organismos del $HOCl$ es entre 40 a 80 veces mayor a la del OCl^- . La distribución porcentual del $HOCl$ en función del pH se puede estimar de la figura 6.2

Figura 6.2 Porcentajes de HOCl y OCl⁻ con respecto a su pH



Fuente: (Metcalf & Eddy, 2003)

6.3.3 Determinación de la concentración y tiempo de contacto

Para determinar los porcentajes de HOCl y OCl⁻ del cloro total que se aplicara, se necesita saber el pH del agua a tratar. En el capítulo 2, donde se describieron las características del agua de la zona que se va a tratar en el punto de análisis se lectura el valor del pH de 7,40; este valor se utilizara para calcular los porcentajes de HOCl y OCl⁻.

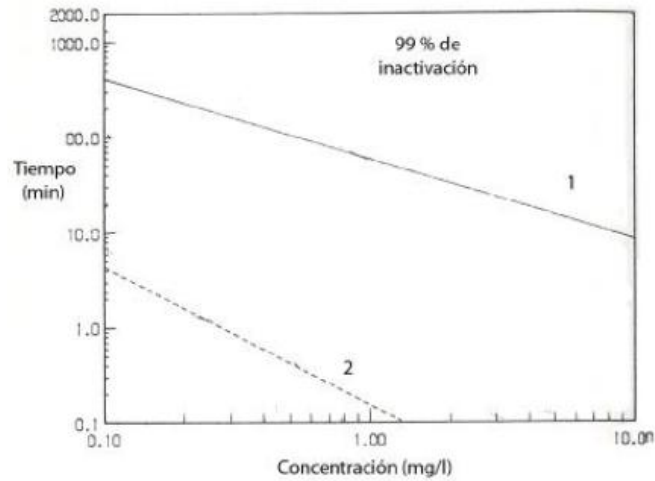
Para determinar las fracciones de HOCl y OCl⁻ que corresponden al pH del agua, se observa la figura 6.2 y se leen los siguientes porcentajes para un pH de 6,73:

HOCl= 83% del cloro libre total

OCl⁻= 17% del cloro libre total

Para calcular el CT (concentración y tiempo de contacto) requerido para inactivar el 99% (2 ciclos logarítmicos) de coliformes fecales, se puede observar la figura 6.3, la cual indica que:

Figura 6.3 Concentración de cloro por tiempo



En donde la línea 2 representa la aplicación de cloro a los coliformes totales y la línea 1 representa la aplicación de cloro a Giardia

A un pH de 8.5, el Ct es de:

$$CT = \frac{1mg}{l} \times 0.2 \text{ min} \quad (6.10)$$

$$CT = 0.2mg - \text{min}/l$$

Sin embargo, en la figura 6.2 se observa que a un pH de 8.5, los porcentajes de HOCl y OCl⁻ son de 10% y 90% respectivamente. Por lo que se necesita saber qué cantidad de C_{HOCl} por tiempo se requiere con un porcentaje de 60% de HOCl. Por lo que:

$$C_{HOCl}t = 0.1 \left(\frac{1mg}{l} \right) \times 0.2 \text{ min} \quad (6.11)$$

$$C_{HOCl}t = 0.02 \text{ mg} - \text{min}/l$$

Entonces se sabe que se debe tener un C_{HOCl}t=0.02 mg-min/l, y suponiendo un tiempo de 30 minutos, se obtiene que:

$$0.02 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{l} = 0.83(C_{total}) \times (t) \quad (6.12)$$

$$0.02 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{l} = 0.83(C_{total}) \times (30\text{min})$$

Despejando:

$$C_{total} = \frac{0.02mg * \frac{min}{l}}{(0.83 \times 30 \text{ min})} = 0,0008 \text{ mg/l}$$

Este valor $C_{total} = 0.0008 \text{ mg/l}$, es la dosis que se requiere aplicar a un pH de 6,73 para inactivar el 99% de los coliformes presentes. Como se observa, este valor es muy pequeño, prácticamente mínimo. Lo cual indica que los coliformes son poco resistentes a la aplicación de cloro, y es muy fácil controlarlos utilizando este método.

A continuación se realizara el mismo procedimiento para inactivar el 99% de *Giardia Lamblia*. En la misma grafica 6.2, se puede observar que a un pH de 6.0 se puede obtener un producto de:

$$CT = \frac{1mg}{l} \times 70min \quad (6.13)$$

$$CT = 70mg - min/l$$

La figura 6.1 muestra que a un pH de 6.0, el porcentaje de HOCl, es prácticamente el 100%

Por lo que se tiene:

$$C_{HOCl}t = \left(\frac{1mg}{l} \times 1\right) \times 70min \quad (6.14)$$

$$C_{HOCl}t = 70mg - min/l$$

Con el pH de 6,73 de las aguas residuales que se deben tratar, y suponiendo un tiempo de contacto de 30 min, se tiene que:

$$70mg * \frac{min}{l} = 0.83(C_{total}) \times t \quad (6.15)$$

$$70mg * \frac{min}{l} = 0.83(C_{total}) \times 30 \text{ min}$$

$$C_{total} = 2,8 \text{ mg/l}$$

Este valor de $C_{total} = 2.8 \text{ mg/l}$, es la concentración de cloro libre que se requiere aplicar a un pH de 6,73 para inactivar el 99% de la Giardia Lamblia presente. Este valor ya no es tan bajo como el que se obtuvo para inactivar los coliformes, sin embargo, es un valor razonable, y se puede aplicar sin ningún problema.

Por último, se realiza el mismo procedimiento para inactivar el 99% de Cryptosporidium Parvum. Se sabe que a un pH de 6.0, el CT requerido es de 3500 mg-min/l. Entonces:

$$3500 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}} = 0.83(C_{total}) \times 30 \text{ min} \quad (6.16)$$

$$C_{total} = 140,56 \text{ mg/l}$$

Como se observa, el valor de $C_{total} = 140,56 \text{ mg/l}$ es exageradamente alto, y no se puede aplicar una cantidad tan grande de cloro al agua. Por lo que para la eliminación del Cryptosporidium Parvum se requiere una desinfección por rayos UV, ya que el C. Parvum no es muy resistente a esta radiación y es fácil eliminarlo con ese método.

En conclusión, dejaremos un tiempo de contacto de **30 minutos**, y una concentración total de cloro de **4 mg/l**, la cual inactiva perfectamente el 99% de los coliformes y de la Giardia Lamblia, pero no garantiza la eliminación del Cryptosporidium Parvum como se demuestra a continuación.

$$C_{HOCl}t = 0.83 \left(\frac{4 \text{ mg}}{\text{l}} \right) \times 30 \text{ min} \quad (6.17)$$

$$C_{HOCl}t = 99,6 \text{ mg} - \text{min/l}$$

$$\frac{99,6 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}}}{3500 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}}} = 0.028$$

Esto quiere decir que solamente el 3% aproximadamente del Cryptosporidium Parvum podría ser eliminado aplicando 4 mg/l por 30 min, lo cual es muy pequeño, y confirma la necesidad de aplicar desinfección por medio de rayos UV para poder eliminar el Cryptosporidium Parvum.

CAPÍTULO VII

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

7.1 Introducción

La evaluación del impacto ambiental, concebida como un instrumento de política ambiental, analítico y de alcance preventivo, permite integrar al ambiente un proyecto o una actividad determinada; en esta concepción el procedimiento ofrece un conjunto de ventajas al ambiente y al proyecto, invariablemente, esas ventajas solo son apreciables después de largos periodos de tiempo y se concretan en economías en las inversiones y en los costos de las obras, en diseños más perfeccionados e integrados al ambiente y en una mayor aceptación social de las iniciativas de inversión.

A nivel mundial los primeros intentos por evaluar el impacto ambiental surgen en 1970, particularmente en los Estados Unidos. En Bolivia, este instrumento se aplica desde hace unos 20 años y durante este tiempo el procedimiento ha permanecido vigente como el principal instrumento preventivo para la gestión de proyectos o actividades productivas.

Si bien muchas cosas han cambiado y junto con ellas las ideas y los conceptos vinculados a este instrumento, la mayoría de sus bases siguen siendo validas. Así, en el contexto internacional, hay numerosas aportaciones cuantitativas que enriquecen la visión tradicional que ha tenido el procedimiento de evaluación del impacto ambiental (E.I.A.).

7.2 Conceptos básicos

La evaluación del impacto ambiental es un procedimiento de carácter preventivo, orientado a informar al promotor de un proyecto o de una actividad productiva, acerca de los efectos al ambiente que pueden generarse con su construcción. Es un elemento correctivo de los procesos de planificación y tiene como finalidad medular atenuar los efectos negativos del proyecto sobre el ambiente.

El estudio se ciñe a la recopilación de información y a la consulta a fuente autorizadas, para obtener evidencias de la capacidad de generación de alteraciones por parte del proyecto y, de igual manera, conocer cuál es la capacidad de carga del ambiente del área donde se ubicara el proyecto. Con lo anterior, el estudio debe permitir establecer propuestas de acciones de protección al ambiente y de corrección o mitigación de las alteraciones que pudieran producirse.

Con el proceso de evaluación de impacto ambiental integrado a la etapa de planeación de un proyecto de construcción se busca garantizar, de la mejor manera posible, el equilibrio del medio ambiente y la preservación de la salud y bienestar del hombre antes, durante y después de la construcción y puesta en marcha del proyecto en cuestión.

7.3 Etapas del proceso

La elaboración de un estudio de impacto ambiental, en términos generales se constituye por un conjunto de etapas y tareas a cumplir, que genéricamente, se concretan en los siguientes rubros:

1. Descripción del proyecto o actividad a realizar: En esta etapa se analiza y se describe al proyecto o a la actividad, destacando, desde el enfoque ambiental, sus principales atributos y sus debilidades más evidentes.

2.- Desglose del proyecto o actividad en sus partes elementales: Esta tarea debe realizarse de manera uniforme y sistemática para cada una de las cuatro fases convencionalmente aceptadas: preparación del sitio, construcción, operación y abandono del proyecto. Deberá hacerse una prospección de las actividades relacionadas al proyecto y de aquellas otras que serán inducidas por él, siempre con el objetivo de identificar los impactos al ambiente.

3.- Descripción del estado que caracteriza al ambiente, previo al establecimiento del proyecto: Descripción del medio físico en sus elementos bióticos y abióticos, en un ámbito extenso y sustentado tanto en evidencias reportadas en la literatura especializada como en observaciones directas en campo. En esta etapa se incluye el estudio el medio social y económico de la zona donde se establecerá el proyecto o donde se desarrollara la actividad.

4.- *Elementos más significativos del ambiente:* Este apartado resume la información que permite determinar el significado que tienen los elementos más relevantes del ambiente, previamente analizados, para su conservación. Habrán de definirse y aplicarse los criterios acordes a la magnitud de la importancia del ambiente, tales como diversidad, rareza, perturbación o singularidad, la valoración que se haga de cada rubro deberá tener un enfoque integral.

5.- *Ámbito de aplicación del estudio de impacto ambiental:* El ámbito de aplicación del estudio definirá el alcance que tendrá éste, para cada uno de los elementos anteriormente descritos. Su incidencia o no con áreas naturales protegidas o con planes parciales de desarrollo urbano o del territorio, así como el cumplimiento de normas oficiales bolivianas vigentes.

6.- *Identificación de los impactos:* Con esta etapa, el estudio alcanza una de sus fases más importantes, se trata de definir las repercusiones que tendrá el proyecto o la actividad a realizar sobre el ambiente descrito y sobre sus elementos más significativos. Cada impacto deberá ser valorado sobre una base lógica, medible y fácilmente identificable. Posteriormente, el análisis debe llegar a una sinergia que permita identificar, valorar y medir el efecto acumulativo del total de los impactos identificados.

7.- *Alternativas:* Si fuese el caso de que hubiese dos o más alternativas para el proyecto o para la actividad, estas serán analizadas, valoradas sobre la base de su significado ambiental y seleccionada la que mejor se ajuste tanto a las necesidades del mantenimiento del equilibrio ambiental, como a los objetivos, características y necesidades del proyecto.

8.- *Identificación de medidas de mitigación:* La importancia de esta etapa debe ser evidenciada en el reporte final con la propuesta de medidas lógicas y viables en su aplicación.

9.- *Valoración de impactos residuales:* Se aplica este concepto a la identificación de aquellas situaciones, negativas para el ambiente, que pueden derivar de una falta de previsión o de intervención del hombre y que pudieran derivar de la puesta en operación del proyecto.

10.- Plan de vigilancia y control: En esta etapa el estudio deberá definir los impactos que serán considerados en el plan de seguimiento y control; determinar los parámetros a evaluar, los indicadores que habrán de demostrar la eficiencia del plan, la frecuencia de las actividades, los sitios y las características del muestreo.

7.4 Métodos simples de identificación de impacto

Como ya se mencionó un estudio de impacto necesita realizar varias tareas, entre las que se incluye la identificación de impactos, la descripción del medio afectado, la predicción y estimación de impactos, la selección de la alternativa de la propuesta de entre las opciones que se hayan valorado para cubrir las demandas establecidas y el resumen y presentación de la información. Los objetivos de estas tareas son distintos, como lo son las metodologías necesarias para complementar dichas tareas. El término “metodología” se refiere al planteamiento estructurado de cómo llevar a cabo una o varias de esas actividades básicas.

7.4.1 Información de partida

Para identificar los impactos ambientales producidos por una actividad o proyecto de construcción se pueden emplear las matrices de causa-efecto, (también conocidas como matrices de Leopold); o bien algunas listas de control. Las características deseables en el método de E.I.A. que finalmente se adopte para la elaboración de un estudio de impacto ambiental comprenden los siguientes aspectos:

- Debe ser adecuado a las tareas que hay que realizar como la identificación de impactos o la comparación de opciones.
- Deben ser lo suficientemente independientes de los puntos de vista personales del evaluador y sus sesgos (los resultados deben poder reproducirse independientemente del grupo de evaluadores que los obtenga).
- Debe ser económico en términos de costos y requerimientos de datos, tiempo de investigación, personal, equipo e instalaciones.

7.4.2 Metodologías de matrices interactivas

Las matrices de causa-efecto fueron de las primeras metodologías de E.I.A que surgieron. Una “matriz interactiva simple” muestra las acciones del proyecto en forma de *columns* y los factores ambientales pertinentes en forma de *reglones*. Cuando se espera que una acción determinada provoque un cambio en un factor ambiental, este se coloca en el punto de intersección de la matriz y se describe además en términos de consideraciones de magnitud e importancia. Se han utilizado muchas variaciones de esta matriz interactiva en los estudios de impacto, incluyendo entre ellos las matrices por etapas.

7.4.2.1 Desarrollo de una matriz simple

Se considera mejor desarrollar una matriz específica para el proyecto, plan, programa o política que se esté analizando que utilizar una matriz genérica. Los pasos siguientes deben seguirse cuando quieran elaborar una matriz de interacción simple:

- 1.- Enumerar todas las acciones del proyecto previsto y agruparlas de acuerdo a su fase temporal, como por ejemplo: construcción, explotación y abandono.
- 2.- Enumerar todos los factores ambientales pertinentes del entorno y agruparlos:
 - a) De acuerdo a categorías física-química, biológica, cultural, socioeconómica, y
 - b) Según consideraciones espaciales tales como emplazamiento y región.
- 3.- Discutir la matriz preliminar con los miembros del equipo y/o asesores del equipo o del coordinador del estudio.
- 4.- Decidir el sistema de puntuación del impacto (por ejemplo, números, letras o colores) que se va a utilizar.
- 5.- Recorrer la matriz todo el equipo conjuntamente y establecer puntuaciones y notas que identifiquen y resuman los impactos (documentando esta tarea).

7.4.3 Métodos de listas de control

Los métodos de listas de control varían desde los listados de factores ambientales hasta los sistemas muy elaborados que incluyen la ponderación de importancias por cada factor ambiental y la aplicación de técnicas de escalas para los impactos de cada alternativa en cada factor. Las “listas de control simples” son listas de los factores ambientales que deben ser estudiados; sin embargo, no proporcionan información sobre los datos específicos que se requieren, los métodos de estimación y la evaluación de impactos.

7.5 Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales

Una vez que hemos descrito algunas metodologías para analizar e identificar los posibles impactos que se pueden generar de un proyecto, es necesario llevarlas a nuestro caso particular, para esto seguiremos las siguientes etapas, que son:

- Identificación de impactos mediante lista de control
- Descripción general de impactos y asignación de pesos específicos según actividades básicas.
- Matrices de identificación y evaluación de impactos
- Análisis de resultados
- Medidas preventivas y de mitigación.
- Conclusiones

7.5.1 Identificación de impactos mediante lista de control

Para la identificación de impactos nos basaremos en la lista de control desarrollada por el Servicio de Investigación Cooperativa del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA). Esta lista de control extensa, puede utilizarse para planificar un estudio de impacto ambiental o para resumirlo.

Tabla 7.1 Lista de control para evolución de impactos

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Formas del terreno ¿Producirá el proyecto:				
Pendientes o terraplenes inestables?			x	
Una implica destrucción del emplazamiento del suelo?			x	
Un impacto sobre terrenos agrarios clasificados como de primera calidad o únicos?		x		
Cambios en las formas del terreno, orillas, cauces de cursos o riberas?	x			Propios de la implementación del proyecto
Destrucción, ocupación o modificación de rasgos físicos singulares?			x	
Efectos que impidan determinados usos del emplazamiento a largo plazo?			x	
Aire/Climatología ¿Producirá el proyecto:				
Emisiones de contaminantes aéreos que excedan los estándares Estatales o provoquen deterioro de la calidad del aire ambiental?			x	
Olores desagradables?		x		Se deberá tener un control específico de la emisión de olores
Alteración de movimientos del aire, humedad o temperatura?			x	
Emisiones de contaminantes aéreos peligrosos regulados por la ley de aire limpio?			x	
Agua. ¿Producirá el proyecto:				
Vertidos a un sistema público de aguas?	x			Correspondiente al agua tratada

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Cambios en las corrientes o movimiento de masa de agua dulce o marina?	x			Efluentes a tratar
Cambios en los índices de absorción, pautas de drenaje o el índice o cantidades de agua de escorrentía?			x	
Alteraciones en el curso o en los caudales de avenidas?	x			Propios de la canalización del agua a tratar
Represas, control o modificaciones de algún cuerpo de agua igual o mayor a 4 ha de superficie?			x	
Vertidos en aguas superficiales o alteraciones de la calidad de agua considerando, pero no solo, la temperatura y la turbidez?	x			
Alteraciones de la dirección o volumen del flujo de aguas subterráneas?				
Alteraciones de la calidad del agua subterránea?			x	
Contaminación de las reservas publicas del agua?			x	
Infracción de los Estándares Estatales de calidad de Cursos de agua?			x	
Instalándose en un área inundable fluvial?			x	
Riesgo de exposición de personas o bienes a peligros asociados al agua tales como inundaciones?			x	

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Instalaciones en una zona litoral estatal sometida al cumplimiento de un Plan e Gestión de Zonas Costeras del Estado?			x	
Impacto sobre o construcción en un humedal o llanura de inundación interior?			x	
Residuos sólidos ¿Producirá el proyecto:				
Residuos sólidos o basuras en volumen significativo?	x			Considerando los lodos de desecho
Ruido ¿Producirá el proyecto:				
Aumento de los niveles sonoros previos?	x			Considerando los niveles actuales en la zona
Mayor exposición de la gente a ruidos elevados?			x	
Vida vegetal ¿Producirá el proyecto:				
Cambios en la diversidad o productividad o en número de alguna especie de plantas (incluyendo árboles, arbustos, herbáceas, cultivos, microflora y plantas acuáticas)?			x	
Reducción del número de individuos o afectara el hábitat de alguna especie vegetal considerada como única, en peligro o rara por algún nivel del Estado?			x	
Introducción de especies nuevas dentro de la zona o creara una barrera para el normal desarrollo pleno de las especies existentes?			x	
Reducción o daño en la extensión de algún cultivo agrícola?		x		

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Vida animal ¿El proyecto:				
Reducirá el hábitat o número de individuos de alguna especie animal considerada como única, rara o en peligro por el Estado?			x	
Introducirá nuevas especies animales en el área o creará una barrera a las migraciones o movimientos de los animales terrestres o de los peces?	x			
Provocará la atracción o la invasión, o atrapar a la vida animal?			x	
Dañará los actuales hábitat naturales y de peces?		x		
Provocará la emigración generando problemas los humanos y los animales?			x	
Usos de Suelo ¿El proyecto:				
Alterará sustancialmente los usos actuales o previstos del área?				
Provocará un impacto sobre un elemento de los sistemas de Parques Nacionales, Refugios Nacionales de la Vida Salvaje, Ríos Paisajísticos y Naturales Nacionales, Naturaleza Nacionales y Bosques Nacionales?				
Recursos naturales ¿El proyecto:				
Alterará la intensidad del uso de algún recurso natural?			x	
Destruirá sustancialmente algún recurso río reutilizable?			x	

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Se situara en un área designada como o que está considerada como reserva natural rio paisajístico y natural parque nacional			x	
Energía ¿El proyecto:				
Utilizara cantidades considerables de combustible o energía?		x		Considerando que en la zona el consumo de energía es bajo
Aumentara considerablemente la demanda de las fuentes actuales de energía?			x	
Transporte y flujo de trafico ¿Producirá el proyecto:				
Un movimiento adicional de vehículos?		x		
Efectos sobre las instalaciones actuales de aparcamiento o necesitara nuevos aparcamientos?			x	
Un impacto considerable sobre los sistemas actuales de transporte?			x	
Alteraciones sobre las pautas actuales de circulación y movimiento de gente y/o bienes?			x	
Un aumento de los riesgos del trafico para motorizados, bicicletas y peatones?			x	
Construcciones de nuevas carreteras?		x		Caminos de acceso
Servicio público ¿Tendrá el proyecto un efecto sobre, o producirá, la demanda de servicios públicos nuevos o de distinto tipo en alguna de las siguientes áreas?				
Protección contra incendios?			x	
Escuelas?			x	

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Infraestructuras ¿El proyecto producirá una demanda de sistemas nuevos o de distinto tipo de las siguientes infraestructuras?				
Energía y gas natural?			x	
Sistemas de comunicación?	x			
Agua?	x			
Saneamiento de fosas sépticas?			x	
Red de aguas blancas o pluviales?	x			
Población ¿El proyecto:				
Alterara la ubicación o la distribución de la población humana en el área?		x		
Riesgo de accidentes ¿El proyecto:				
Implicara el riesgo de explosión o escapes de sustancias potencialmente peligrosas incluyendo, pero no solo, petróleo, pesticidas, productos químicos, radiación u otras sustancias toxicas en el caso de un accidente o una situación desagradable?			x	Se deberá tener cuidado en el manejo de lodos y su desinfección
Salud humana ¿El proyecto:				
Creara algún riesgo real o potencial para la salud?			x	Se deberán cuidar la calidad del agua que se vierta al efluente
Expondrá a la gente a riesgos potenciales para la salud?			x	Se deberán cuidar la calidad del agua que se vierta al efluente
Economía ¿El proyecto:				
Tendrá algún efecto adverso sobre las condiciones económicas locales o regionales, por ejemplo: turismo, ingresos, empleo?			x	Se producirán nuevos empleos indirectos y directos para la zona

TEMA	SI	PUEDE SER	NO	COMENTARIOS
Reacción Social ¿Es este proyecto:				
Conflictivo en potencia?		x		Se deberá realizar una campaña informativa dentro de la población
Una contradicción respecto a los planes u objetivos ambientales que se han adoptado a nivel local?			x	
Estética ¿El proyecto:				
Cambiara una vista escénica o un panorama abierto al público?			x	
Creara una ubicación estéticamente ofensiva abierta a la vista del público?			x	
Cambiara significativo la escala visual o el carácter del entorno próximo?			x	
Arqueología, cultura e historia ¿El proyecto:				
Alterara sitios, construcciones, objetos o edificios de interés arqueológico, cultural o histórico, ay sean incluidos o con condiciones para ser incluidos en el Catalogo Nacional?			x	
Residuos peligrosos ¿El proyecto:				
Implicara la generación, transporte, almacenaje o eliminación de algún residuo peligros reglado?	x			

Fuente (Elaboración propia, basado en formato de USDA)

7.5.2 Descripción general de impactos y asignación de pesos específicos según actividades básicas.

A continuación se muestra una tabla desarrollada en función de las distintas etapas que comprende el proyecto, es decir preparación del sitio, construcción y fase de operación. Cada una de estas etapas se evaluara en función de los elementos que pueden verse afectados, considerando dentro de ellas la mayor cantidad de aspectos relacionados a estos, de tal forma que la descripción y la asignación de los pesos específicos sea una tarea fácil de realizar y de analizar por terceros.

Antes de asignar pesos específicos a cada uno de los elementos que se evaluarán, es necesario adoptar un criterio. En este caso nos guiaremos según la naturaleza del impacto, ya sea benéfico o adverso, asignando valores para ello. Dichos valores se muestran a continuación:

- 1.- Efecto Adverso
- 2.- Efecto Adverso Significativo
- 3.- Efecto Benéfico
- 4.- Efecto Benéfico Significativo

Tabla 7.2 Evaluación y descripción de impactos

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Etapa de Preparación	
Agua	
Por la actividad de acondicionamiento a Caminos de acceso se tendrá un impacto adverso sobre la calidad del agua superficial aunque el impacto no se considera de mayor magnitud debido a que el paso de agua no es constante	1
Aire	
Con las actividades de Despalme, Acondicionamiento de Caminos de Acceso y Operación de Maquinaria y Equipo se generaran Partículas Suspendidas Totales, provocando con ello un impacto adverso. Así mismo se elevara el Nivel de Ruido a consecuencia de estas actividades.	1
Durante el Acondicionamiento a Caminos de Acceso y Operación de Maquinaria y Equipo, se generaran de Gases de combustión, lo que tendrá un efecto adverso significativo sobre la calidad del aire.	2
Suelo	
Debido al Despalme y Acondicionamiento a Caminos de Acceso se crearan impactos adversos, ya que se modificara las Características físicas del suelo y el Relieve	2
Vegetación	
Durante la actividad de Despalme se eliminara la Vegetación Herbácea, Arbustiva y Arbórea, con lo que se provocaran impactos adversos en el terreno, sin embargo estos impactos no serán de gran importancia debido al tipo de vegetación existente (en su mayoría pequeños arbustos).	3

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Fauna	
<p>Durante el Despalme, la fauna correspondiente a Invertebrados, Reptiles y Mamíferos los cuales han hecho de este sitio su hábitat recibirán un impacto adverso significativo debido a que esta actividad perturbará su hábitat de manera definitiva.</p> <p>Las Aves serán desplazadas temporalmente, en tanto se reforesta el área. Así mismo a diferencia de las aves las especies terrestres serán afectadas y desplazadas por el constante movimiento de vehículos y la maquinaria utilizadas en las actividades de preparación del sitio.</p>	2
Aspectos Socioeconómicos	
<p>El Despalme es la base para que el uso de suelo pueda servir para una obra benéfica como lo es la planta de tratamiento de aguas, con lo cual se obtendrá un beneficio significativo.</p> <p>Con la Operación de maquinaria y equipo se requerirá de mano de obra población aledaña, por lo que se beneficiará significativamente la generación de empleo.</p> <p>En esta etapa se requerirá de la contratación de mano de obra de trabajadores de la población aledaña con lo que habrá una generación de empleo importante y significativo; así mismo se beneficiará a la población, servicios y la economía local.</p> <p>Por último con el acondicionamiento a caminos de acceso se beneficiará significativamente a la población, vías de transporte y servicios.</p>	4
Paisaje	
<p>Por el Despalme se ocasionará un impacto adverso sobre los aspectos estéticos, debido a que afectará en menor grado la visibilidad del lugar, sin embargo considerando que se reforestará el área afectada al término de su construcción.</p>	3

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Etapa de Construcción	
Agua	
<p>Con el establecimiento del canal de captación de agua se tendrá un impacto benéfico significativo en la calidad del agua superficial, debido a que se evitara que el agua de lluvia arrastre sólidos y partículas de suelo, así como también la dispersión del caudal de agua no tratada que pueda afectar al riego y al consumo de animales y ocasionalmente humanos.</p>	4
Aire	
<p>En la construcción de los tanques e infraestructura propia de la planta se generaran partículas suspendidas totales, provocando un impacto adverso. Con la actividad de excavación, relleno y compactación, así como en la operación de maquinaria y equipo elevaran el nivel de ruido, por lo que ocasionara un impacto adverso. Con la actividad de excavación, relleno y compactación se generaran partículas suspendidas totales y gases de combustión provocando un impacto adverso.</p>	1
<p>En la operación de maquinaria y equipo se generaran partículas suspendidas, gases de combustión, con lo que se causara un impacto adverso significativo sobre la calidad del aire.</p>	2
Suelo	
<p>La compactación de la zona sobre la que se desplantaran los distintos elementos del tren de tratamiento alterara la calidad física química del suelo debido a que se modificaran sus condiciones naturales, provocando con ello un impacto adverso. También se tendrá un impacto adverso sobre las características físicas del suelo, puesto que con la cimentación se alterara su formación original.</p>	1
<p>Otro impacto adverso significativo se presentara con la excavación, relleno y compactación, que afectara el relieve del suelo a alterar su formación natural.</p>	2

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Vegetación	
Debido a la actividad de excavación y compactación, la poca vegetación herbácea y arbustiva que no fue removida durante la preparación del sitio o el despalme, será extraída, con lo que recibirá un impacto adverso.	1
Fauna	
Con la operación de maquinaria y equipo, la fauna que pudo haber permanecido en el predio después de la preparación de terrenos como invertebrados y reptiles, serán afectados por dichas actividades de manera adversa.	3
Gracias al establecimiento de cercado perimetral se evitara el desplazamiento de mamíferos de los predios vecinos al sitio de disposición final, por lo que se tendrá un impacto benéfico.	3
Por otro lado con el establecimiento del cercado perimetral se provocara un impacto benéfico significativo ya que se evitara que ingrese fauna nociva.	4
Aspectos Socioeconómicos	
El límite de establecimiento del uso de suelo se verá identificado con el establecimiento de cercado perimetral del sitio, lo que ocasionara un impacto benéfico. Así mismo, se presentara el mismo impacto sobre la salud de la población.	3
La contratación de mano de obra tendrá un impacto benéfico significativo, ya que contribuirá con la economía local y la generación de empleo, al crear fuentes de trabajo de personas cercanas al sitio de estudio.	4
Paisaje	
Con las actividades de construcción de las partes que componen la planta, se tendrá como resultado un impacto benéfico sobre el aspecto estético del sitio de disposición final ya que este será bueno.	3

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Etapa de operación	
Agua	
Como consecuencia de la adecuada operación de la planta se tendrán los límites de contaminantes permisibles en el agua tratada lo cual resultara en un impacto benéfico.	4
Aire	
Con la operación de maquinaria y equipo se incrementara el nivel de ruido, provocando un impacto adverso.	1
En la descarga de agua tratada se disminuirá el nivel de olores, llevando consigo que se origine un impacto benéfico significativo.	4
Vegetación	
Con el adecuado manejo de impactos de operación sobre la vegetación arbustiva y arbórea, se tendrá un impacto benéfico significativo.	4
Fauna	
Debido a la continua operación de maquinaria y equipo durante toda la vida activa de la planta, se causara que los reptiles y aves sean impactados de modo adverso.	3
La constante descarga de agua tratada creara fauna positiva que causara un impacto benéfico significativo.	4

Evaluación y Descripción de Impactos	Valor
Aspectos Socioeconómicos	
<p>Con el registro del agua tratada se tendrá un control referente a la generación de aguas negras, así como una estimación de su composición, con lo que la población se verá beneficiada al existir un correcto tratamiento de agua residual y la información necesaria para el desarrollo de cualquier proyecto asociado que pudiera surgir; por otro lado se generaran fuentes de empleo y se ofrecerán los servicios que requiere la población para el consumo del agua de riego.</p> <p>Con el tratamiento del agua residual se tendrán efectos benéficos significativos sobre la población y la salud, ya que de esta manera no permanecerá en los cauces con el riesgo de llegar a los mantos acuíferos o generar enfermedades por el consumo de la misma ya sea de forma directa o indirecta.</p> <p>Con la operación de maquinaria y equipo dentro de la planta la salud de los trabajadores estará protegida al evitarles que realicen actividades que los mantengan en contacto con el agua residual. El impacto en este aspecto será benéfico significativo.</p> <p>Por la contratación de mano de obra necesaria durante toda esta etapa se tendrá como resultado la generación de empleo y una contribución a la economía local.</p>	4

Fuente (Elaboración propia basado en el formato de USDA, 1990)

7.5.3 Matrices de identificación y evaluación de impactos

En las matrices que se presentan en las tablas 7.4 y 7.5 se muestra en primer plano aquellas actividades que identifican un impacto ambiental, sea positivo o negativo, dicha identificación se realiza mediante el señalamiento de la intersección de la columna y el renglón correspondiente.

En la segunda matriz (Tabla 7.5) se cuantifica dicho impacto pudiendo ser este positivo o negativo, para lo cual se utilizaran los mismos pesos específicos mencionados con anterioridad.

7.5.4 Análisis de resultados

Como podemos ver de la matriz de impactos obtenemos los resultados que se muestran en la Tabla 7.5

Tabla 7.3 Resultados de la evaluación de impactos

Criterio	Valor	Total
Efecto Adverso	1	43
Efecto Adverso Significativo	2	19
Efecto Benéfico	3	14
Efecto Benéfico Significativo	4	51

Fuente (Elaboración propia)

Como se puede observar, de la matriz de impactos, resultaron 62 efectos adversos y 65 benéficos, de los cuales 19 fueron adversos significativos y 51 benéficos significativos, por lo que además de contar con mas efectos benéficos que adversos, la determinación de los impactos y su evaluación tiene mucho mayor peso sobre los impactos benéficos que sobre los impactos adversos, los cuales aparecen en una cantidad considerablemente superior.

7.5.5 Medidas preventivas y de mitigación

De acuerdo a los resultados obtenidos en la matriz de evaluación de impactos ambientales, se logro determinar que en su mayoría los impactos adversos al ambiente caen dentro de la clasificación de adversos reversibles. Los impactos adversos significativos para el proyecto de la planta de tratamiento de agua residual se encaminan principalmente hacia la calidad del aire en su fase de preparación y construcción y la fauna en su fase de preparación y el uso de suelo en su fase de preparación y construcción.

A continuación se presentan las medidas de mitigación para los aspectos más importantes:

- *Suelo*: Para contrarrestar los efectos adversos causados al suelo por las diferentes actividades realizadas en las distintas etapas se deberán aplicar las siguientes medidas de mitigación:

Realizar el despalme solo en áreas necesarias para evitar erosión eólica.

Identificar las zonas de excavación y relleno para no alterar las condiciones fisicoquímicas del suelo salvo en los casos estrictamente necesarios.

Evitar la incorporación de grasas, aceites, lubricantes, diese, aditivos, gasolina y estopas en el suelo, mediante mantenimiento adecuado de la maquinaria y equipo utilizados durante la construcción.

- *Aire*: Las actividades que pueden provocar un impacto adverso significativo sobre el factor aire, se encuentran las que involucran el movimiento de tierras, por lo que las etapas de preparación del terreno y construcción, la medida de mitigación será realizar estas actividades de manera secuencial conforme se avance en la obra, así mismo se deberá realizar estas actividades en fase húmeda.
- *Ruido*: Para mitigar el incremento de ruido, los vehículos que transiten en el sitio y la maquinaria y equipo a utilizar deben contar con los sistemas silenciadores para atenuar la generación de ruido. Estas medidas deben realizarlas los encargados del transporte, construcción y operación de la obra.

- *Vegetación:* Se debe realizar el despalme solamente en las áreas necesarias para la construcción, con el fin de conservar la cubierta vegetal nativa.
- *Fauna:* Con el fin de mitigar la mayor parte de los impactos a la fauna de la zona se deberá considerar su importancia en cuanto a biodiversidad de la zona, por lo que en cada una de las diferentes etapas, se permitirá su huida hacia los predios vecinos, evitando la caza, el trampeo y la colocación de cepos envenenados, lo que permitirá su reintroducción a futuro.
- *Aspectos Socioeconómicos:* Los trabajadores deben contar y utilizar el equipo de trabajo adecuado a los trabajos que desarrollen con la finalidad de evitar accidentes.
- *Paisaje:* La medida de mitigación para este factor será el establecimiento de una cortina de arboles en la periferia del terreno, así como también el cuidado de jardines que incluya el proyecto.

7.5.6 Conclusiones del estudio

Con base en la elaboración de un estudio de impacto ambiental para el proyecto de construcción y operación de la planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Padcaya, se considera que por haber más efectos benéficos que adversos, y a su vez, mas efectos benéficos significativos que adversos significativos, el proyecto es viable, pues cumple con las condiciones necesarias para su realización.

Con base en las características ambientales y del proyecto en sus diferentes actividades, es posible establecer una serie de medidas de mitigación de los impactos adversos detectados que aseguren la viabilidad de proyecto en un uso racional y sostenido de los recursos naturales.

CAPÍTULO VIII

PRESUPUESTO

8.1 Introducción

El objetivo de realizar un presupuesto es para ordenar y sistematizar la información de carácter monetario, en otras palabras determinar cuál será el costo total de la obra.

8.2 Personal de la planta

El personal de la planta debe estar constituido básicamente para labores y mantenimiento de la planta. Adicionalmente si las condiciones lo permiten, sería aconsejable contar con personal administrativo. El personal requerido en una planta en base a humedales puede ser el siguiente:

Un ingeniero (jornada parcial)

Tendrá a su cargo la planta de tratamiento, así como la coordinación con los operarios de las tareas de operación y mantenimiento del recinto.

Un operador

Será el encargado de realizar las tareas de control de la planta de tratamiento. Deberá tener conocimientos de mantenimiento y operación.

El manejo administrativo del proyecto estará a cargo de la entidad a cargo de los servicios básicos en el área del proyecto en este caso la Alcaldía Municipal de Padcaya.

8.3 Cómputos métricos

Se tienen los cómputos métricos para cada elemento de la planta, se muestran en las siguientes tablas

Tabla 8.1 Cómputos métricos canal de acceso

Canal de Acceso						
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Total
1	Instalación de faenas	Pza.	1			1
2	Limpieza del terreno	m2	7	2		14
3	Trazado y replanteo	m2	7	1		7
4	Excavación hasta 2.00 m (retro)	m3	7	1	0,5	3,5
5	Relleno y compactación del terreno en el canal	m3	3,08			3,08
6	Base del canal H°C° de 8 cm de espesor	m3	7	0,75	0,08	0,42
7	Paredes del canal de H°C° de 8 cm de espesor	m3	22	0,08	0,35	0,616
8	Suministro y colocación de rejillas de desbaste	Pza.	2			2
9	Colocación de compuertas	Pza.	3			3
9	Limpieza y retiro de escombros	Glb	1			1

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.2 Cómputos métricos tanque imhoff

Tanque de Sedimentación Imhoff						
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Total
1	Excavaciones	m3	12,1	4,3	5,2	270,56
2	H°A° muros y vigas	m3	12,1	0,25	10	30,25
3	H°A° losa de fondo	m3	12,1	4,3	0,2	10,406
4	Columna de apoyo central y viga central	m3	2,6			2,6
5	Cámara sedimentadora de H°A°	m3	6,99			6,99
6	Viga transversal de apoyo central	m3	0,89			0,89
7	Diafragmas sector superior	m3	0,67			0,67
8	Revoque con mortero de cemento	m2	26	10		260
Cámara						
1	Excavaciones	m3	0,77			0,77
2	Hormigón Armado	m3	0,02			0,02
3	Pared ladrillo	m2	2,55			2,55
4	Mampostería de piedra	m3	2,55			2,55
5	Tubería de PVC de 3 pulg	ml	1,2			1,2
6	Revoque interior	m2	1,44			1,44

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.2 Cómputos métricos tanque imhoff (continuación)

Tubería de extracción de lodos						
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Total
1	Tubería de PVC de 6 pulg.	ml	32,5			32,5
2	Codos PVC de 6 pulg.	Pza.	6			6
3	Tee PVC de 6 pulg	Pza.	3			3
4	Llave de paso tipo cortina de 6 pulg.	Pza.	3			3

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.3 Cómputos métricos humedal

Humedal						
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Total
1	Trazado y replanteo	m2	47	27		1269
2	Excavación con retroexcavadora	m3	47	27	0,4	507,6
3	Compactación e impermeabilización	m3	47	27	0,1	126,9
4	Hormigón pobre con piedra	m3	148	0,5	0,08	5,92
5	Tendido de cañería de PVC de 3"	ml	60			60
6	Llaves de paso de 3 pulg	pza.	4			4
7	Accesorios de unión	Pza.	10			10
8	Tendido de material drenante (d=25 mm)	m3	47	27	0,4	507,6
9	Plantas sembrado cada 20 cm	Pza.	47	27	0,5	634,5
Cámara de recogida						
1	Excavaciones	m3	1,2	1,2	1	1,44
2	Hormigón Armado	m3	0,02			0,02
3	Pared ladrillo	m2	1,2	1,2	2	2,88
4	Tubería	ml	2			2
5	Revoque	m2	1,2	1,2	2	2,88

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.4 Cálculos métricos del tanque de cloración

Tanque de cloración						
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Total
1	Excavaciones	m3	2,5	2,5	1,5	9,375
2	Hormigón Armado	m3	0,625			0,625
3	Pared ladrillo	m2	2,5	2,5	2	12,5
4	Tubería	ml	2			2
5	Revoque	m2	2,5	2,5	2	12,5

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.5 Cálculos métricos del cerco perimetral

Cerco Perimetral							
N°	Concepto	Unidad	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	N° de veces	Total
1	H°C° 50% de piedra desplazadora	m3	0,048			147	7,06
2	Excavación p/ estructuras	m3	0,26	0,26	0,6	147	5,96
3	Malla olímpica	ml	470			1,9	893,00
4	Alambre de púas	ml	470			2	940,00
5	Tubería de FG de 1" x 1 m	Pza.	1			147	147,00
6	Bisagras	Pza.	2			1	2,00
7	Cadena	m	0,4			1	0,40
8	Candado	Pza.	1			1	1,00

Fuente (Elaboración propia)

8.4 Precios unitarios

Los precios unitarios se muestran a detalle en la parte de anexos.

8.5 Presupuesto

El presupuesto total del diseño de la planta de tratamiento de agua residual es el siguiente:

Tabla 8.6 Presupuesto canal de aproximación

Nº	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs
1	Instalación de Faenas	Pza.	1,00	1140,33	1140,33
2	Limpieza del terreno	m2	14,00	18,61	260,56
3	Trazado y Replanteo	m2	7,00	26,00	181,99
4	Excavación con retroexcavadora	m3	3,50	19,99	69,97
5	Relleno y compactación del terreno en el canal	m3	3,08	30,83	94,94
6	Base del canal H°C° de 8 cm de espesor	m3	0,42	1037,01	435,54
7	Paredes del canal de H°C° de 8 cm de espesor	m3	0,62	1037,01	683,80
8	Suministro y colocación de rejillas de desbaste	Pza.	2,00	365,53	731,05
9	Colocación de compuertas	Pza.	3,00	55,00	165,00
10	Limpieza y retiro de escombros	Glb	1,00	137,60	137,60
				Total	3855,79

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.7 Presupuesto tanque imhoff

Nº	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs
1	Excavaciones	m3	270,56	19,99	5409,09
2	H°A° muros y vigas	m3	30,25	2693,67	81483,48
3	H°A° losa de fondo	m3	10,41	2547,93	26513,79
4	Columna de apoyo central y viga central	m3	2,60	2547,9329	6624,63
5	Cámara sedimentadora de H°A°	m3	6,99	2547,9329	17810,05
6	Viga transversal de apoyo central	m3	0,89	2693,67	2397,37
7	Diafragmas sector superior	m3	0,67	2547,93	1707,12
8	Revoque con mortero de cemento	m2	260,00	84,191627	21889,82

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.7 Presupuesto tanque imhoff (continuación)

Cámara de recogida					
N°	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs
1	Excavaciones	m3	0,77	19,992503	15,39
2	Hormigón Armado	m3	0,02	2547,93	50,96
3	Pared ladrillo	m2	2,55	124,40595	317,24
4	Mampostería de piedra	m3	2,55	309,01629	787,99
5	Tubería de PVC de 3 pulg	ml	1,2	95,40	114,48
6	Revoque interior	m2	1,44	84,191627	121,24
Tubería de extracción de lodos					
1	Tubería de PVC de 6 pulg.	ml	32,5	155	5037,50
2	Codos PVC de 6 pulg.	Pza.	6	28	168,00
3	Tee PVC de 6 pulg	Pza.	3	80	240,00
4	Llave de paso tipo cortina de 6 pulg.	Pza.	3	440	1320,00
				Total	172008,14

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.8 Presupuesto humedales

N°	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs
1	Trazado y replanteo	m2	1269,00	26,00	32991,48
2	Excavación con retroexcavadora	m3	507,60	19,99	10148,19
3	Compactación e impermeabilización	m3	126,90	104,24	13228,53
4	Hormigón pobre con piedra	m3	5,92	73,67	436,10
5	Tendido de cañería de PVC de 3"	ml	15,00	95,40	1431,00
6	Llaves de paso de 3 pulg	pza.	2,00	150,00	300,00
7	Accesorios de unión	Pza.	2,00	8,50	17,00
8	Tendido de material drenante (d=25 mm)	m3	507,60	132,27	67139,54
9	Plantas sembrado cada 20 cm	Pza.	634,50	55,31	35095,67

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.8 Presupuesto humedales (continuación)

Cámara de recogida						
Nº	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs	
1	Excavaciones	m3	1,44	19,99	28,79	
2	Hormigón Armado	m3	0,02	2547,93	50,96	
3	Pared ladrillo	m2	2,88	124,40595	358,29	
4	Tubería	ml	2	95,40	190,80	
5	Revoque	m2	2,88	84,191627	242,47188	
					Total	161658,82
Serán 4 celdas de humedales					Total	646635,27

Tabla 8.9 Presupuesto tanque cloración

Nº	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs	
1	Excavaciones	m3	9,375	19,99	187,43	
2	Hormigón Armado	m3	0,625	2547,93	1592,46	
3	Pared ladrillo	m2	12,5	124,41	1555,07	
4	Tubería	ml	2	95,40	190,80	
5	Revoque	m2	12,5	84,19	1052,3953	
					Total	4578,16

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.10 Presupuesto cerco perimetral

N°	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	P.U. Bs	P. Parcial Bs
1	H°C° 50% de piedra desplazadora	m3	7,06	1037,01	7317,14
2	Excavación p/ estructuras	m3	5,96	34,61	206,35
3	Malla olímpica	ml	893,00	45,23	40386,97
4	Alambre de púas	ml	940,00	0,42	394,80
5	Tubería de FG de 1" x 1 m	Pza.	147,00	154,49	22709,38
6	Bisagras	Pza.	2,00	6,00	12,00
7	Cadena	m	0,40	12,00	4,80
8	Candado	Pza.	1,00	10,00	10,00
				Total	71041,43

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 8.2.5 Presupuesto general de la obra

PRESUPUESTO GENERAL

PROYECTO: DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

UBICACIÓN: PADCAYA

FECHA: DICIEMBRE DE 2011

TIPO DE CAMBIO: 6,97 Bs/\$us

PRESUPUESTO GENERAL

Costo Total Planta de Tratamiento	Total	898118,79	Bs.
--	--------------	------------------	-----

	Total	128854,90	\$us.
--	--------------	------------------	-------

Fuente (Elaboración propia)

SON: Ochocientos noventa y ocho mil ciento dieciocho 79/100 Bs.
--

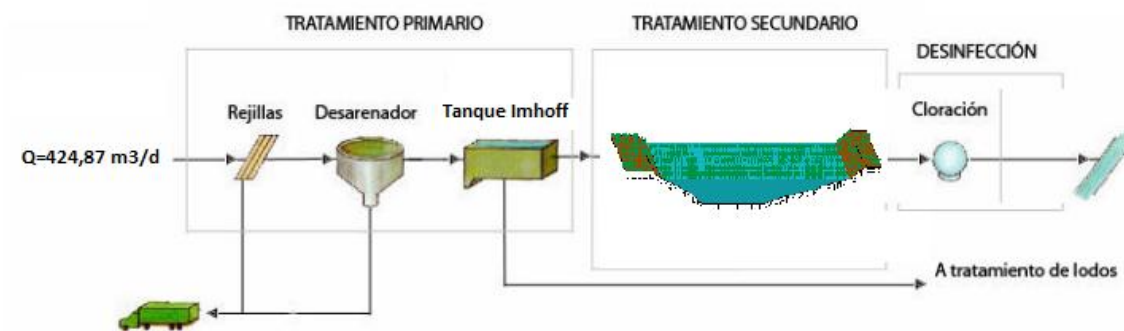
SON: Ciento veintiocho mil ochocientos cincuenta y cuatro 90/100 Dólares

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES

Conclusiones finales

A continuación se muestra un esquema del tren de tratamiento obtenido, mostrando cada uno de sus procesos u operaciones unitarias y la manera que estos se relacionan entre sí.

Proceso de tratamiento con sus operaciones y proceso unitarios



A grandes rasgos se puede dividir el esquema de tratamiento en tres partes bien definidas que son el tratamiento primario, secundario y el proceso de desinfección. De estas partes se desprenden cada uno de los procesos unitarios que se dimensionaron.

Por lo que las conclusiones obtenidas se resumen en los siguientes pasos:

- 1.- Se obtuvo un caudal proyectado a 20 años de $\text{m}^3/\text{día}$, un caudal medio de 424,87 $\text{m}^3/\text{día}$ y un caudal máximo horario de 994,20 $\text{m}^3/\text{día}$.
- 2.- Con el caudal máximo horario se diseñó el canal de aproximación de dimensiones de base 0,20 m y una altura de 0,30 m.
- 3.- Se realizó el diseño del canal desarenador en base al caudal máximo horario, teniendo dimensiones de base 0,40 m y altura de 0,30 m.
- 4.- En el tanque Imhoff cuyas dimensiones son 12,10 m de largo por 4,30 de ancho y 5,20 de profundidad y con un tiempo de retención de 2 horas, esta produce la primera fase de desinfección donde se reducen la DBO en un 34,5 % y los SST en un 56,3 %.

5.- Posteriormente el caudal entra al tratamiento secundario, en donde se dejan atrás las operaciones físicas para pasar al tratamiento biológico. Se diseñó un tratamiento basado en humedales por la eficiencia que tiene en remoción de la contaminación, sus ventajas, y su bajo costo y fácil operación, la vegetación elegida es el hydrocotyle heteromeria planta presente en nuestro medio. Del diseño se obtuvo que sean cuatro celdas de humedales de dimensiones de 47 m de largo por 27 m de ancho y una profundidad de 0,40 m.

7.- Por último, el caudal pasa al proceso de desinfección en donde mediante cloración se pretende desinfectar el caudal para poder ser vertido al efluente. Del diseño se obtuvo que sea de dimensiones de 2,5 m de largo por 2,5 m de ancho y una profundidad de 1,5 m para un tiempo de contacto de 30 minutos.

8.- Se obtuvo el presupuesto general de la obra que oscila en los ochocientos noventa y ocho mil ciento dieciocho bs. Aunque este precio está referenciado si está funcionando la planta a su plena capacidad, ya que en un inicio se puede implementar a la mitad de su capacidad y habilitar los siguientes predios conforme aumente el caudal de demanda, de esta forma se podrá realizar el monitoreo de los aspectos de la planta.

Recomendaciones finales

Entre las recomendaciones finales que tienen se puede mencionar:

Es necesario aclarar que el presente trabajo se llevó a cabo basándose en factores empíricos como ser la estimación de caudales y eficiencias de remoción, como también en factores experimentales como ser el análisis de muestras, datos de la población beneficiada. Por lo tanto es indispensable, una vez construida la planta, verificar si los cálculos obtenidos son correctos y, de ser necesario, hacer algún ajuste.

En cuanto a la vegetación elegida para el diseño, se hace necesario para futuros trabajos hacer investigaciones más detalladas de la misma y tener la certeza correcta de las características desinfectantes que tiene esta planta que es propia de nuestro medio.