



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

EVALUACIÓN Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA

Javier Alejandro Silva Burga

Piura, 19 de Abril de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Abril 2004



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**"Evaluación y rediseño del sistema de lagunas de estabilización
de la Universidad de Piura"**

**Tesis para optar por el Título de
Ingeniero Civil**

Javier Alejandro Silva Burga

**Asesor Dr. Ing. Ignacio Benavent Trullenque
Co-asesora Ing. Ana María Chávez de Allain**

Piura, Abril 2004

PRÓLOGO

Las lagunas de estabilización constituyen una forma popular de tratamiento de aguas residuales en países en desarrollo debido a su bajo costo de inversión (excepto por lo que se refiere al requerimiento del terreno), a los bajos costos de operación, a su habilidad para asimilar cargas orgánicas o hidráulicas fluctuantes y a su éxito en la eliminación de elementos patógenos. Por otro lado, se debe destacar el gran beneficio que supone contar con un volumen importante de agua tratada para su reutilización, por ejemplo en agricultura, dada la escasez del recurso.

Actualmente la Universidad de Piura cuenta con la primera etapa del sistema de tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización. Esta primera etapa está constituida básicamente por dos lagunas conectadas en serie cuya operación se inició en 1986. Habiendo transcurrido 18 años de operación, se hace evidente la necesidad de ampliar el sistema con la finalidad de optimizar su operación ya que se ha verificado una disminución en el rendimiento actual en cuanto a la calidad del efluente.

El presente trabajo pretende hacer un aporte significativo a este sistema de lagunas de estabilización, rediseñándolo de acuerdo a su funcionamiento actual y a la proyección actualizada del volumen de agua residual a tratar. De esta manera, asegurar una eficiente operación y adecuada calidad del efluente en cuanto al uso al que se le destina, como es el riego.

Al concluir, debo expresar mi agradecimiento a todas las personas e instituciones que colaboraron y asistieron en la tarea de preparación de la presente tesis y de manera muy especial al Dr. Ing. Ignacio Benavent Trullenque y a la Ing. Ana María Chávez de Allain, asesor y co-asesora de este trabajo respectivamente, por su invaluable ayuda, constante apoyo y dedicación.

RESUMEN

El objetivo principal de la tesis es el rediseño del sistema de lagunas de estabilización ubicado en la Universidad de Piura, de acuerdo a su funcionamiento actual y a la proyección actualizada del volumen de agua residual a tratar. De esta manera, asegurar la eficiencia en la operación y mantenimiento del sistema.

La presente tesis contiene la exposición de conceptos fundamentales referidos a la naturaleza del agua residual doméstica y a su tratamiento, la evaluación del sistema actual de lagunas de estabilización y la determinación de los parámetros a ser utilizados en el rediseño. Se realiza el diseño del subsistema complementario y el rediseño del subsistema actual, además de una estimación del costo del proyecto. Finalmente, se dan algunas técnicas de operación y mantenimiento del sistema.

Las conclusiones finales infieren en el rediseño del sistema mediante una laguna adicional (anaerobia) en serie, ubicada al principio de las actuales lagunas, así como algunas recomendaciones para lograr una eficiente operación y mantenimiento.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I NATURALEZA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA Y SU TRATAMIENTO.....	3
1.1 Agua Residual.	3
1.1.1 Principales características de las aguas residuales.	4
1.1.1.1 Características físicas.....	4
1.1.1.2 Características químicas.....	5
1.1.1.3 Características Biológicas.....	7
1.1.1.4 Demanda química de oxígeno (DQO).	8
1.1.1.5 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).....	8
1.2 Tratamiento de aguas residuales domésticas.....	9
1.2.1 Tratamiento preliminar.....	9
1.2.1.1 Desbaste.....	9
1.2.1.2 Desarenado.	10
1.2.2 Tratamiento Primario.	10
1.2.2.1 Sedimentación Primaria.	10
1.2.2.2 Tanques de Imhoff:.....	11
1.2.3 Tratamiento Secundario.	11
1.2.3.1 Lodos Activados.	12
1.2.3.2 Lagunas de estabilización.	12
1.2.3.3 Lecho de lodos. (UASB).....	13
1.2.4 Tratamientos terciarios.	13
1.2.5 Tratamiento de los residuos obtenidos en la depuración de las aguas residuales.....	14
1.2.5.1 Operaciones preliminares en el tratamiento de fangos.....	14
1.2.5.2 Estabilización.	15
1.2.5.3 Deshidratación.	15
1.2.5.4 Sistemas de eliminación o reutilización del fango.	16
1.3 Tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización.....	17
1.3.1 Concepto de laguna de estabilización.	17
1.3.2 Objetivos de las lagunas de estabilización.	18
1.3.3 Ventajas y desventajas.....	18
1.3.3.1 Ventajas.....	18
1.3.3.2 Desventajas.	19
1.3.4 Clasificación.	19
1.3.4.1 De acuerdo al proceso biológico desarrollado:	19
1.3.4.2 De acuerdo al lugar que ocupan; con relación a otros procesos.....	20
1.3.4.3 De acuerdo a la disposición de las unidades.	20
1.3.5 Funcionamiento de las lagunas.....	20
1.3.5.1 Mecanismos de funcionamiento.....	21
1.3.6 Criterios de diseño.....	22
1.3.6.1 Definiciones generales.....	22
1.3.6.2 Formulaciones para el diseño de lagunas.....	23
CAPÍTULO II ASPECTOS PRÁCTICOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.....	25
2.1 Selección del sitio.....	25
2.2 Geometría de las unidades.....	26

2.3 Movimiento de Tierras.....	26
2.3.1 Excavación y escarificación.....	26
2.3.2 Formación de Terraplenes.....	27
2.4 Revestimiento.....	27
2.4.1 Impermeabilización del fondo.....	27
2.4.2 Revestimiento de taludes.....	28
2.5 Procesos de pretratamiento.....	29
2.5.1 Desbaste.....	29
2.5.2 Desarenado.....	30
2.6 Medición de caudales.....	30
2.6.1 Medidor Parshall.....	30
2.6.1.1 Dimensiones.....	31
2.6.1.2 Condiciones de descarga.....	32
2.6.1.3 Puntos de medición.....	33
2.6.1.4 Fórmulas para el procesamiento de datos.....	33
2.6.2 Vertedero.....	35
2.6.2.1 Vertedero rectangular.....	35
2.6.2.2 Vertedero triangular.....	35
2.7 Canales y tuberías de conducción.....	36
2.8 Dispositivos de repartición.....	37
2.9 Dispositivos de entrada, interconexión y salida.....	37
2.9.1 Dispositivo de entrada.....	37
2.9.2 Dispositivo de interconexión.....	38
2.9.3 Dispositivo de salida.....	38
2.10 Balance hídrico de la laguna.....	39
2.10.1 Caudal de evaporación.....	39
2.10.2 Caudal de infiltración.....	40
2.11 Consideraciones en relación con el ambiente.....	41
2.11.1 En relación con el ambiente superficial.....	41
2.11.1.1 Problemas con vectores.....	41
2.11.1.2 Problemas con olores.....	41
2.11.2 En relación con el ambiente sub superficial.....	41
2.11.2.1 Afloramientos.....	41
2.11.2.2 Agua subterránea.....	42
CAPÍTULO III SISTEMA DE LAGUNAS DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA.....	45
3.1 Lagunas de estabilización de la universidad de Piura.....	45
3.1.1 Características generales de diseño.....	45
3.1.2 Diseño de Lagunas.....	46
3.1.2.1 Determinación de caudales.....	46
3.1.2.2 Tipos de tratamiento.....	47
3.1.2.3 Determinación de la carga orgánica.....	47
3.1.2.4 Dimensionamiento de las lagunas.....	47
3.1.3 Características de operación.....	48
3.2 Condiciones Actuales de funcionamiento.....	49
3.2.1 Construcción en su estado actual.....	49
3.2.1.1 Geometría de las lagunas.....	49
3.2.1.2 Estructuras de entrada, interconexión y salida.....	51

3.2.2 Operación de las lagunas.....	53
3.2.2.1 Entrada del agua al sistema de lagunas.....	53
3.2.2.2 Salida de agua de la laguna primaria y entrada a la laguna secundaria.....	54
3.2.2.3 Salida de agua del sistema de lagunas.....	54
3.2.2.4 Utilización del agua residual tratada.	54
3.2.3 Caudal afluente al sistema de lagunas.....	54
3.2.4 Calidad del agua en las diferentes partes del proceso.....	58
3.2.5 Conclusiones del estado actual del sistema de lagunas de la Universidad de Piura.....	59
CAPÍTULO IV REDISEÑO DEL SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA.....	61
4.1 Datos poblacionales.....	61
4.1.1 Población futura de urbanizaciones.....	61
4.1.2 Población futura de la Universidad de Piura.	63
4.2 Caudal de diseño de aguas residuales.....	67
4.2.1 Dotación de agua potable.	67
4.2.1.1 Dotación de agua para habitantes en urbanizaciones.....	67
4.2.1.2 Dotación de agua para personas en la Universidad de Piura.....	67
4.2.2 Cálculo del caudal de aguas residuales para el diseño.....	68
4.3 Diseño del sistema de lagunas de estabilización.....	70
4.3.1 Caudal de diseño.	70
4.3.2 Calidad prevista del efluente.....	70
4.3.3 Concepción del sistema de tratamiento.	70
4.3.4 Diseño de laguna anaerobia primaria.	71
4.3.4.1 Método de diseño.....	71
4.3.4.2 Parámetros de diseño.	71
4.3.4.3 Diseño de la laguna anaerobia primaria.	72
4.3.5 Evaluación de laguna secundaria (laguna primaria existente).....	75
4.3.6 Evaluación de laguna terciaria (laguna secundaria existente).....	76
4.3.7 Sistema proyectado.....	78
4.3.7.1 Cálculo de niveles.....	78
4.3.7.2 Especificaciones.	84
4.3.8 Costo estimado.	91
CAPÍTULO V OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	93
.....	
5.1 Pretratamiento.....	93
5.1.1 Desbaste.	93
5.1.2 Desarenado.	94
5.2 Lagunas de estabilización.....	94
5.2.1 Operación para funcionamiento inicial.....	94
5.2.2 Operación para el funcionamiento normal.	95
5.2.3 Control de funcionamiento.	96
5.2.4 Mantenimiento.	97
5.2.5 Evaluación de lagunas de estabilización.	98
5.2.6 Remoción de lodo.....	98
5.3 Aplicación de lodos estabilizados sobre el terreno.....	100
5.4 Disposición de las aguas residuales tratadas en el terreno.....	101
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103

6.1 Conclusiones.....	103
6.2 Recomendaciones.....	105
REFERENCIAS.....	107
ANEXO FOTOS.....	109

INTRODUCCIÓN

El sistema de tratamiento del agua residual mediante lagunas de estabilización ubicado en la Universidad de Piura cuenta con la primera etapa, constituida básicamente por dos lagunas conectadas en serie, cuya operación se inició en 1986. Al haber transcurrido 18 años de operación, se hace evidente la necesidad de evaluar el sistema con la finalidad de optimizar su operación.

El presente trabajo, cuyo objetivo fundamental es la evaluación y el rediseño de este sistema, ha sido dividido en seis capítulos:

En el primer capítulo se exponen los conceptos fundamentales relacionados a la naturaleza del agua residual doméstica, así como a su tratamiento. En especial, el tratamiento por medio de lagunas de estabilización, mecanismos de funcionamiento y criterios de diseño de las mismas.

En el segundo capítulo se presentan algunos aspectos prácticos de diseño y construcción en lagunas de estabilización a tener en cuenta, como la elección del sitio, movimiento de tierras, revestimiento de fondo y taludes, procesos de pretratamiento, etc., así como diferentes estructuras de conducción y repartición además de dispositivos de medición de parámetros hidráulicos.

En el tercer capítulo se muestran las características de diseño iniciales para las lagunas de estabilización de la Universidad de Piura, las condiciones actuales de construcción y operación de las mismas, así como la evaluación del estado actual del sistema, en cuanto a eficiencia en la operación y en el mantenimiento.

En el cuarto capítulo se determinan los parámetros para el rediseño del sistema de lagunas de estabilización, así como el diseño del subsistema complementario y rediseño del subsistema actual. Además se realiza una estimación del costo del proyecto.

En el quinto capítulo se presentan tareas y técnicas a tomar en cuenta para realizar una eficiente operación y un buen mantenimiento del sistema.

En el último capítulo, se exponen las conclusiones y algunas recomendaciones que son un resumen de lo analizado y determinado en los capítulos anteriores.

Capítulo I

NATURALEZA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA Y SU TRATAMIENTO

1.1 Agua Residual.

Se entiende por aguas residuales aquellas que han sido utilizadas con un fin consuntivo, incorporando a ellas sustancias que deterioran su calidad original (contaminación), disminuyendo su potencialidad de uso.

Las aguas residuales más comunes corresponden a:

Aguas residuales domésticas (aguas servidas).

Son las aguas de origen principalmente residencial (desechos humanos, baños, cocina) y otros usos similares que en general son recolectadas por sistemas de alcantarillado en conjunto con otras actividades (comercial, servicios, industria). Esta agua tienen un contenido de sólidos inferior al 1%. Si bien su caudal y composición es variable, pueden tipificarse ciertos rangos para los parámetros más característicos.

Aguas residuales industriales (residuos industriales líquidos).

Son aguas provenientes de los procesos industriales y la cantidad y composición de ellas es bastante variable, dependiente de la actividad productiva y de muchos otros factores (tecnología empleada, calidad de la materia prima, etc.). Así estas aguas pueden variar desde aquellas con alto contenido de materia orgánica biodegradable (mataderos, industria de alimentos), otras con materia orgánica y compuestos químicos (curtiembre, industria de celulosa) y finalmente industrias cuyas aguas residuales contienen sustancias inorgánicas u orgánicas no degradables (metalúrgicas, textiles, químicas, mineras).

Aguas de lluvias.

La escorrentía generada por aguas de lluvias es menos contaminada que las aguas residuales domésticas e industriales, y su caudal mayor. La contaminación mayor se produce en las primeras aguas que lavan las áreas por donde escurre.

1.1.1 Principales características de las aguas residuales.

Estas características de las aguas residuales son parámetros importantes para el tipo de tratamiento, así como para la gestión técnica de la calidad ambiental.

1.1.1.1 Características físicas.

Temperatura.

La temperatura de las aguas residuales es mayor que la de las aguas no contaminadas, debido a la energía liberada en las reacciones bioquímicas, que se presentan en la degradación de la materia orgánica. Las descargas calientes son otra causa de este aumento de temperatura.⁽¹⁾

Turbidez.

La turbidez, medida de la propiedad de transmisión de la luz del agua, es otro ensayo utilizado para indicar la calidad de los vertidos de aguas residuales con respecto a la materia suspendida.⁽⁴⁾

Color.

El color es un indicativo de la edad de las aguas residuales. El agua residual reciente suele ser gris; sin embargo, a medida que los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce y el color cambia a negro. En esta condición, se dice que el agua residual es séptica.⁽⁴⁾

Olor.

El olor es debido a los gases producidos en la descomposición de la materia orgánica, sobre todo, a la presencia de ácido sulfhídrico y otras sustancias volátiles. El agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable, pero más tolerable que el del agua residual séptica.⁽⁴⁾

Sólidos Totales.

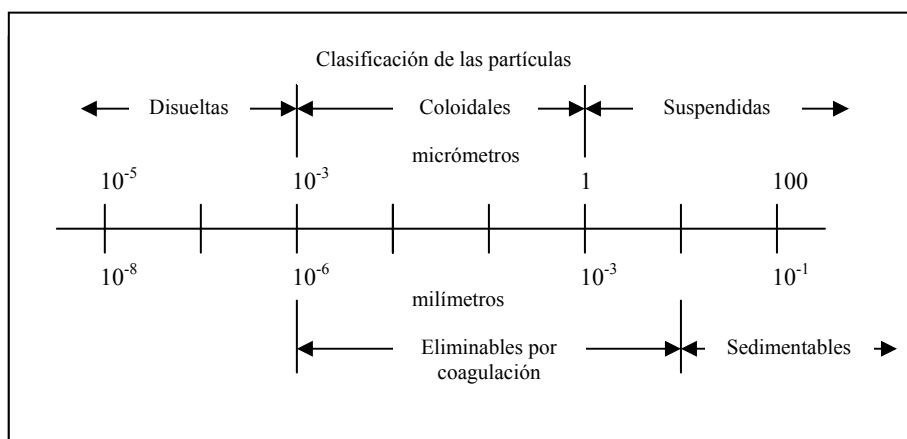
Los sólidos totales presentes en el agua residual se clasifican según su tamaño o presentación en sólidos suspendidos y sólidos filtrables.

Sólidos suspendidos: son las partículas flotantes, como trozos de vegetales, animales, basuras, etc., y aquellas otras que también son perceptibles a simple vista y tienen posibilidades de ser separadas del líquido por medios físicos sencillos. Dentro de los sólidos suspendidos se pueden distinguir los sólidos sedimentables, que se depositarán por

gravedad en el fondo de los receptores. Estos sólidos sedimentables, son una medida aproximada de la cantidad de fango que se eliminará mediante sedimentación. ⁽⁴⁾

Sólidos filtrables: esta fracción se compone de sólidos coloidales y disueltos. La fracción coloidal consiste en partículas con un diámetro aproximado que oscila entre 10^{-3} y 1 micra (figura 1.1). Esta fracción no puede eliminarse por sedimentación. Los sólidos disueltos se componen de moléculas orgánicas, moléculas inorgánicas e iones que se encuentran disueltos en el agua. Por lo general, se requiere una coagulación seguida de sedimentación para eliminar estas partículas de la suspensión. ⁽⁴⁾

Figura 1.1. Clasificación de las partículas sólidas contenidas en un agua residual, según su diámetro.



1.1.1.2 Características químicas.

Las características químicas estarán dadas, principalmente, en función de los desechos que ingresan al agua servida.

Materia Orgánica.

La materia orgánica está compuesta en un 90% por carbohidratos, proteínas, grasas y aceites provenientes de excrementos y orina de seres humanos, restos de alimentos y detergentes. Estos contaminantes son biodegradables, es decir, pueden ser transformados en compuestos más simples por la acción de microorganismos naturales presentes en el agua, cuyo desarrollo se ve favorecido por las condiciones de temperatura y nutrientes de las aguas residuales domésticas. ⁽³⁾ La urea, principal constituyente de la orina, es otro importante compuesto orgánico del agua residual. En razón de la rapidez con que se descompone, la urea es raramente hallada en un agua residual que no sea muy reciente.

El agua residual contiene también pequeñas cantidades de moléculas orgánicas sintéticas como agentes tensoactivos, fenoles y pesticidas usados en la agricultura. ⁽⁴⁾

Materia inorgánica.

Se incluyen en este grupo todos los sólidos de origen generalmente mineral, como son sales minerales, arcillas, lodos, arenas y gravas no biodegradables. En la tabla 1.1 se presenta la relación entre algunos constituyentes inorgánicos y el agua residual.

Tabla 1.1. Relación entre algunos constituyentes inorgánicos y el agua residual.

Elemento	Relación con el agua residual
Hidrógeno (pH)	El intervalo de concentración idóneo para la existencia de la mayoría de la vida biológica es muy estrecho y crítico. El agua residual con una concentración adversa de ion hidrógeno es difícil de tratar por medios biológicos. Por lo general, el pH óptimo para el crecimiento de los organismos se encuentra entre 6.5 y 7.5.
Cloruros	Proceden de la disolución de suelos y rocas que los contienen y que están en contacto con el agua, intrusión del agua salada (zonas costeras), agua residual doméstica, agrícola e industrial. Suministra información sobre el grado de concentración del agua residual.
Nitrógeno	Nutriente esencial para el crecimiento de protistas y plantas. Básico para síntesis de proteínas.
Fósforo	Incrementa la tendencia de proliferación de algas en el receptor. Íntimamente ligado, igual que el nitrógeno, al problema de la eutrofización. ⁽⁴⁾
Azufre	Requerido en la síntesis de las proteínas y liberado en su degradación.

Gases.

Las aguas residuales contienen diversos gases con diferente concentración.

Oxígeno disuelto: es el más importante, y es un gas que va siendo consumido por la actividad química y biológica. La presencia de oxígeno disuelto en el agua residual evita la formación de olores desagradables. La cantidad de oxígeno disuelto depende de muchos factores, como temperatura, altitud, movimientos del curso receptor, actividad biológica, actividad química, etc. ⁽²⁾

Ácido sulfhídrico: se forma por la descomposición de la materia orgánica que contiene azufre o por la reducción de sulfitos y sulfatos minerales. Su presencia, que se manifiesta fundamentalmente por los olores que produce, es un indicativo de la evolución y estado de un agua residual. ⁽⁴⁾

Anhídrido carbónico: se produce en la fermentación de los compuestos orgánicos de las aguas residuales negras. ⁽²⁾

Metano: se forma en la descomposición anaerobia de la materia orgánica por la reducción bacteriana del CO₂. ⁽²⁾

Otros gases: se producen además gases malolientes, como ácidos grasos volátiles y otros derivados del nitrógeno. ⁽²⁾

1.1.1.3 Características Biológicas.

Estas características están definidas por la clase de microorganismos presentes en el agua, entre los cuales tenemos:

Bacterias. ⁽²⁾

Juegan un papel fundamental en la descomposición y estabilización de la materia orgánica. Pueden clasificarse, en base a su metabolismo, en heterótrofas y autótrofas. Las bacterias autótrofas son aquellas que se nutren de compuestos inorgánicos, tomando la energía necesaria para sus biosíntesis a partir de la luz (bacterias fotosintéticas: familia *Thiorhodaceae*, *Chlorobiaceae*) o a partir de ciertas reacciones químicas (bacterias quimiosintéticas: *Nitrobacter*, *Nitrosomonas*, *Hydrogenomonas*, *Thiotrix*). En el tratamiento biológico de las aguas residuales, las bacterias heterótrofas constituyen el grupo más importante, por su necesidad de compuestos orgánicos para el carbono celular. Las bacterias autótrofas y heterótrofas pueden dividirse, a su vez, en anaerobias, aerobias, o facultativas, según su necesidad de oxígeno.

Bacterias anaerobias: son las que consumen oxígeno procedente de los sólidos orgánicos e inorgánicos y la presencia de oxígeno disuelto no les permite subsistir. Los procesos que provocan son anaerobios, caracterizados por la presencia de malos olores.

Bacterias aerobias: son aquellas que necesitan oxígeno procedente del agua para su alimento y respiración. El oxígeno disuelto que les sirve de sustento es el oxígeno libre (molecular) del agua, y las descomposiciones y degradaciones que provocan sobre la materia orgánica son procesos aerobios, caracterizados por la ausencia de malos olores.

Bacterias facultativas: algunas bacterias aerobias y anaerobias pueden llegar a adaptarse al medio opuesto, es decir, las aerobias a medio sin oxígeno disuelto y las anaerobias a aguas con oxígeno disuelto.

Bacterias coliformes: bacterias que sirven como indicadores de contaminantes y patógenos. Son usualmente encontradas en el tracto intestinal de los seres humanos y otros animales de sangre caliente. Las bacterias coliformes incluyen los géneros *Escherichia* y *Aerobacter*.

Algas.

En los estanques de estabilización, son un valioso elemento porque producen oxígeno a través del mecanismo de la fotosíntesis.

Las algas, al igual que sucede con otros microorganismos, requieren compuestos inorgánicos para reproducirse. A parte del anhídrido carbónico, los principales nutrientes necesarios son el nitrógeno y el fósforo. También son muy importantes vestigios de otros elementos (oligoelementos) como hierro, cobre, etc. Las algas pueden presentar el inconveniente de reproducirse rápidamente, debido al enriquecimiento del agua

(eutrofización) y crear grandes colonias flotantes originando problemas a las instalaciones y al equilibrio del sistema.⁽⁴⁾

Los tipos más importantes de algas de agua dulce son: verdes (*Chlorophyta*), verdes móviles (*Volvocales euglenophyta*), verdiamarillas o marrón dorado (*Chrysophyta*) y verdiazules (*Cyanophyta*).

1.1.1.4 Demanda química de oxígeno (DQO).

Es la cantidad de oxígeno requerida para oxidar químicamente los materiales orgánicos presentes en una muestra de agua. Esta oxidación degrada el material orgánico biodegradable y no biodegradable.

1.1.1.5 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

El parámetro de polución orgánica más utilizado y aplicable a las aguas residuales y superficiales es la DBO a los 5 días (DBO₅). Supone esta determinación la medida del oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de materia orgánica biodegradable. La medida de la DBO es importante en el tratamiento de aguas residuales y para la gestión técnica de la calidad de agua porque se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica.⁽⁴⁾

En la tabla 1.2, se presentan datos típicos de los constituyentes encontrados en un agua residual doméstica.

Tabla 1.2. Composición típica de una agua residual doméstica.

Componente	Intervalo de concentraciones		
	Alta	Media	Baja
Materia sólida, mg/l	1200	720	350
disuelta total	850	500	250
inorgánica	525	300	145
orgánica	325	200	105
en suspensión	350	220	100
inorgánica	75	55	20
orgánica	275	165	80
Sólidos decantables, ml/ l	20	10	5
DBO ₅ a 20°C, mg/ l	400	220	110
Carbono orgánico total, mg/ l	290	160	80
DQO, mg/ l	1000	500	250
Nitrógeno, mg/ l N, total	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo, mg/ l P, total	15	8	4
orgánico	5	3	1
inorgánico	10	5	3
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad, mg/ l CaCO ₃	200	100	50
Grasa, mg/l	150	100	50

Metcalfe-Eddy. "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". 1991

1.2 Tratamiento de aguas residuales domésticas.

Uno de los aspectos a considerar a la hora de realizar un vertido es que no se supere el poder de autodepuración del medio receptor para evitar efectos indeseables que dan lugar a una peor calidad.

Un sistema de tratamiento o estación depuradora de aguas residuales (EDAR) es una instalación donde el agua sucia, o residual, es sometida a un proceso mediante el cual por una combinación de diversos tratamientos físicos, químicos y/o biológicos se consigue eliminar la materia en suspensión, así como las sustancias coloidales y finalmente las sustancias disueltas que contiene. Todo esto para alcanzar unos niveles acordes con la normativa vigente y proporcionar una correcta integración de esta agua residual con el entorno, y obtener los mejores rendimientos posibles.⁽⁵⁾

El tipo de tratamiento depende de las características del residuo líquido. Las aguas de desecho provenientes de usos industriales, requerirán tratamientos más exigentes que los necesarios para los de origen doméstico; así mismo, las provenientes de uso agropecuario requerirán tratamientos especiales por la presencia de residuos orgánicos en concentraciones considerables. En algunos casos las aguas pueden ser tratadas en una sola planta, de acuerdo a sus características y según consideraciones económicas.

1.2.1 Tratamiento preliminar.

El tratamiento preliminar o pretratamiento, es un proceso que se sitúa en cabecera y tiene como objetivo eliminar, de las aguas residuales, todos aquellos elementos de tamaño considerable que por su acción mecánica pueden afectar al funcionamiento del sistema depurador, así como las arenas y elementos minerales que puedan originar sedimentación a lo largo de las conducciones.

Los pretratamientos para aguas residuales domésticas más frecuentes son:

- Desbaste (rejas).
- Desarenado.

1.2.1.1 Desbaste.

El desbaste mediante rejas es una operación sencilla pero llamativa, ya que en ella, se retienen los sólidos de gran tamaño. Estos sólidos son una verdadera muestra de la actividad que se ha realizado en la población unas horas antes pues, en su mayoría, proceden de los restos que se arrojan por los inodoros y los fregaderos urbanos. Así, encontramos desde restos de comida hasta pelos, plásticos, trozos de cristales, etc.⁽⁵⁾

En el canal de entrada del agua a una planta de tratamiento es habitual encontrar una reja, constituida por barras paralelas que forman un ángulo de 30° a 80° respecto a la superficie del agua, aunque también las hay horizontales y verticales. En esta reja quedarán retenidos todos aquellos cuerpos voluminosos, flotantes y en suspensión, arrastrados por el agua y cuyas dimensiones superen la luz de paso de la reja.

Así mismo, el canal de rejillas se debe proyectar de forma que se evite la acumulación y sedimentación de arenas y otros materiales pesados. Para ello se recomiendan velocidades superiores a 0.4 m/s. No obstante, esta velocidad no deberá superar los 0.9 m/s para evitar el arrastre de basuras a través de las rejillas.⁽⁵⁾

Luego de las rejillas se pueden colocar tamices, con aberturas menores para remover un porcentaje más alto de sólidos, con el fin de evitar atascamiento de tuberías, filtros biológicos, con una abertura máxima de 2.5 mm.⁽¹⁾

1.2.1.2 Desarenado.

El proceso de desarenado se utiliza para separar la arena arrastrada en suspensión por el afluente. En el tratamiento de aguas residuales se catalogan como arenas aquellas sustancias sólidas densas formadas por gravas, arenas, cenizas y otros materiales (diámetro ≥ 2.2 mm y peso específico ≥ 1.5 g/ml), no putrescibles y con una velocidad de sedimentación notablemente superior a la de los sólidos orgánicos putrescibles. La densidad media de este tipo de materiales se encuentra en torno a 1600 Kg/m^3 .⁽⁵⁾

El tipo de desarenador, según el procedimiento utilizado en la separación, más común es el de flujo horizontal, que realiza una separación natural por decantación. Este tipo de desarenador se verá de una manera más detallada en el capítulo siguiente.

1.2.2 Tratamiento Primario.

El principal objetivo del tratamiento primario es remover aquellos contaminantes que pueden sedimentarse, como los sólidos sedimentables y algunos sólidos suspendidos, o aquellos que pueden flotar como las grasas.

1.2.2.1 Sedimentación Primaria.

La mayor parte de las sustancias en suspensión y disolución en las aguas residuales no pueden retenerse, por razón de su finura o densidad, en las rejillas y desarenadores. Por ello se recurre a la sedimentación (también llamada decantación) que es la separación de un sólido del seno de un líquido por efecto de la gravedad. La decantación se produce reduciendo la velocidad de circulación de las aguas residuales, con lo que el régimen de circulación se vuelve, cada vez, menos turbulento y las partículas en suspensión se van depositando en el fondo del sedimentador.⁽⁵⁾

Se realiza en tanques rectangulares o cilíndricos donde se remueve aproximadamente el 65% de los sólidos suspendidos y el 35% de la DBO presente en las aguas residuales. Los lodos producidos están conformados por partículas orgánicas.

Los lodos de un sedimentador primario son diferentes a los lodos de un desarenador los cuales son de tipo inorgánico. Las grasas y espumas que se forman sobre la superficie del sedimentador primario son removidas por medio de rastrillos que ejecutan un barrido superficial continuo.

Los lodos que son sedimentados en un sedimentador primario se llaman lodos primarios, los cuales se recogen del fondo con rastrillos para luego ser sometidos a una digestión.⁽¹⁾

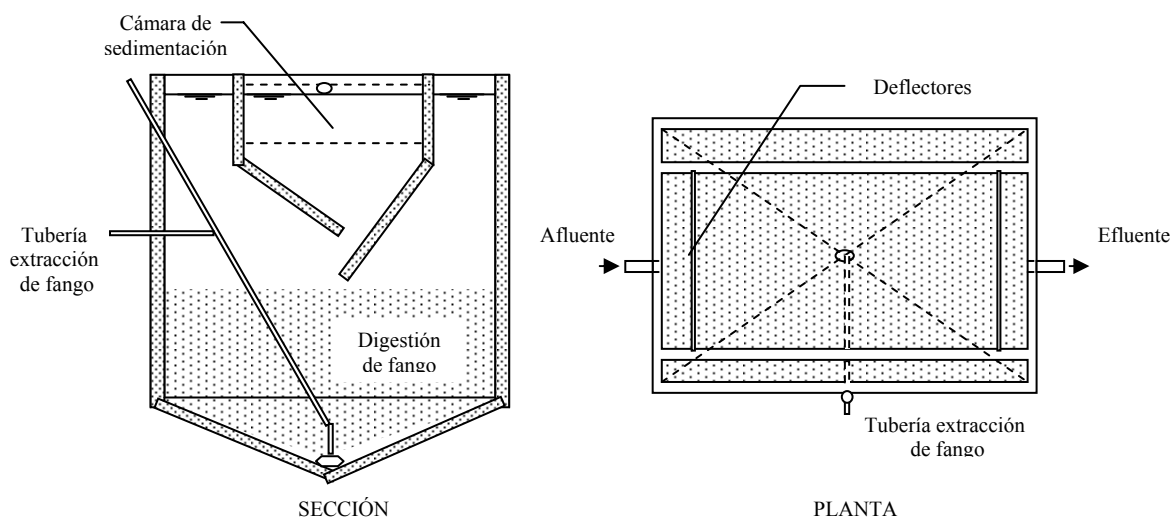
1.2.2.2 Tanques de Imhoff:

Se utiliza con el fin de efectuar simultáneamente una sedimentación y una digestión anaeróbica. Utilizado para el tratamiento primario en combinación con otro tratamiento secundario. Consta de 2 cámaras: la superior o cámara de sedimentación, por la que pasan las aguas negras a una velocidad muy reducida, permitiendo el asentamiento de la materia en suspensión; y la cámara inferior o de digestión, en la cual se desarrolla la digestión anaerobia de la materia sedimentada. ⁽⁴⁾

El fondo de la cámara de sedimentación está conformado por dos losas inclinadas que en su parte más baja se traslapan, dejando un espacio a través del cual los sólidos asentados pasan a la cámara inferior, aislando así las condiciones sépticas y malos olores provenientes de la digestión de lodos y evitando el contacto con las aguas negras que pasan por la cámara de sedimentación.

El piso de la cámara de digestión forma una tolva de donde los lodos ya digeridos son extraídos para su tratamiento. ⁽¹⁾ En la figura 1.2, se muestra un esquema del tanque Imhoff.

Figura 1.2. Esquema del tanque Imhoff.



1.2.3 Tratamiento Secundario.

El tratamiento secundario tiene como objetivo la eliminación de la materia orgánica biodegradable no sedimentable (materia orgánica finamente dividida y disuelta en el agua residual), junto a otros varios contaminantes. Básicamente, consiste en provocar el crecimiento de microorganismos que asimilan la materia orgánica, los cuales se reproducen y originan nuevos microorganismos insolubles que después son separados del flujo tratado como un fango destinado a una digestión definitiva o a la reutilización como enmienda del terreno. De hecho, se trata de una aplicación controlada de los sistemas naturales de autodepuración de las aguas, por lo que a este tipo de tratamiento se le llama tratamiento biológico. ⁽⁵⁾

Un tratamiento secundario remueve aproximadamente un 85% de la DBO y los sólidos suspendidos aunque no remueve cantidades significativas de nitrógeno y fósforo, metales pesados y bacterias patógenas.

En el tratamiento secundario de tipo biológico, la materia orgánica es utilizada como alimento de los microorganismos tales como hongos, bacterias, protozoos, rotíferos, etc., de tal manera que ésta es transformada en CO_2 , H_2O y un nuevo material celular.

Además de los microorganismos y materia orgánica es necesario hablar de oxígeno biodegradable o DBO, y ciertas condiciones favorables como el pH, y un adecuado tiempo de contacto.⁽⁶⁾

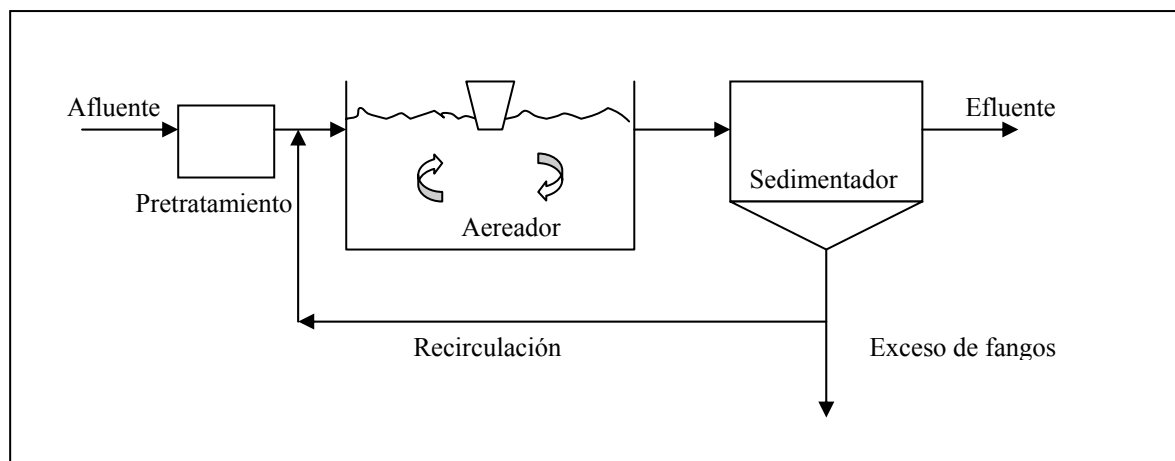
1.2.3.1 Lodos Activados.

Los lodos activados es una proceso de tratamiento por el cual, el agua residual y el lodo biológico (microorganismos) son mezclados y aerados en un tanque denominado aereador. Los flóculos biológicos formados en este proceso se sedimentan en un tanque sedimentador, de donde son recirculados nuevamente al tanque aereador o de aeración. En el proceso de lodos activados, los microorganismos son completamente mezclados con la materia orgánica en el agua residual de manera que ésta les sirve de alimento para su producción.

Es importante indicar que la mezcla o agitación se efectúa por medios mecánicos (aeradores superficiales, sopladores, etc.) los cuales tiene doble función: producir una mezcla completa y agregar oxígeno al medio para que el proceso se desarrolle.

La representación esquemática del proceso se muestra en la figura 1.3 mostrada a continuación.

Figura 1.3. Representación esquemática del proceso de fangos activados.



1.2.3.2 Lagunas de estabilización.

También llamadas estanques de estabilización, son grandes embalses donde la carga orgánica del afluente es depurada por la acción de microalgas y bacterias saprófitas, principalmente.

Para la disposición apropiada de aguas residuales, su tratamiento mediante lagunas de estabilización, constituye un sistema natural, que ofrece costos mínimos de operación, por lo cual es reconocido como el más adecuado para las condiciones económicas de

poblaciones de bajos recursos financieros. El proceso se convierte en una solución de costo mínimo al problema de salud humana. Este tipo de tratamiento constituye también una buena solución para pequeñas comunidades de clima cálido o templado (la temperatura tiene una notable influencia sobre la cinética del proceso).

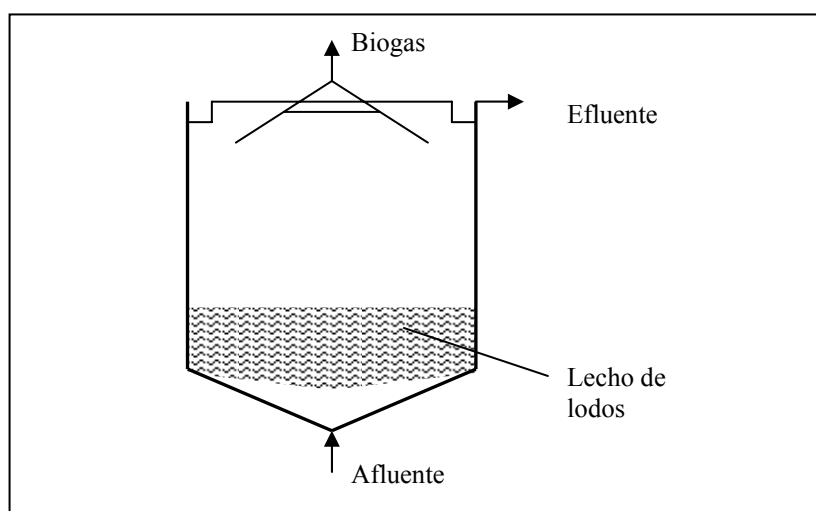
1.2.3.3 Lecho de lodos. (UASB)

Son reactores anaerobios denominados UASB (“Upflow Anaerobis Sludge Blanket” o Manto de Fango de Flujo Ascendente).⁽⁵⁾

En el interior de estos reactores (figura 1.4) se favorece la formación de flóculos o agregados de bacterias; al realizarse la alimentación del afluente por la parte inferior y generarse gases (principalmente CO₂ y metano), estos flóculos pueden mantenerse en suspensión. Tanto el gas libre como las partículas a las que se ha adherido el gas, ascienden hacia la parte superior del reactor donde se produce la liberación de este gas adherido, al entrar en contacto con unos deflectores desgasificadores. Las partículas desgasificadas suelen volver a caer y el gas se captura en una bóveda de recogida de gases instalada en la parte superior del reactor.

Es decir, permanentemente tenemos un flujo ascendente y otro descendente de agregados bacterianos, aunque no hay una distribución homogénea de los mismos, ya que su concentración es tanto mayor cuando más próximos están a la base del reactor.

Figura 1.4. Sistema UASB



El tiempo de contacto del reactor UASB es de 4 a 12 horas, permitiendo una reducción aproximada del 75 al 85% en la DQO. La velocidad de flujo necesaria para mantener el fango en suspensión es de 0.6 a 0.9 m/h.

1.2.4 Tratamientos terciarios.

Cuando los efluentes de una planta de tratamiento de aguas residuales de tipo secundario no cumplen con ciertos niveles de calidad se hace entonces necesario un tratamiento terciario o avanzado. Los objetivos del tratamiento terciario son eliminar la carga orgánica

remanente de un tratamiento secundario, desinfectarla para eliminar microorganismos patógenos, eliminar color y olor indeseables, remover detergentes, fosfatos y nitratos residuales, que ocasionan espuma y eutrofización respectivamente.⁽⁷⁾

Esta depuración puede realizarse también por medio de lagunado. El fundamento de este sistema no es más que utilizar el poder depurador de las bacterias presentes en el agua residual, las cuales permiten eliminar la materia en suspensión o disuelta y aquellos compuestos biodegradables como es la materia nitrogenada y carbonada. La cloración también es parte del tratamiento terciario o avanzado que se emplea para lograr un agua más pura.

1.2.5 Tratamiento de los residuos obtenidos en la depuración de las aguas residuales.

Las diferentes operaciones de depuración de un agua residual generan una serie de residuos que pueden clasificarse en dos grupos:⁽⁵⁾

- **Sólidos gruesos** que normalmente se obtienen en los pretratamientos y que, por lo general, o bien son incinerados o bien se depositan en vertederos.
- **Lodos**, que se generan tanto en los tratamientos primarios como en los secundarios.

Los lodos o fangos se presentan en forma líquida o semisólida y con un contenido de entre 0.25 y 12% (en peso) de sólidos, según el proceso del que procedan.

Los lodos se someterán a uno u otro tratamiento según sea su origen y su carga contaminante o tóxica. Estos tratamientos intentan reducir el volumen de estos fangos (mediante deshidratación) y contemplan la posibilidad de, o bien recuperar algún componente, o bien acondicionarlos para su reutilización (por ejemplo, en agricultura).

La acumulación de lodos o fangos genera tres problemas esenciales:⁽⁵⁾

- **Problema de espacio** (el fango ocupa espacio).
- **Problema medio-ambiental**, debido a que los fangos presentan un alto contenido en metales pesados, por lo que su acumulación en el suelo es conflictiva. La presencia de nitratos en los fangos puede originar problemas de contaminación en aguas subterráneas. Además los fangos contiene todo tipo de contaminantes orgánicos.
- **Problema higiénico-sanitario**, en el uso o manipulación de fangos que hayan sido sometidos a un tratamiento térmico a alta temperatura que asegure la eliminación de los organismos patógenos que puedan contener.

1.2.5.1 Operaciones preliminares en el tratamiento de fangos.

El tratamiento de los fangos es complejo, tanto por el hecho de contener gran parte de las sustancias responsables de la toxicidad del agua residual no tratada, como por contener materia orgánica. El fango producido en el tratamiento biológico contiene la materia orgánica presente en el agua residual en una forma diferente a la inicial, susceptible de descomponerse y llegar a ser tóxica.⁽⁵⁾

Antes de iniciarse el tratamiento de los fangos es necesario, en ocasiones, realizar una serie de operaciones preliminares para obtener un compuesto relativamente homogéneo y en cantidad constante. Las operaciones preliminares típicas son:

- El triturado del fango.
- El desarenado (cuando la separación de la arena se haya realizado en el sedimentador primario).
- El mezclado de los distintos fangos producidos a lo largo del proceso de depuración y almacenado, así se corrigen las variaciones en la producción de fango.

1.2.5.2 Estabilización.

Con la estabilización, el fango pierde sus características iniciales de putrescibilidad, se limitan los inconvenientes sanitarios que podrían derivarse de su uso (presencia de patógenos) y se eliminan los malos olores. Todos estos inconvenientes son debidos a la acción microbiana sobre la fracción orgánica o volátil del fango. Los mecanismos para solventar estos problemas y obtener productos estables e inertes son:⁽⁵⁾

- Reducción biológica de volátiles.
- Oxidación química de la materia volátil.
- Adición al fango de compuestos químicos que impidan la supervivencia de microorganismos.
- Aplicación de calor para desinfectar o esterilizar el fango.

Esta estabilización del fango se realiza mediante procedimientos de digestión anaerobia o aerobia (aireación prolongada en tanques iguales a los de lodos activos, que permite oxidar las materias volátiles y descomponer el fango), o mediante tratamientos químicos o térmicos como alternativa. De hecho se considera que existen dos categorías generales en los procesos de tratamiento de fangos:

- Sistemas que incluyen digestión biológica.
- Sistemas sin tratamiento biológico.

1.2.5.3 Deshidratación.

Finalmente, se somete a los fangos a algún proceso de deshidratación a fin de seguir reduciendo su contenido de humedad para obtener un producto de más fácil manejo y reducir los costos de transporte a su destino último; además, la deshidratación es necesaria antes del compostaje o de la incineración.⁽⁵⁾

Un sistema de deshidratación, lo constituyen los lechos de secado o eras de secado. Suelen ser tanques rectangulares contiguos, con un lecho poroso de arena y grava en su interior por el que se filtran las aguas que contienen los lodos ya digeridos o espesados. Su diseño permite que la eliminación de agua se realice tanto por el drenaje sobre lecho como por evaporación.⁽⁵⁾

1.2.5.4 Sistemas de eliminación o reutilización del fango.

Los fangos de las depuradoras, una vez sometidos a todos o algunos de los tratamientos; se envían a un destino final que puede consistir en:⁽⁵⁾

- **Eliminación de fango.** Consiste en la incineración o bien en la deposición en vertederos especiales. En ambos casos, se produce una pérdida económica importante y es inevitable un fuerte impacto medio-ambiental.
- **Reutilización del fango.** Minimiza los negativos efectos económicos y ambientales de la eliminación. Los objetivos fundamentales de la reutilización son aprovechar los fangos como fuente de energía y aprovechar los componentes de los mismos.

El destino más frecuente de los fangos lo constituye su esparcimiento sobre o justamente por debajo de la superficie del suelo. Una vez sobre el terreno, la luz y los microorganismos del suelo terminan de destruir los patógenos y muchas sustancias orgánicas tóxicas que se encuentran en el fango.

Esta reutilización del fango, para que sea de utilidad agrícola, debe tener un efecto fertilizante y/o de enmienda y correctivo del suelo (facilitar el transporte de nutrientes; incrementar la retención de agua).

Incineración del residuo.

La incineración o reducción térmica de los fangos permite la total o parcial conversión de los sólidos orgánicos a productos finales oxidados, principalmente dióxido de carbono y agua, generándose un residuo, llamado cenizas, biológicamente inerte pero con una fuerte carga mineral de macro y micronutrientes que las convierte en un material aprovechable para el abonado.⁽⁵⁾

Esta incineración presenta diferentes inconvenientes como son una alta inversión inicial, fuertes costos de operación, requerir de personal especializado y emisión de gases tóxicos (dispersan a la atmósfera partículas de aerosol de metales pesados y de óxidos de azufre y nitrógeno).

Vertido controlado.

El vertido se debe realizar en vertederos especiales bajo un estricto control. Se lleva a cabo de forma compacta y en capas alternadas de fango y suelo sobre materias impermeables.

Entre los problemas que presenta el vertido controlado se deben mencionar el elevado costo de transporte, dificultad para encontrar vertederos adecuados y la contaminación del suelo y capas freáticas por lixiviación de elementos potencialmente tóxicos.⁽⁵⁾

Reutilización agrícola de los fangos.

La aplicación del fango sobre terrenos agrícolas puede ser directa, previa estabilización, o a través del **compostaje**.⁽⁵⁾

El **compostaje** es un proceso de degradación biológica, llevado a término por bacterias, actinomicetos y hongos, que estabilizan la materia orgánica. Consiste básicamente en esparcir sobre el terreno una delgada capa de material orgánico, dejándolo descomponerse y penetrar poco a poco en el suelo. Este material sufre una descomposición aerobia y asegura la cobertura y protección del suelo. ⁽⁵⁾

Es aplicable sobre residuos sólidos urbanos, materiales orgánicos naturales fermentables y fangos deshidratados derivados de la depuración de aguas residuales. Generalmente, el compostaje se realiza en condiciones aerobias por espacio de 21-28 días, se alcanzan altas temperaturas (es un proceso exotérmico y pueden alcanzarse hasta 50-70°C), asegurándose la destrucción de patógenos, y se minimizan los problemas por malos olores. Los fangos debidamente compostados son seguros desde el punto de vista sanitario y son parecidos al humus del suelo al contener ácido húmico. ⁽⁵⁾

Los fangos de depuradora y el compost presentan altos contenidos en materia orgánica, nitrógeno, fósforo y oligoelementos (como cobre, hierro y zinc), circunstancia por lo que se ha estudiado ampliamente su uso como abono organomineral y como enmienda orgánica del terreno.

Algunas de las propiedades que tiene el fango sobre el suelo son: ⁽⁵⁾

- Los fangos actúan sobre las propiedades físicas del suelo, en especial aumentan la capacidad de retención de agua del mismo y favorecen la formación de agregados estructuralmente estables que elevan la porosidad y facilitan el aireamiento. Este efecto reestructurador y de mejora de las condiciones químicas y físicas del suelo reduce su erosionabilidad.
- Los fangos constituyen una base importante para el desarrollo de los microorganismos que actúan como reguladores de los ciclos biogeoquímicos del suelo.
- El dióxido de carbono formado en el proceso de mineralización de la materia orgánica del fango, proceso que transforma en disponible para las plantas los elementos nutritivos contenidos en el fango, facilita la disgregación y solubilización de los minerales del terreno. Además, el incremento del flujo de anhídrido carbónico desde el suelo a la atmósfera permite la intensificación de los procesos fotosintéticos.
- Los fangos aumentan la capacidad de intercambio catiónico de suelo, mejorando de esta manera su capacidad de reserva de nutrientes.

1.3 Tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización

1.3.1 Concepto de laguna de estabilización.

Una laguna de estabilización de aguas residuales es una estructura simple para embalsar agua, de poca profundidad de 1 a 4 m y con períodos de retención de magnitud considerable (de uno a cuarenta días).

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización, se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración, o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico y biológico.

Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas descargadas en una laguna de estabilización, y del efluente de las mismas, es el parámetro que más se ha utilizado para evaluar las condiciones de trabajo de las lagunas de estabilización y su comportamiento.

La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo a través de la acción de organismos aerobios cuando hay oxígeno disuelto en el agua, y de organismos anaerobios cuando no hay oxígeno disuelto en la misma.⁽¹⁾

Los factores que intervienen en el proceso de las lagunas de estabilización son:

- Físicos: temperatura, insolación, infiltración y evaporación, precipitación pluvial y vientos.
- Químicos: demanda bioquímica de oxígeno, pH, nutrientes, contaminantes resistentes.
- Biológicos: algas y bacterias.

1.3.2 Objetivos de las lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización se construyen con los siguientes objetivos:⁽⁸⁾

- Protección epidemiológica, a través de la disminución de organismos patógenos presentes en las aguas residuales y dificultando la transmisión de los mismos.
- Protección ecológica, a través de la disminución de la carga orgánica (DBO) de las aguas residuales, lográndose de esta manera que el nivel de oxígeno disuelto en los cuerpos receptores se vea menos comprometido, con el consiguiente beneficio para su reuso.
- Reuso directo del agua servida tratada en la agricultura, así como en piscicultura, evitando los riesgos e inconvenientes del reuso de aguas servidas crudas.

1.3.3 Ventajas y desventajas.

1.3.3.1 Ventajas.

- Presenta alta eficiencia
- Costo inicial bajo.
- Gastos de operación y mantenimiento bajos.
- Gran capacidad para recibir sobrecarga.
- Simplicidad de operación.
- No requiere equipo mecánico.

1.3.3.2 Desventajas.

- Requiere grandes extensiones.
- Puede ocasionar problemas de olores (generalmente las lagunas anaerobias).
- Puede producir vectores.
- En épocas de frío disminuye su eficiencia.
- Si el precio del terreno es alto puede salir costosa.

1.3.4 Clasificación.

1.3.4.1 De acuerdo al proceso biológico desarrollado:

- **Lagunas aerobias:**

Predominan los procesos aerobios (presencia de oxígeno). Se basan en el aporte de oxígeno a partir del crecimiento de fotosintetizadores y permiten obtener efluentes de baja DBO soluble pero de alto contenido de algas, las que debieran ser cosechadas a fin de controlar los cuerpos receptores.

La profundidad debe ser tal que no se alcancen a producir regiones sin oxígeno, sobre todo teniendo presente que la turbiedad impide el paso de la luz solar; se suelen encontrar profundidades de 30 a 50 centímetros y tiempos de retención hidráulicos (es decir, volumen de la laguna dividido por caudal medio tratado) de 4 a 6 días de modo que el terreno requerido para esta tecnología puede ser intolerablemente grande. Permiten reducciones del 80 al 95% de la DBO₅. La tasa de carga de este tipo de lagunas cae en el rango de 85 a 170 Kg. de DBO₅/ha.día.⁽⁹⁾

- **Lagunas anaerobias:**

Predominan los procesos de fermentación anaerobia. “las bacterias anaerobias no requieren oxígeno para reducir la materia orgánica, el proceso es más sensible a condiciones ambientales, produce olores desagradables, es largo y la estabilización no es total”⁽⁴⁾.

Las lagunas anaerobias suelen recibir cargas de 225 a 600 Kg. de DBO₅/ha.día con tiempo de retención hidráulico de 20 a 50 días. Rendimientos en la reducción de la DBO₅ del 50-85%. La profundidad puede ser entre 2.5 y 5 m.⁽⁵⁾

- **Lagunas facultativas:**

Laguna o estanque de tratamiento con una sección superior aerobia y una inferior anaerobia de modo tal que los procesos biológicos aerobios y anaerobios se produzcan en forma simultánea.

En el estrato superior de una laguna facultativa primaria existe una simbiosis entre algas y bacterias, en presencia de oxígeno; en los estratos inferiores se produce una biodegradación anaerobia de los sólidos sedimentables.

La carga aceptable para estas lagunas cae entre 85 y 170 Kg. DBO₅/ha.día. Se recomienda eficiencias entre el 70 y 90%. El tiempo de retención hidráulico cae en el rango de 5 a 30 días y la profundidad de operación debe estar entre 1.2 a 2.5 metros; por otra parte, se debe garantizar que el fluido utilice todo el volumen de la laguna, evitando corto circuitos y/o regiones muertas.⁽⁹⁾

- **Lagunas de aeración:**

Este tipo de lagunas se desarrolló a partir de los estanques de estabilización facultativos en los que solo se tuvo que instalar aereadores de superficie para eliminar los olores que se producían al estar sometidos a sobrecargas orgánicas.⁽⁵⁾

1.3.4.2 De acuerdo al lugar que ocupan; con relación a otros procesos.

- Lagunas primarias: reciben aguas residuales crudas.
- Lagunas secundarias: reciben efluentes de otros procesos de tratamiento.
- Lagunas de acabado: lagunas de mayor grado que las secundarias. También llamadas estanques de estabilización de baja carga, son lagunas terciarias diseñadas para mejorar la calidad de los efluentes de tratamientos secundarios y la nitrificación estacional. Las cargas aplicadas al sistema deben de ser bajas para poder mantener las condiciones aerobias.

1.3.4.3 De acuerdo a la disposición de las unidades.

- Lagunas en serie: permite una mejora importante en la calidad bacteriológica del efluente.
- Lagunas en paralelo: no mejora la calidad del efluente, pero en cambio, ofrece muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. En contar con por lo menos un sistema en paralelo permite sobrecargar una mientras se lleva a cabo la limpieza o mantenimiento de la otra.

1.3.5 Funcionamiento de las lagunas

El funcionamiento de las lagunas está gobernado por diferentes factores, entre los cuales tenemos:

- Penetración de la luz solar en el agua, necesaria para el desarrollo de condiciones aerobias.⁽¹⁰⁾
- La profundidad del estanque: los muy profundos limitan el alcance de los rayos solares sólo a las capas superiores y los estanques poco profundos son favorables a la aparición de diversos tipos de plantas que podrían limitar el paso de los rayos.
- Precipitación y evaporación en la zona: que podrían alterar el funcionamiento debido a las variaciones de volumen.
- Permeabilidad del suelo: por la cantidad de caudal que se filtra en el fondo y costados de la laguna.

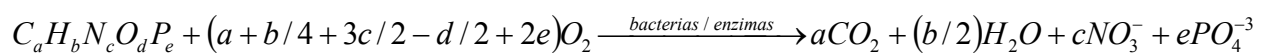
- Vientos: mejoran el funcionamiento cuando son moderados, por la acción mezcladora que producen.
- Naturaleza y fructificación de las algas, ya que consumen anhídrido carbónico y en condiciones climáticas adecuadas liberan oxígeno durante el día.⁽⁴⁾

1.3.5.1 Mecanismos de funcionamiento

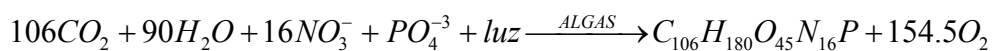
Gloyna,⁽⁸⁾ ha esquematizado el funcionamiento de las lagunas en los procesos:

- **Proceso Aerobio:**

Este proceso se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo en presencia de oxígeno, produciéndose compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aerobias. El proceso de desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales:

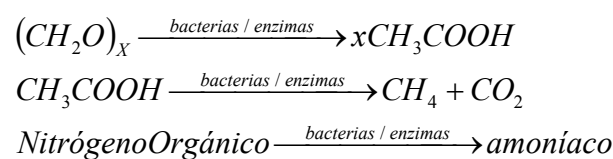


A su vez, las algas logran sintetizar materia orgánica que se incorpora a su propio protoplasma. Este proceso que se lleva a cabo en presencia de la luz solar recibe el nombre de fotosíntesis. En el mismo se desprende oxígeno (que es aprovechado por las bacterias aerobias para satisfacer la DBO) tal como se muestra en la siguiente reacción:



- **Proceso Anaerobio:**

El tratamiento anaerobio supone la descomposición de la materia orgánica y/o inorgánica en ausencia de oxígeno molecular. Las reacciones anaerobias son más lentas y los productos de las mismas originan malos olores.



Los microorganismos causantes de la descomposición de la materia orgánica se dividen frecuentemente en dos grupos:

El primer grupo hidroliza y fermenta compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, de los cuales los más corrientes son el ácido acético y el ácido propiónico. Este grupo de microorganismos se compone de bacterias facultativas y anaerobias colectivamente denominadas bacterias formadoras de ácidos.

El segundo grupo convierte los ácidos orgánicos formados por el primer grupo en gas metano y anhídrido carbónico, las bacterias responsables de esta conversión son anaerobias estrictas y se les conoce como bacterias formadoras de metano. Las bacterias más

importantes de este grupo tienen tasas de crecimiento muy lentas y por ello su metabolismo se considera como limitante del tratamiento anaerobio de un residuo orgánico.

En esta segunda fase tiene realmente lugar la estabilización del residuo, al convertirse los ácidos orgánicos en metano y anhídrido carbónico; el gas metano así obtenido es sumamente insoluble y su separación de la solución representa la estabilización del residuo.⁽⁴⁾

En el proceso anaerobio las bacterias suelen aprovechar parte de los nutrientes inorgánicos en la fabricación de su propio protoplasma celular, cosa que también sucede en el proceso aerobio. Sin embargo, llama la atención el hecho de que en ambos casos el resultado final es una disminución notable de bacterias, lo cual ocurre como consecuencia del agotamiento de los nutrientes y de otros fenómenos aún no muy claramente comprendidos en los que juegan un papel muy importante, el período de retención, la temperatura, la luz solar, etc.⁽⁴⁾

1.3.6 Criterios de diseño

1.3.6.1 Definiciones generales

Entre los términos a utilizar conviene definir:

- Período de retención hidráulico.

Es el tiempo en el cual un volumen de agua, que ingresa a la laguna, permanece en la misma hasta ser evacuado después de su tratamiento. Se formula:

$$R = \frac{V}{Q} \quad (1.1)$$

donde:

- R : Período de retención en días.
- V : Volumen de la laguna en m³.
- Q : Caudal afluente en m³/día.

- Factor de corrección hidráulica (HCF).

En la mayoría de las lagunas de estabilización, el comportamiento hidráulico es regido por las leyes de flujo laminar. Bajo este régimen de flujo, las capas superiores de agua de la laguna (hacia las cuales son atraídas las algas durante el día) se mueven a una velocidad igual a 2/3 la velocidad promedio. Por consiguiente, el tiempo de retención de la biomasa que está en esta zona de la laguna tiende a ser $\frac{2}{3}(\text{Volumen de laguna}/Q_{\text{afluente}})$.⁽¹³⁾

Debido al efecto de la posición relativa de las estructuras de entrada y salida, y el diseño de las mismas, el “factor de corrección hidráulica” (HCF) tiene en la práctica un valor entre 0.3 y 0.8. Tomando en consideración este factor, el tiempo de retención real será:⁽¹⁴⁾

$$\theta = R \times HCF \quad (1.2)$$

- Carga orgánica.

Normalmente estimada en función de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), que es el oxígeno consumido por los microorganismos para oxidar el sustrato orgánico biodegradable de un agua residual.

- Mezcla completa, flujo tipo pistón y flujo disperso.

Al estudiar la cinética del proceso que se lleva a cabo en una laguna de estabilización, caben varias hipótesis. Una de ellas, la más empleada, es la de suponer que hay una **mezcla completa** del agua servida, que acaba de ingresar en la laguna, con el resto del agua de la laguna. Otra hipótesis supone **flujo tipo pistón**, es decir, que el agua servida recién ingresada fluye como “un pistón en un cilindro”, y se va estabilizando en forma gradual. El fenómeno de flujo a pistón se ha podido apreciar en lagunas alargadas, en las que la relación largo/ancho es superior a 3.

Sin embargo, estudios realizados demuestran que no hay lagunas que trabajan totalmente bajo el régimen de mezcla completa, o totalmente bajo el régimen de flujo a pistón. En realidad, las lagunas trabajan bajo un régimen de **flujo disperso**, en el que se presentan simultáneamente ambos tipos de flujo. El problema se complica aún más por la presencia de las zonas muertas (donde no ocurre flujo alguno) y los cortocircuitos.⁽⁸⁾

1.3.6.2 Formulaciones para el diseño de lagunas.

Para remoción de DBO o carga bacterial:⁽¹¹⁾

Para el modelo que supone mezcla completa:

$$\frac{C}{C_o} \dot{o} \frac{N}{N_o} = \frac{1}{K\theta + 1} \quad (1.3)$$

Para el modelo que supone flujo a pistón:

$$\frac{C}{C_o} \dot{o} \frac{N}{N_o} = e^{-K\theta} \quad (1.4)$$

En donde:

- C : DBO₅ del efluente.
- C_o : DBO₅ del afluente.
- N : Concentración final de coliformes fecales (NMP/100ml).
- N_o : Concentración inicial de coliformes fecales (NMP/100ml).
- K : Constante de remoción que puede ser para DBO (K) o para coliformes fecales (K_b) en día⁻¹.
- θ : Período de retención real en días.

Para el modelo que supone flujo disperso:

$$\frac{C}{C_o} \text{ ó } \frac{N}{N_o} = \frac{4ae^{0.5d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \quad (1.5)$$

$$a = \sqrt{(1+4K\theta d)}$$

en donde “d” es el factor de dispersión y se calcula:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01368X^2} \quad (1.6)$$

En la ecuación anterior, X es la relación largo/ancho de la laguna. Para lagunas cuadradas (largo/ancho igual a 1) el factor de dispersión es igual a 1. En lagunas con relación largo/ancho igual a 2, el factor de dispersión es 0.5.

Para facilitar el cálculo y, a manera de aproximación, el segundo término en el denominador de la ecuación 1.4 es reducido, por lo que puede ser pasado por alto, en cuyo caso la fórmula es:

$$\frac{C}{C_o} \text{ ó } \frac{N}{N_o} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} \quad (1.7)$$

Para remoción de casi todos los parásitos se requiere una laguna primaria con 10 días de retención y para asegurar una remoción total se requiere una serie primaria y secundaria con una retención total de 20 días.⁽¹²⁾

Limite de carga según proceso predominante: facultativo o anaerobio.

Este límite para 20°C es una carga de 357.4 Kg DBO/(ha.día). Si se tiene en cuenta que el NH₃-N sólo puede incrementarse a través de procesos anaerobios, dicha carga establece el umbral entre las predominancias aerobia y anaerobia. El límite de carga establecida para otras condiciones de temperatura estaría dado por la siguiente ecuación:

$$La_t = 357.4 \times 1.085^{(T-20)} \quad (1.8)$$

en donde La_t es la máxima carga de DBO aplicable a una laguna facultativa, a la temperatura T del agua (°C).⁽¹²⁾

Capítulo II

ASPECTOS PRÁCTICOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

El diseño de lagunas consiste no solamente en determinar su superficie y profundidad sino, particularmente, en resolver un sinnúmero de detalles de construcción y especificaciones que asegurarán un funcionamiento y estabilidad adecuados de la unidad a lo largo de su vida útil.

2.1 Selección del sitio

La ubicación de un sistema de lagunas está en su mayor parte determinada por la posición del colector terminal y también por la disponibilidad de terreno. Es muy importante la dirección prioritaria del viento, no solo para mitigar los malos olores, sino porque tiene un papel importante en la aeración de lagunas aerobias y facultativas.

El área a escogerse debe ser suficientemente plana, de modo que evite un exagerado movimiento de tierras, que es el ítem más caro de este tipo de instalaciones.

Deben ubicarse en un área suficientemente extensa y fuera de la influencia de cauces sujetos a torrentes y avenidas; en el caso de no ser posible, deberán proyectarse obras de protección. El área deberá estar lo más alejada posible de centros poblados considerando las siguientes distancias: ⁽¹⁵⁾

- 500 m como mínimo para tratamientos anaerobios;
- 200 m como mínimo para lagunas facultativas.

El proyecto debe considerar un área de protección alrededor del sistema de tratamiento.

2.2 Geometría de las unidades

El reglamento nacional de construcciones S.090 (5.5.2.6.b) recomienda que la geometría de las lagunas depende del tipo de cada una de las unidades. Para las lagunas anaerobias y aeradas se recomiendan formas cuadradas o ligeramente rectangulares. Para las lagunas facultativas se recomienda formas alargadas; se sugiere que la relación largo-ancho mínima sea 2.⁽¹⁵⁾

Se recomienda poner el eje longitudinal de las lagunas paralelo al viento y así maximizar la mezcla, además de la salida en la dirección del viento. Se debe ubicar la entrada y la salida de modo de maximizar la distancia.

Una vez definidos en un plano la ubicación de las lagunas, se procederá a efectuar el replanteo en el terreno, siguiendo estrictamente las indicaciones de los planos, en cuanto a distancias, rumbos, etc. Se colocarán estacas indicando el corte o el relleno necesarios para lograr el nivel de obra terminado.

Se realizará el desmonte, que consiste en el corte y desenraizado de árboles, arbustos, hierbas o cualquier otro tipo de vegetación, y su retiro. Todo este material removido debe sacarse fuera de los límites del predio de la instalación de tratamiento y de sus accesos.⁽⁸⁾

2.3 Movimiento de tierras.

Tanto el movimiento de tierras como el diseño de los diques, debe ser efectuado con la asesoría de ingenieros de mecánica de suelos; se deben realizar las perforaciones necesarias para caracterizar el tipo de suelo del lugar escogido para la ubicación de las lagunas.

Una vez caracterizado el material del subsuelo y determinado el material necesario para la conformación del fondo y diques, se debe estudiar cuidadosamente el manejo de los estratos. Las lagunas de estabilización se construyen procurando que el movimiento de tierra sea compensado; es decir, que la excavación produzca el material necesario para los diques. En otras palabras, el corte debe igualar al relleno. Este aspecto es de vital importancia para la economía del proyecto ya que generalmente el movimiento de tierras supera el 80% del costo de la obra.

El despalme consiste en el retiro del material que se considera inapropiado, ya sea para el fondo de la laguna o para la fundación de los diques, tuberías u obras de arte. Generalmente, es la capa vegetal la que debe retirarse. En algunos casos, el despalme obliga a excavar por debajo de los límites previstos en el proyecto, obligando a reemplazar el material extraído por debajo de la subrasante, por material apropiado, el cual debe ser compactado cuidadosamente.⁽⁸⁾

2.3.1 Excavación y escarificación.

Las excavaciones se ejecutan con el objeto de obtener los niveles deseados para el fondo, así como para formar las secciones del proyecto. Algunas entidades admiten una tolerancia máxima de 10 cm. entre los cortes proyectados y los ejecutados. Por lo general, la excavación se hace con equipo de construcción similar al utilizado en carreteras.⁽⁸⁾

La escarificación consiste en la rotura de unos 15 cm del terreno sobre el cual se van a formar los terraplenes. Se entiende que estos 15 cm son después de efectuado el despalme. La escarificación se realiza con el fin de lograr una liga íntima entre el terreno natural y el material de los terraplenes.

2.3.2 Formación de Terraplenes.

Una vez concluidos el despalme y la escarificación, los terraplenes se construyen con el material producto de las excavaciones, o del obtenido mediante préstamos. El material se irá colocando en capas delgadas que se van compactando. De ser posible, se utilizará equipo de compactación especial (pata de cabra). El espesor de las capas, el porcentaje de humedad permisible, lo mismo que el grado de compactación requerido, será fijado con base en los estudios de suelos que se realicen. ⁽⁸⁾

En general, los diques de tierra hechos con material con alto contenido de arcilla logran una buena estabilidad con una pendiente adecuada. En todo diseño deberá darse a los diques la pendiente que garantice su estabilidad total.

Con la finalidad de mantener al mínimo la erosión causada por olas provocadas por el viento, la pendiente del dique en el lado húmedo debe ser suave, más o menos 1 en la parte vertical a 3 en la parte horizontal. Los taludes más empinados pueden ser adoptados en el caso de suelos muy duros y si se utiliza un revestimiento protector en la interfase. El borde libre recomendado, según reglamento, para las lagunas de estabilización es de 0.5 m.

Se recomienda revestimiento de orillas para brindar una protección ante la posible erosión debida a la acción de las olas y además para el control de la vegetación.

La coronación del dique debe ser hecha lo suficientemente ancha como para permitir el fácil tráfico de vehículos. En las lagunas, sobre todo en las primarias, el ancho debe ser tal que permita la circulación del equipo pesado, tanto en la etapa de construcción como durante la remoción de lodos. Un ancho de 2.5 m es el adecuado aunque pueden usarse diques más pequeños para instalaciones menores. Las esquinas de los diques deben redondearse para minimizar la acumulación de natas y desarrollo de corrientes secundarias que dan lugar a cortocircuitos.

2.4 Revestimiento.

2.4.1 Impermeabilización del fondo.

Los estudios de conductividad hidráulica y permeabilidad del material encontrado en el fondo, serán los que indiquen si a éste se le deberá hacer algún tratamiento especial o revestirlo con algún material impermeable natural (arcilla) o artificial (membranas sintéticas). Al efectuar los estudios de permeabilidad, deberá tomarse en cuenta que las aguas residuales tienden a disminuir la conductividad hidráulica de los suelos. Esto es especialmente importante en el caso de las lagunas primarias. ⁽⁸⁾

Si la tierra es muy permeable teóricamente puede suceder que la laguna nunca complete su llenado debido a la infiltración a través del fondo. En este caso, el nivel del agua se mantiene en un punto donde la carga estática, encima del fondo, es suficiente para lograr la entrada del fluido en la tierra porosa subyacente. En la práctica, esta situación se supera con facilidad durante la puesta en marcha de las lagunas anaerobias o primarias. La retención se torna más difícil en el caso de lagunas secundarias o de maduración por la naturaleza de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales tratadas.

En muchos casos pueden evitarse sorpresas desagradables por medio de un análisis granulométrico del suelo y pruebas de infiltración, pero a pesar de ello, los resultados obtenidos son frecuentemente engañosos y las fallas pueden ser detectadas algunas veces sólo después de que los trabajos se han completado. ⁽¹⁷⁾

De cualquier modo, si se decide construir una laguna en tierra relativamente porosa, la superficie de la unidad debe ser hecha impermeable por medio de una capa compacta mínima de 0.10 m de tierra arcillosa transportada de un sitio cercano. A primera vista no parece mucho, pero una hectárea requiere 1,000 m³ de revestimiento de arcilla compactada.

Los revestimientos de polietileno y de vinilo han sido utilizados en algunas ocasiones pero el costo es relativamente alto en países en desarrollo. Los recubrimientos de plástico se utilizan por lo general en unidades relativamente pequeñas y más que nada en lagunas aeradas mecánicamente. En el caso de suelos con más de 70% de material granular por peso (grava o arena), el uso de suelo-cemento es una alternativa, pero se tiene que tener en cuenta el aspecto económico. Otra alternativa es la utilización de manto asfáltico.

2.4.2 Revestimiento de taludes.

En términos generales, el revestimiento de un talud suave es innecesario. Para este propósito se recomienda pendientes de 1 en la vertical y 3 ó 4 en la horizontal. En este caso las olas que resultan de la fricción del viento reventarán en el talud aligerándose, pero ello no significa que no dañe el talud. En caso de pendientes más pronunciadas el revestimiento puede hacerse obligatorio.

Aparentemente, el revestimiento de piedra es lo más recomendable para el talud, siempre y cuando el material rocoso se pueda adquirir a bajo costo, colocándose una parte por encima y otra por debajo del nivel del agua las piedras de diferentes tamaños y formas se acomodan manualmente sin unir las con argamasa. El empedrado es un medio efectivo contra la erosión y la maleza.

El área empedrada deberá tener 0.15 m de espesor y su altura ser mayor a la prevista para las olas. El ancho mínimo recomendable es de 1 m, siendo 0.5 m por encima y 0.5 m por debajo del nivel de las aguas cuando están tranquilas.

Es probable que el empedrado acumule grasa y otros materiales flotantes. Por este motivo algunas personas se inclinan a usar losas de concreto o un revestimiento de ladrillo, a pesar de ser más costosos, a fin de lograr una superficie más plana.

Es importante recalcar que el plantar árboles de gran envergadura en las cercanías de la laguna puede, hasta cierto punto, reducir la fricción causada por el viento. El efecto de mezcla y de difusión del oxígeno fotosintético en las lagunas depende en su mayor parte de las corrientes inducidas por el viento. Por lo tanto, el viento resulta, más que un perjuicio, un beneficio. Ante la presencia de arena en el viento se pueden utilizar trampas, que consisten básicamente en muros periféricos que permitirán la precipitación de la arena.

2.5 Procesos de pretratamiento.

2.5.1 Desbaste.

El objetivo del desbaste o cribado es retener y separar los cuerpos voluminosos flotantes y en suspensión de las aguas residuales ya que pueden dañar u obstruir las tuberías, interfiriendo en los procesos de tratamiento. Los dispositivos utilizados para este fin son las rejas de barras, clasificadas de acuerdo a su tamaño en:

Tipos de rejas	Abertura (cm)
Rejas gruesas	5 – 10
Rejas medianas	1.5 – 5
Rejas finas (rejillas)	< 1.5

Las rejas consisten de una serie de barras o soleras de metal paralelas, colocadas en un determinado ángulo de inclinación en el canal que conduce las aguas residuales a la planta de tratamiento. Para evitar la corrosión de las barras, pueden ser hechas a base de tubos plásticos. El ángulo de inclinación de la rejilla, está en función de la técnica de limpieza prevista, que puede ser manual o mecánica. Para la limpieza manual se colocan en ángulos hasta de 60° con respecto a la horizontal y para la limpieza mecánica se instalan en ángulos mayores, inclusive hasta en posición vertical.

Los principales parámetros en el diseño de las rejas son:

- Velocidad del agua en el canal y a través de las rejas.
- Gasto.
- Área efectiva de las rejas.
- Pérdida de carga.

En la tabla 2.1, se comparan las características de las rejas de limpieza manual con las de limpieza mecánica.

Tabla 2.1 Comparación de las características de las rejas de limpieza manual con las de limpieza mecánica.⁽⁴⁾

Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Ancho (mm)	5 - 15	5 - 15
Profundidad (mm)	25 – 37.5	25 – 37.5
Separación entre barras (mm)	25 - 50	15 - 75
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 - 0.6	0.6 - 1.1
Pérdida de carga permisible (mm)	150	150

Metcalf-Eddy. "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". 1991

La cantidad de desperdicios sólidos retenidos por las rejillas varía según la naturaleza de las aguas negras y el tamaño de las aberturas de la rejilla. Los desperdicios retenidos contienen de 75 a 90% de humedad y están formados por trapos, papel, trozos de caucho, residuos de alimentos y otros productos expuestos a la putrefacción, por lo que se requiere su rápida eliminación, a través de procesos como enterramiento, incineración o digestión.

2.5.2 Desarenado.

El tipo de desarenador, según el procedimiento utilizado en la separación, más común es el de flujo horizontal, que realiza una separación natural por decantación.

Los desarenadores de flujo horizontal son canales rectangulares donde se mantiene una velocidad controlada del agua residual, de forma que las arenas sedimentan y los sólidos orgánicos pasan a las siguientes unidades de tratamiento. El parámetro principal de diseño es la velocidad horizontal del flujo a través de la unidad. Generalmente una velocidad de 0.3 m/s permite la sedimentación de partículas de 0.2 mm y mayores. El tiempo de retención varía de 20 segundos a 1 minuto. El ancho mínimo recomendable para estas unidades es de 0.6 m. Debe de proveerse un espacio dentro de la cámara para la acumulación y almacenamiento de las arenas.

2.6 Medición de caudales

En las lagunas de estabilización, al igual que en cualquier otra planta de tratamiento de aguas residuales, es necesario tener un registro del caudal que ingresa a las mismas las 24 horas del día. Esta información es necesaria para poder evaluar el comportamiento de las lagunas. Además, sirve para muchos otros objetivos como saber en que etapa de su vida útil se encuentra la estructura y poder planificar ampliaciones, etc. Las canaletas Parshall se adaptan muy bien a este propósito por su precisión, y por no presentar remansos donde se pueden acumular sólidos como sucede en los vertederos.

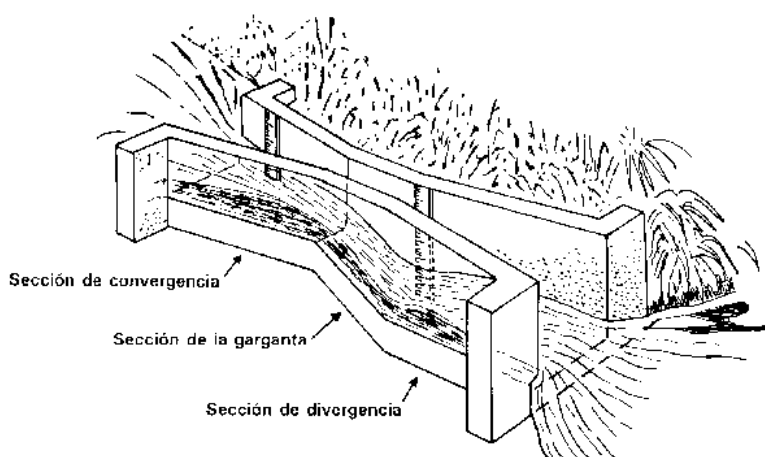
Se recomienda que por lo menos el caudal total que ingresa a la planta, sea medido por medio de una canaleta Parshall, a la cual se le haya adaptado un registrador automático de niveles.

Pero no basta con medir el caudal que entra a la planta. Hay que medir el caudal que entra a cada laguna y el efluente de ellas. Como sería muy costoso construir muchas canaletas Parshall, se recurre para estas medidas a los vertederos, los cuales si bien ofrecen algunas desventajas, por otra parte facilitan y flexibilizan la operación de las lagunas.⁽⁸⁾

2.6.1 Medidor Parshall.

El aforador Parshall es un aparato calibrado para medir el agua en los canales abiertos. El aforador está constituido por una sección de convergencia con un piso nivelado, una garganta con un piso en pendiente hacia aguas abajo y una sección de divergencia con un piso en pendiente hacia aguas arriba, tal como se muestra en la figura 2.1. Gracias a ello el caudal avanza a una velocidad crítica a través de la garganta y con una onda estacionaria en la sección de divergencia.⁽¹⁶⁾

Figura 2.1. Canal de aforo Parshall



Este tipo de aforador ofrece varias ventajas tales como:

- El diseño de la estructura es simple, por lo cual su construcción resulta barata.
- La estructura trabaja eficientemente aún teniendo gran variación en el gasto.
- No presenta azolve, debido a que el aumento de la velocidad lo mantiene libre de obstrucciones.
- No influye la velocidad con que el agua se aproxima a la estructura.
- La pérdida de carga es pequeña.
- Opera en un rango amplio de flujos.

2.6.1.1 Dimensiones.

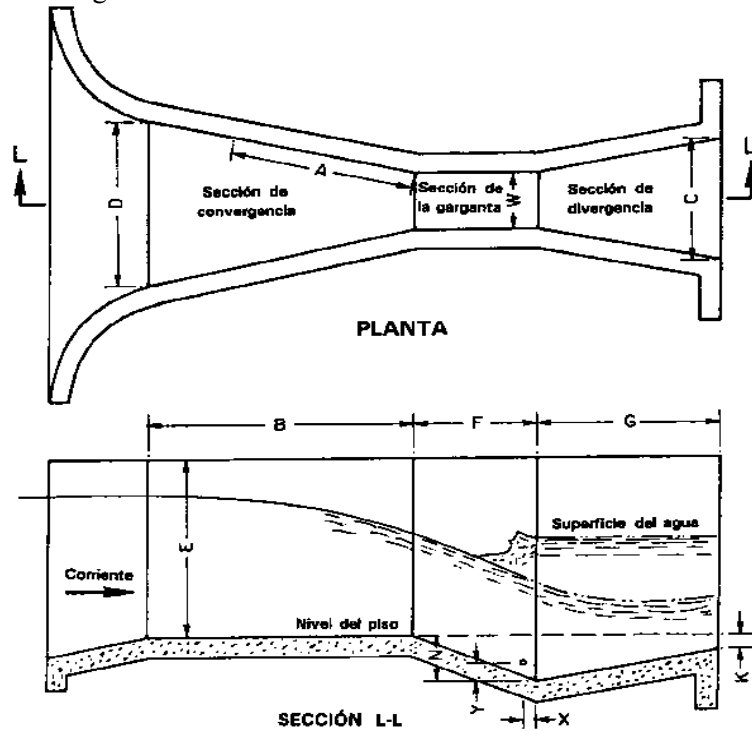
Las dimensiones de los aforadores Parshall se determinan según el ancho de garganta (W). La tabla 2.2 muestra las dimensiones típicas que corresponden a las de la figura 2.2.

Tabla 2.2. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm).

	W	A	B	C	D	F	G	K	N	
	1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	7.6	20.3	1.9	2.9
	3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	15.2	30.5	2.5	5.7
	6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	30.5	61.0	7.6	11.4
	9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	45.7	7.6	11.4
	1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	61.0	91.5	7.6	22.9
	1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	61.0	91.5	7.6	22.9
	2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	61.0	91.5	7.6	22.9
	3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	61.0	91.5	7.6	22.9
	4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	61.0	91.5	7.6	22.9
	5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	61.0	91.5	7.6	22.9
	6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	61.0	91.5	7.6	22.9
	7'	213.5	228.8	224.0	144.0	303.0	61.0	91.5	7.6	22.9
	8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	61.0	91.5	7.6	22.9
	10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	91.5	183.0	15.3	34.3

Azevedo, J; Acosta, G. "Manual de Hidráulica". 1975

Figura 2.2. Dimensiones de un canal de aforo Parshall



2.6.1.2 Condiciones de descarga.

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos: ⁽¹⁶⁾

- Flujo o descarga libre.
- Ahogamiento o sumersión.

En el primer caso, la descarga se hace libremente como en los vertederos, en que la vena vertiente es independiente de las condiciones aguas abajo.

El segundo caso ocurre, cuando el nivel de aguas abajo es suficientemente elevado para influir y retardar el flujo a través del medidor. El ahogamiento es causado por condiciones de aguas abajo, obstáculos existentes, falta de declive o niveles obligados en tramos o unidades subsecuentes. En este caso, será necesario medir también, una segunda carga H_2 , en un punto próximo a la sección final de la garganta.

La relación H_2/H constituye la razón de sumersión. La descarga será libre, cuando:

$$\frac{H_2}{H} \leq 0.60 \quad \text{para los Parshall de 3,6 ó 9 pulgadas;}$$

$$\frac{H_2}{H} \leq 0.70 \quad \text{para los medidores de 1 a 8 pies.}$$

En la práctica, siempre se tratará de tener la descarga libre, por el hecho de quedar restringido a una medición de carga única. A veces esa condición no puede ser conseguida o establecida, debido a circunstancias locales o a limitaciones impuestas.

De cualquier manera, mientras tanto, la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable.

2.6.1.3 Puntos de medición.

Con la descarga libre, la única medida de carga H , necesaria y suficiente para conocer el caudal, es hecha en la sección convergente, en un punto localizado a $2/3$ de la dimensión B (o $2/3$ de A).⁽¹⁶⁾

En esta posición se puede medir el tirante de agua con una regla, o se instala junto a la pared, una escala para las lecturas. Se puede también asentar un tubo de 1 a 2 pulgadas, comunicando el nivel de agua a un pozo lateral de medición. Los pozos laterales de medición generalmente son de sección circular con diámetro igual a $W + 0.15$ m.⁽¹⁶⁾

Sobre el pozo lateral de medición se puede medir directamente el tirante del desagüe por medio de una regla graduada y determinar valores discretos de caudales diarios o interdiarios. Valores continuos de caudales se obtienen mediante un equipo llamado limnógrafo; que es un registrador mecánico y que se instala sobre estos pozos laterales de medición trabajando en base a una boya que se instala en el pozo.

Si las condiciones de flujo fuesen de sumersión, además de la medida en la posición especificada arriba, será necesario medir la altura del nivel del agua H_2 , en un punto máximo de la sección final de la garganta. Para los medidores de 6 pulgadas hasta 8 pies, la posición para esta segunda medida deberá quedar a 2 pulgadas aguas arriba de la parte final de la sección estrecha.⁽¹⁶⁾

Las dos cargas H y H_2 son medidas a partir de la misma referencia: cota de fondo de la sección convergente.

2.6.1.4 Fórmulas para el procesamiento de datos.

Los numerosos experimentos y observaciones hechos con medidores Parshall llevaron a resultados que corresponden a expresiones del tipo:⁽¹⁶⁾

$$Q = KH^n \quad (2.1)$$

donde:

- Q: caudal en m³/s;
- H: carga, m;
- K,n : coeficientes.

La tabla 2.3 presenta los valores del coeficiente K y del exponente n , para diferentes anchos de gargantas.

Tabla 2.3. Valores del exponente n y del coeficiente K.

	W (m)	n	K
3"	0.076	1.547	0.176
6"	0.152	1.580	0.381
9"	0.229	1.530	0.535
1'	0.305	1.522	0.690
11/2'	0.457	1.538	1.054
2'	0.610	1.550	1.426
3'	0.915	1.566	2.182
4'	1.220	1.578	2.935
5'	1.525	1.587	3.728
6'	1.830	1.595	4.515
7'	2.135	1.601	5.306
8'	2.440	1.606	6.101

Azevedo-Acosta. "Manual de Hidráulica". 1975

Los autores, con base en los propios datos de Parshall obtuvieron la siguiente fórmula aproximada para estos medidores:⁽¹⁶⁾

$$Q = 2.2WH^{3/2} \quad (2.2)$$

donde:

- Q: caudal en m³/s;
W: ancho de la garganta, m;
H: carga, m.

En la tabla 2.4, se presentan algunos valores límites para medidores Parshall con descarga libre.

Tabla 2.4. Límites de aplicación. Medidores Parshall con descarga libre.

	W (cm)	Capacidad (l/s)	
		Mínima	Máxima
3"	7.60	0.85	53.8
6"	15.20	1.52	110.4
9"	22.90	2.55	251.9
1'	30.50	3.11	455.6
11/2'	45.70	4.25	696.2
2'	61.00	11.89	936.7
3'	91.50	17.26	1426.3
4'	122.00	36.79	1921.5
5'	152.50	62.80	2422.0
6'	183.00	74.40	2929.0
7'	213.50	115.40	3440.0
8'	244.00	130.70	3950.0
10	305.00	200.00	5660.0

Azevedo-Acosta. "Manual de Hidráulica". 1975

2.6.2 Vertedero.

Se llama vertedero a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertederos, según la forma que se obligue a adoptar la sección de la vena líquida que circula por la escotadura, de modo que puede ser rectangular, trapezoidal, triangular, circular o de cualquier otra sección curva. El vertedero es colocado en forma vertical en tal forma que el agua pase y caiga libremente.⁽¹⁶⁾

Para la determinación del gasto, sólo es necesario medir la altura del agua sobre la cresta del vertedero en un punto, lo suficientemente aguas arriba para salvar la curva que forma la superficie del agua sobre el vertedero, con esta única medida, el gasto es determinado mediante la fórmula correspondiente a la forma del vertedero.

2.6.2.1 Vertedero rectangular.

Vertederos rectangulares de pared delgada y sin contracciones.

Para vertederos rectangulares de pared delgada sin contracción la fórmula de Francis es la más usual:⁽¹⁶⁾

$$Q = 1.838LH^{3/2} \quad (2.3)$$

donde:

Q = caudal (m³/s).

L = longitud horizontal del vertedero (m).

H = altura de la superficie del agua sobre la cresta, que es la diferencia de elevación, entre la parte superior de la cresta y la superficie del agua en el canal, en el punto de aguas arriba; si ello es posible, justo después del comienzo de la curva de la línea (m).

Vertederos rectangulares de pared gruesa.

Un vertedero es considerado de pared gruesa, cuando la cresta es suficientemente gruesa ($e > 0.66H$), para que en la vena adherente se establezca el paralelismo de los filetes.

Para el cálculo del caudal en estos vertederos se utiliza la siguiente fórmula:⁽¹⁶⁾

$$Q = 1.71LH^{3/2} \quad (2.4)$$

2.6.2.2 Vertedero triangular.

El vertedero triangular se emplea para medir gastos pequeños, siendo más exacto que el de escotadura rectangular. En la práctica son comúnmente usados los ángulos de 90° en la abertura del vertedor.

La ecuación aplicable para vertedero triangular de 90° según Thompson es: ⁽¹⁶⁾

$$Q = 1.38H^{5/2} \quad (2.5)$$

donde:

Q = caudal (m³/s)

H = altura del líquido sobre el ángulo de escotadura del vertedero (m)

Deberán instalarse dos medidores de caudal en cada laguna: uno en la entrada y otro en la salida.

Es mejor instalar el medidor de caudal de entrada al ingreso del sistema de tratamiento. En este caso el medidor más adecuado es el canal Parshall.

El medidor de caudal de salida puede ser la misma estructura de salida, si tiene la forma de un vertedero rectangular. De otro modo, se puede instalar en la tubería de descarga, por el lado exterior del dique.

La comparación entre los flujos de entrada y salida da una idea de la magnitud de la evaporación e infiltración, así como del efecto de dilución de la precipitación pluvial. Además, es un medio correcto de evaluar el desempeño de una laguna.

2.7 Canales y tuberías de conducción.

Los conductos abiertos (canales abiertos) son ampliamente utilizados en las instalaciones de tratamientos de aguas residuales tanto para conducir líquidos crudos a los diferentes procesos de tratamiento como para llevar líquidos tratados al punto de disposición final.

El cálculo de canales se realiza teniendo en cuenta la calidad de agua residual a conducir. De esta manera, líquidos crudos que hacen su ingreso al sistema deben tener velocidad igual a la existente en el último tramo de la tubería aductora que, por lo general, es igual o mayor a 0.6 m/s. La conservación de velocidades de esta magnitud impide la deposición de material sedimentable que acostumbran a traer las aguas de alcantarillado en el fondo de las canaletas de conducción.

Para aguas libres de arena, la velocidad de conducción debe ser, como mínimo, ligeramente mayor que la velocidad promedio presente en la estructura misma del desarenador, la cual generalmente es del orden de 0.30 m/s. En el caso de aguas sedimentadas y/o tratadas, las limitaciones de velocidad no tienen importancia por lo que debe optarse por diseños de canales, con perímetro mojado con los cuales es posible obtener el máximo de economía en cuanto a obras civiles.

Por otro lado, para tuberías es conocida la práctica de diseñar las tuberías o alcantarillas de manera que la velocidad en las mismas no sea menor de 0.5 m/s, con el fin de evitar el depósito y acumulación de sedimentos. Cuando las lagunas están sometidas a caudales muy pequeños, la observancia de esta regla llevaría a diámetros muy pequeños con el consiguiente peligro de que se obstruyan por la presencia de flotantes y otro tipo de cuerpos extraños. En tales casos, se ha optado por no usar tuberías menores de 0.20 m de diámetro, y resolver el problema de la acumulación de sedimentos mediante la operación

oportuna de compuertas por períodos cortos, que hagan pasar por estas tuberías caudales mayores que el afluente.⁽⁸⁾

2.8 Dispositivos de repartición

Estas unidades son requeridas para la distribución del flujo entre dos o más lagunas operadas en paralelo, para que reciban cargas hidráulicas proporcionales a su capacidad.

Los repartidores más apropiados son aquellos que cumplen su función para todo el intervalo de caudales, de mínimo a máximo horario. Algunos diseños usados para la repartición de aguas claras, pueden ser empleados en aguas residuales, con modificaciones requeridas para impedir la acumulación o retención de sólidos y material flotante.

Uno de los repartidores más utilizados es el que consiste en una cámara, en la cual el caudal que entra sale por dos vertederos que se reparten independientemente a cada laguna.

2.9 Dispositivos de entrada, interconexión y salida.

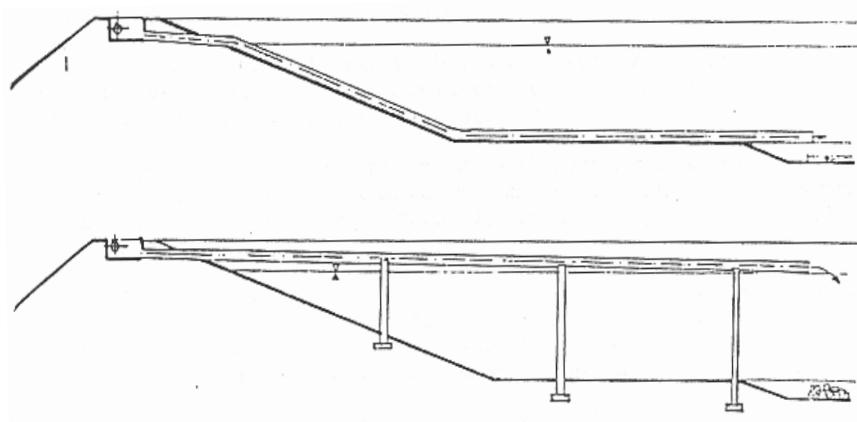
Estas partes deben diseñarse lo más simples posibles evitando la utilización de válvulas y mecanismos que se deterioran por efecto de las características corrosivas de las aguas residuales.

2.9.1 Dispositivo de entrada.

En general, el tipo de entrada debe ser lo más simple posible y no muy alejado del borde de los taludes.⁽¹⁵⁾

Existe bastante controversia en cuanto si la tubería de entrada a una laguna debe ir sumergida o sobre el nivel del agua (ver figura 2.3). Los argumentos a favor de las tuberías sumergidas son su bajo costo y sencillos métodos de construcción. Los argumentos en su contra son: el asentamiento de lodo en caudales bajos con la consecuente obstrucción de la tubería y la aparición de material asentado alrededor de la desembocadura.⁽¹⁷⁾

Figura 2.3. Entrada sumergida y entrada sobre el nivel del agua.



Los argumentos a favor de las tuberías elevadas son la ausencia de obstrucciones con caudales bajos porque se aseguran velocidades mínimas mediante secciones de flujo parcial, mientras que los canales sumergidos están siempre llenos. El efecto de mezcla y las condiciones de dispersión del afluente en el cuerpo de agua se aseguran debido a la turbulencia originada por la caída del afluente. El control visual de los caudales aproximados es posible desde cualquier punto de la coronación del dique. Uno de los argumentos en contra es el costo más alto, debido a los soportes para las tuberías (por ejemplo pilares de albañilería).⁽¹⁷⁾

Algunos autores recomiendan tuberías de entrada sumergidas terminando en una pequeña pieza vertical apuntada hacia arriba a fin de que la boca no tome contacto con el material sedimentado. Esta práctica ofrece mayor riesgo de obstrucción.

Otros indican que es preferible colocar la tubería al nivel del suelo, prolongándola unos 2 m o más por encima de una depresión circular, de 0.5 m de profundidad y 10 m o más de diámetro, donde se acumulará la arena por muchos años sin interferir con la boca del canal. Con frecuencia las tuberías de entrada descargan sobre una losa de concreto de aproximadamente 1 m de diámetro cuando van sumergidas y en el caso ingresos sobre el nivel del agua descarga sobre un revestimiento de piedra de aproximadamente 1 x 2 m justo debajo de la boca de la tubería para evitar la socavación del fondo de la laguna durante la fase de llenado.⁽¹⁸⁾

2.9.2 Dispositivo de interconexión.

El uso de lagunas en serie obliga al empleo de este tipo de estructura. Una estructura de interconexión es en realidad una estructura de salida que descarga a otra laguna para continuar el tratamiento.

Debe concebirse de tal forma que no produzca una caída turbulenta del efluente y se genere espuma; esto es muy importante sobretodo en países en desarrollo pues en la mayoría de ellos se continua utilizando detergentes no biodegradables generadores de espuma.

Para unidades en serie con reducida diferencia de nivel entre las unidades se puede optar por una canaleta de interconexión y medición para mínima pérdida de carga; para unidades en serie con una considerable diferencia de nivel se puede considerar un sistema de interconexión cerrada, con tubería de plástico o acero.

2.9.3 Dispositivo de salida.

La estructura de salida de una laguna determina el nivel del agua dentro de ella y podrá colocarse en cualquier punto del borde, ordinariamente al pie del dique y opuesto a la tubería de entrada.

Se debe incorporar un vertedero triangular o rectangular para medición y control de efluentes. Las salidas superficiales deben incorporar pantallas alrededor del dispositivo para la retención de natas.

2.10 Balance hídrico de la laguna

Para mantener el sistema continuo del flujo de aguas residuales en las lagunas, la medición de infiltración y evaporación tiene importancia para la evaluación, y sobre todo para mantener el equilibrio del balance de caudales en el sistema de laguna.

Tan importante es procurar una carga orgánica adecuada como lograr un balance hídrico apropiado; cuanto más grande hagamos una laguna, más nos vamos del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero más la comprometemos desde el punto de vista del balance hídrico.

El balance hídrico suele ser dado por la ecuación:

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (2.6)$$

en la cual :

- Q_e : Caudal efluente.
- Q_a : Caudal afluente de aguas residuales.
- P_r : Precipitación que cae sobre la laguna.
- P_c : Infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático está sobre el de la laguna).
- E : Evaporación.
- P_e : Pérdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático está por debajo del de las lagunas y éstas no se han sellado).

Analizando el mes crítico (de menos lluvia, el nivel freático más bajo, de mayor evaporación) el valor de Q_e tiene que ser positivo. Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área de las lagunas, y el diseño del lado de la seguridad consiste en hacer lagunas más pequeñas (en área total) y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en un primer tanteo durante un diseño obtenemos un valor de Q_e negativo, quedan varias alternativas; entre ellas, impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas. Pero hay un recurso que puede ser más económico, y éste consiste en usar lagunas anaeróbicas. Un sistema de tratamiento con lagunas anaeróbicas primarias puede necesitar un 60% del área de otro equivalente que sólo utilice lagunas facultativas. En casos extremos se pueden usar lagunas anaeróbicas primarias y secundarias, con lo cual el área puede llegar a ser hasta un 40% de la de un sistema equivalente que no use lagunas anaeróbicas.⁽¹³⁾

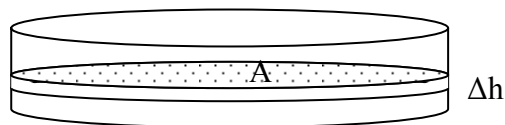
2.10.1 Caudal de evaporación.

Una forma de conocer el caudal de evaporación es mediante la evaluación de la masa volumétrica. La medición de la evaporación se realiza mediante la medición de altura de evaporación en tanques cilíndricos (figura 2.4), colocados a los lados de las lagunas.

En los tanques, de dimensiones estándares, previamente se procede a medir diariamente, a una hora fija, la altura de evaporación con relación a la altura de llenado.

Teniendo la altura de evaporación, se obtiene el volumen de evaporación, relacionándola con el área superficial o espejo de agua de la laguna, el cual variará según el nivel. ⁽¹⁹⁾

Figura 2.4. Cilindro para evaluación de la evaporación.



El procedimiento antes mencionado se traduce en:

Sabemos que:

$$\Delta V = A \times \Delta h \quad (2.7)$$

además:

$$Q = \frac{\Delta V}{t} \quad (2.8)$$

reemplazando la ecuación 2.7 en la 2.8, tenemos:

$$Q = \frac{A \times \Delta h}{t} \quad (2.9)$$

en general tenemos:

$$Q_{ev} = \frac{A \times \Delta h_i}{\Delta t_i} \quad (2.10)$$

en donde:

- Q_e : Caudal de evaporación, m³/día.
- A : Área de la base del cilindro, m².
- Δh_i : Cambio de nivel superficial del líquido, m.
- Δt_i : Tiempo que dura la prueba de evaporación, generalmente 1 día.

2.10.2 Caudal de infiltración.

El caudal de infiltración se puede obtener por comparación, mediante la realización de un balance hídrico.

La infiltración, que inicialmente puede ser muy alta, es probable que disminuya con el tiempo debido a la taponación del suelo (fondo de lagunas) por las bacterias y la materia orgánica, hasta que alcance su mínimo valor.

En el diseño de lagunas de estabilización, debe incluirse una impermeabilización del suelo, tanto del fondo como los lados (taludes), especialmente cuando hay peligro de contaminación de la napa freática. Cuando el terreno es rocoso y presenta fisuras, la posibilidad de contaminación es mayor.

2.11 Consideraciones en relación con el ambiente.

2.11.1 En relación con el ambiente superficial.

2.11.1.1 Problemas con vectores.

Siendo las lagunas de estabilización estructuras construidas para mejorar la salud, deberá procurarse que las mismas no sean criadero de vectores (mosquitos, caracoles, etc.) que vayan a propagar enfermedades.⁽³³⁾

Se debe mantener el borde de laguna libre de hierbas, malezas y otras plantas que puedan facilitar la reproducción de mosquitos y otra clase de insectos. Además, se deben realizar variaciones periódicamente del nivel del agua mediante las cuales se logra eliminar las larvas localizadas en la interfase. En casos extremos se pueden aplicar insecticidas.⁽³³⁾

2.11.1.2 Problemas con olores.

Las lagunas facultativas sobrecargadas y las anaerobias pueden producir malos olores (ocasionados por sulfuros).

Normalmente, las lagunas facultativas no presentan malos olores. Cuando éstos ocurren, se puede deber a sobrecarga. Otra causa de malos olores es la ausencia de algas, debido a que éstas han sido perjudicadas por la presencia de materias tóxicas o excesivamente ácidas o alcalinas. Lo anterior sucede cuando hay descargas del tipo industrial, al alcantarillado, sin los debidos controles.⁽⁸⁾

Los olores provenientes de lagunas anaerobias son propios de su naturaleza. Sin embargo, no debe permitirse que se sobrecarguen, porque en este caso el olor se convertiría en un problema mayor. No obstante, siempre y cuando se cuente con una buena práctica operativa que la restrinja a un máximo de carga volumétrica de DBO₅ de 300 g/m³ al día a temperaturas mayores a 20°C, el problema de mayores olores no se presentará.⁽³³⁾

En cuanto a las lagunas de la Universidad de Piura, para evitar este problema, han sido ubicadas en una zona alejada de la población, respetando lo sugerido por el reglamento nacional de construcciones (apartado 2.1). Además, la dirección de los vientos alisios (SSE) dispone los posibles malos olores hacia un área despoblada.

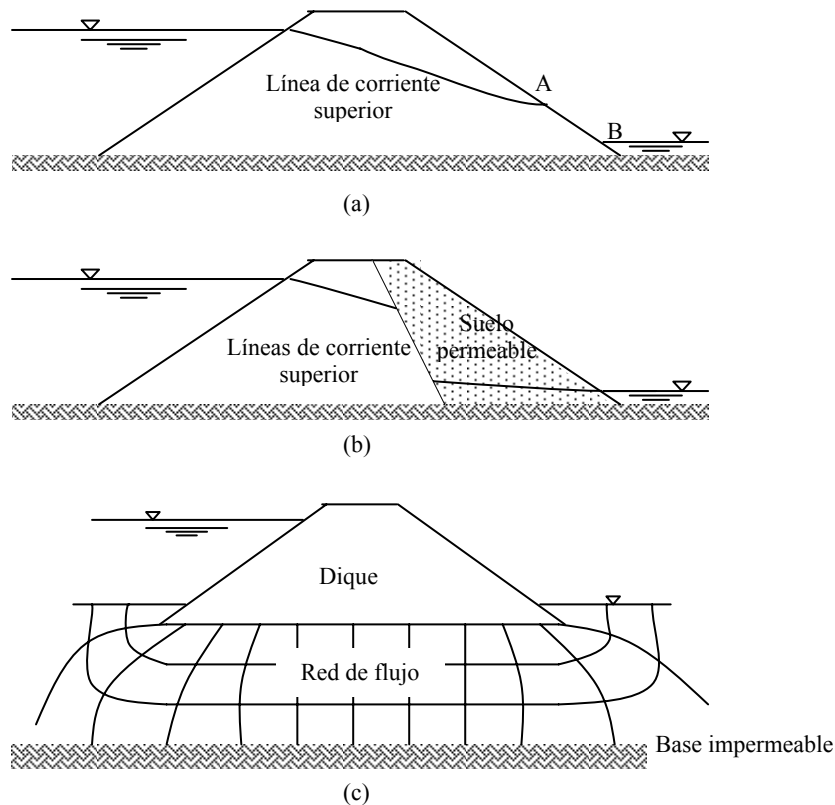
2.11.2 En relación con el ambiente sub-superficial.

2.11.2.1 Afloramientos.

En la figura 2.5.a, se muestra la filtración a través de una presa de tierra (que es como funcionan los diques de una laguna) sobre un terreno impermeable.⁽²⁴⁾

En dicha figura se observa la línea de corriente superior, o línea de saturación, que termina en el talud aguas abajo de la presa. El talud *AB* se erosionará gradualmente (el agua que brotase arrastrará partículas de suelo con ella). Este proceso podría producir eventualmente la ruina total de la presa.⁽²⁴⁾

Figura 2.5. Filtración a través de una presa de tierra



Con objeto de evitar una falla del tipo como la originada en la figura 2.5.a, se colocan drenajes que hagan descender la posición de la línea de saturación (figura 2.5.b.).

Considerando los diques completamente impermeables, los afloramientos podrían localizarse en zonas no tan cercanas a las presas, debido a la filtración por debajo de ésta de acuerdo a la profundidad donde se encuentra el estrato impermeable en el terreno (figura 2.5.c.).

En el caso de las lagunas de la Universidad de Piura, al estar ubicadas en un terreno permeable y a que los diques están hechos con el mismo material apisonado por capas, el flujo debido a las filtraciones desciende de manera casi vertical a través del terreno ya que los estratos impermeables se encuentran esporádicamente a profundidades considerables y por lo tanto la aparición de afloramientos es nula.

2.11.2.2 Agua subterránea.

Los perfiles naturales del suelo atenúan activamente muchos, aunque no todos, los contaminantes del agua. Éstos han sido reconocidos por nuestro tiempo como un sistema potencialmente efectivo para la disposición segura de excretas humanas y aguas residuales domésticas.

La zona no saturada es de especial importancia debido a que representa la primera línea de defensa natural contra la contaminación del agua subterránea, además a que es un ambiente favorable para atenuar o eliminar contaminantes donde se realiza: ⁽²⁵⁾

- La intercepción, sorción y eliminación de microorganismos patógenos.
- La atenuación de metales pesados y otras sustancias químicas inorgánicas, mediante precipitación (como carbonatos, sulfuros o hidróxidos), sorción o intercambio de cationes.
- La sorción y la biodegradación de muchos hidrocarburos y compuestos orgánicos naturales y sintéticos.

La preocupación por la contaminación de las aguas subterráneas se relaciona principalmente a los llamados acuíferos no confinados o freáticos, sobretodo en lugares donde la zona no saturada es delgada y el nivel freático es poco profundo. También pueden existir importantes riesgos de contaminación, incluso donde los acuíferos son semiconfinados, si los acuitardos superficiales son relativamente delgados y/o permeables. ⁽²⁵⁾

Por lo general, los abastecimientos de aguas subterráneas derivados de acuíferos más profundos y altamente confinados, no serán afectados por contaminación desde la superficie del suelo, salvo por los contaminantes más persistentes, y a muy largo plazo. ⁽²⁵⁾

Las principales consecuencias probadas de contaminación son: concentraciones de nitrato que se incrementan grandemente en las aguas subterráneas ($\text{NO}_3\text{-N}$ 10 mg/l. según los límites de calidad de agua vigentes en el Perú de acuerdo a la ley general de aguas) y episodios más frecuentes de contaminación de agua subterránea por solventes orgánicos sintéticos, desinfectantes y patógenos fecales. Estos casos llegan a ser una amenaza seria para la calidad del agua potable de acuerdo con las guías de la OMS (Organización Mundial de la Salud). ⁽²⁵⁾

En las lagunas de oxidación de aguas servidas sin revestimiento, los principales tipos de contaminantes son: compuestos microorgánicos sintéticos y/o carga orgánica, patógenos fecales y nutrientes.

En el caso de las lagunas de estabilización de la Universidad de Piura, existen alteraciones en la calidad de las aguas subterráneas del acuífero freático (caracterizado por su alto grado de salinidad) originadas por las filtraciones de las aguas superficiales. Lo cual no compromete directamente al acuífero subterráneo utilizado para agua potable, ya que éste se encuentra a una mayor profundidad y confinado

Capítulo III

SISTEMA DE LAGUNAS DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA

3.1 Lagunas de estabilización de la universidad de Piura.

La firma Ejecutores S.A. diseñó hacia 1984 ⁽²⁶⁾, un sistema de lagunas de estabilización ubicado en el campus de la Universidad de Piura, que debería tratar las aguas residuales de la universidad y de tres zonas urbanas adyacentes. El proyecto comprendía un sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización compuesto de dos series de dos lagunas (primaria y secundaria) en paralelo.

Del proyecto inicial, de construcción de cuatro lagunas en el campus de la Universidad de Piura, se ha construido la primera serie de dos lagunas, actualmente en funcionamiento, proyectándose la construcción de la otra cuando los requerimientos lo justifiquen.

“La construcción y puesta en funcionamiento de las lagunas se realizó en forma gradual. Así, en el mes de julio de 1986 entró en operación la laguna primaria, en enero de 1987 se comenzó a derivar el efluente de la laguna primaria hacia la secundaria y en febrero de 1988 se inició la etapa de reuso del efluente del sistema con fines de riego”.⁽²⁰⁾

En este capítulo se presentan algunos datos del diseño y construcción desarrollados por la firma Ejecutores S.A., además del estado actual de las lagunas, para la evaluación y determinación de los posibles problemas de operación y mantenimiento.

3.1.1 Características generales de diseño.

Este sistema de tratamiento de aguas residuales está ubicado en el campus de la Universidad de Piura, en condiciones óptimas para el empleo de lagunas de estabilización como son: temperatura entre 20 y 30 °C, luz solar casi todos los días del año con períodos largos de 6 a 10 horas, vientos moderados que permiten una agitación de efecto benéfico para las lagunas, evaporaciones normales que no producirán efectos nocivos, y finalmente lluvias intermitentes en algunos meses del año (diciembre a abril) con esporádicos años lluviosos, así como años secos.

3.1.2 Diseño de Lagunas

La firma Ejecutores S.A. determinó diferentes parámetros para el diseño de las lagunas de estabilización de la Universidad de Piura*, las cuales brindan servicio a las siguientes habilitaciones:

- Residencial Vicús.
- Urb. Los Cocos – El Chipe.
- Urb. Lagunas del Chipe.
- Universidad de Piura.

3.1.2.1 Determinación de caudales

La firma constructora, analizó los consumos de agua, determinando el caudal promedio de consumo (Q_p), el caudal máximo diario (Q_{md}), y el caudal máximo horario (Q_{mh}), teniendo en consideración el reglamento nacional de construcciones, presentando los resultados en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Caudales de consumo según diseño de Ejecutores S.A. ⁽³⁾

Habilitaciones	Población (ha)	Consumo (l/ha.día)	Q_p (l/s)	Q_{md} (l/s)	Q_{mh} (l/s)
Vicús	2100	200	4.86	6.32	12.15
Los Cocos	1884	200	4.36	5.67	10.90
Lagunas	1338	200	3.10	4.03	7.74
UDEP	3000	40	1.39	1.81	3.47

De este consumo de agua potable, se consideró que el 80% sería la contribución de las habilitaciones a los desagües, pero conociendo que la zona está expuesta a lluvias periódicas y que el 100% de las viviendas tiene sistemas de recolección pluvial individuales que finalmente drenan a los colectores públicos, se consideró un 10% adicional por ingreso de aguas pluviales. Resultando, finalmente, que la contribución de los habitantes se fije en 90% del consumo ⁽³⁾.

Presentándose el resumen de caudales de desagüe en el futuro en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Caudales de desagüe en el futuro según diseño de ejecutores S.A. ⁽³⁾

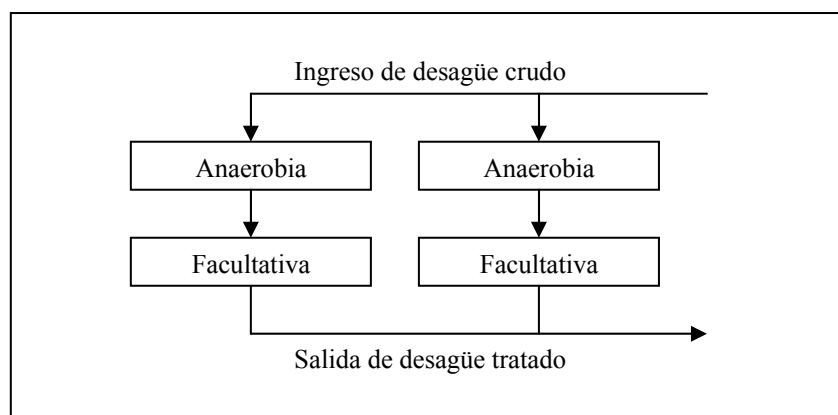
Habilitaciones	Q_p (l/s)	Q_{md} (l/s)	Q_{mh} (l/s)
Vicús	4.38	5.69	10.94
Los Cocos	3.93	5.10	9.81
Lagunas	2.79	3.62	6.97
UDEP	1.25	1.63	3.13
TOTAL	12.34	16.04	30.84

* Los parámetros del diseño original mostrados en este trabajo, fueron tomados de la referencia 03: Tesis Udep: "Caracterización de las lagunas primaria y secundaria del sistema de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura" - 1994, debido a que no se logró ubicar el expediente original elaborado por la firma Ejecutores S.A., probablemente extraviado.

3.1.2.2 Tipos de tratamiento.

La compañía constructora y los trabajos de investigación en las lagunas determinaron que lo más conveniente para el buen funcionamiento, sería un “tratamiento doble: lagunas anaerobias seguidas de lagunas facultativas (dos unidades de cada tipo), con una distribución inicial”⁽³⁾ como muestra la figura 3.1.

Figura 3.1. Esquema del sistema de lagunas de estabilización proyectado por la firma Ejecutores S.A.



3.1.2.3 Determinación de la carga orgánica.

“Para la determinación de la carga orgánica se utilizó el promedio de producción per cápita diaria de 54 g.DBO₅/ha.día, que es el promedio para desagües domésticos; y que de acuerdo a la dotación utilizada de 200 l/ha.día significa un desagüe con un contenido de 270 mg/l DBO₅”⁽³⁾.

Las cargas orgánicas aplicadas por la firma son:⁽³⁾

Para lagunas anaerobias:	500 Kg/ha.día
Para lagunas facultativas:	120 Kg/ha.día
Carga orgánica:	54 g.DBO ₅ /ha.día

3.1.2.4 Dimensionamiento de las lagunas.

La firma Ejecutores S.A. realizó cálculos de acuerdo a sus criterios de diseño. Entre los criterios aplicados tenemos:

Rango de profundidades:⁽³⁾

Lagunas anaerobias	1.80 a 3.00 m
Lagunas facultativas	1.10 a 1.70 m

Remoción de la DBO esperada:⁽³⁾

Lagunas anaerobias	70%
Lagunas facultativas	80%

Con los criterios anteriores y otros no especificados⁽³⁾, determinó las características de las lagunas a construir, presentadas en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Dimensionamiento de las lagunas de estabilización de la Universidad de Piura, según diseño de ejecutores S.A.⁽³⁾

Laguna	Área requerida (m ²)	Dimensiones de espejo de agua (m)	Volumen (m ³)	Profundidad (m)
Anaerobia	5350	73.14 x 73.14	9630	1.8
Facultativa	6700	81.85 x 81.85	7370	1.1

La inclinación de taludes es 1:3 (vertical : horizontal).

3.1.3 Características de operación.

Los parámetros de operación calculados por la firma, son:

- Caudal afluente:⁽³⁾

El caudal finalmente tomado para el diseño por la firma Ejecutores S.A. según el análisis y a diferentes consideraciones es:

Condiciones actuales	5.63 l/s
Condiciones futuras	22.99 l/s

- Período de retención:

El período de retención para condiciones actuales y futuras, y para el caso de una o dos baterías, ha sido calculado mediante la siguiente fórmula:⁽³⁾

$$\text{Período de retención} = \frac{\text{Volumen de laguna}}{\text{Caudal de ingreso}}$$

A continuación en la tabla 3.4 se presentan los períodos de retención calculados.

Tabla 3.4. Períodos de retención en días según diseño de ejecutores S.A.⁽³⁾

Condiciones	Nº de Baterías	Tratamiento (días)	
		Anaerobia	Facultativa
Actuales	1	19.80	15.15
	2	39.59	30.30
Futuras	1	4.85	3.71
	2	9.70	7.42

- Niveles de operación

El informe de la firma constructora indica que: “los dispositivos de salida diseñados, permitirán una variación de 40 cm. en el tirante del líquido”⁽³⁾.

A continuación se presenta las variaciones de los tirantes en ambas lagunas: ⁽³⁾

Tirantes en lagunas	Mínimos (m)	Máximos (m)
Anaerobia	1.80	2.20
Facultativa	1.10	1.50

- Calidad esperada del efluente. ⁽³⁾

Efluente de laguna anaerobia	81 mg/l DBO ₅
Efluente de laguna facultativa	16.2 mg/l DBO ₅

3.2 Condiciones Actuales de funcionamiento.

Del proyecto inicial de construcción de cuatro lagunas, se ha realizado sólo la construcción de una serie de dos lagunas, la que se aprecia en la foto A1 del anexo. Proyectándose la construcción de la otra cuando los requerimientos lo justifiquen.

3.2.1 Construcción en su estado actual.

Las variaciones en la geometría, no muy significativas en su área, así como en las estructuras de entrada, interconexión y salida, los tirantes usuales y la ubicación de los equipos automáticos de medición, han sido modificados con el tiempo por diferentes razones con el fin de buscar un mejor funcionamiento de las lagunas y un mejor control de las mismas.

3.2.1.1 Geometría de las lagunas.

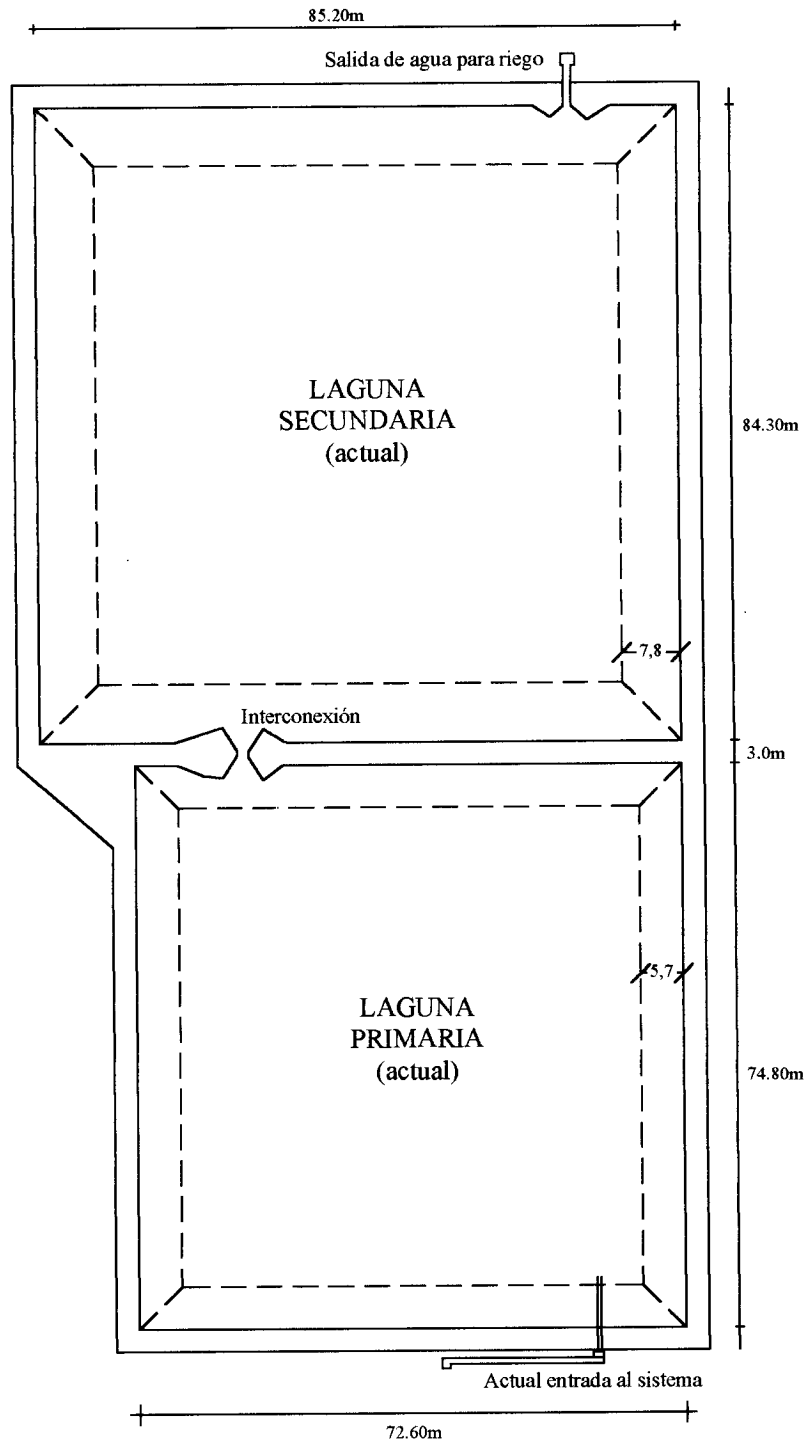
La geometría de las dos lagunas del sistema (figura 3.2), difiere muy poco del sistema original, las dos lagunas tienen forma de pirámides truncas invertidas (sección trapezoidal).

La inclinación de los taludes, necesaria para la seguridad de los diques, no ha sido variada con respecto al diseño original (1 vertical : 3 horizontal).

La altura de los diques está dada de acuerdo a los datos de tirante máximos (ver 3.1.3), dando un margen de seguridad de 40 cm. para la laguna primaria y 50 cm para la secundaria. Es decir, los diques tienen alturas de 2.60 y 2.00 m en la laguna primaria y secundaria respectivamente.

El nivel de operación promedio actual es de 2.25 y 1.65 m en la laguna primaria y secundaria respectivamente. Ésto se verá con mayor detenimiento en el apartado 3.2.2 sobre la operación actual de las lagunas.

Figura 3.2. Geometría actual del sistema de lagunas de estabilización de la UDEP.



A continuación, en la tabla 3.5 se presenta un resumen de las características de las lagunas en su estado actual:

Tabla 3.5. Características actuales de las lagunas de la Universidad de Piura.

Laguna	Dimensiones en planta (m ²)		Nivel prom. operación	Volumen prom. operación (m ³)	Profundidad de taludes (m)
	Área nivel de dique	Área fondo			
Primaria	74.80 x 72.60	59.20 x 57.00	2.25	9494	2.60
Secundaria	85.20 x 84.30	73.20 x 72.30	1.65	9975	2.00

3.2.1.2 Estructuras de entrada, interconexión y salida.

- Estructura de entrada.

El volumen de agua residual proveniente de las habilitaciones mencionadas en el apartado 3.1.2 es bombeado desde la cámara “Vicús” hacia la laguna primaria, previo paso por una estructura de entrada, (foto A2 en anexo, figura 3.3), la cual incluye en primer término, una estructura de recepción del emisor que permite obtener velocidades adecuadas y disipar la energía de la línea de impulsión, también actúa como desarenador y sedimentador por ser de una profundidad mayor al resto de la estructura, lo que le da la posibilidad de retener el agua, permitiendo así la decantación de una parte de la materia en suspensión. Esta estructura posee una compuerta, que permite la limpieza del material decantado.

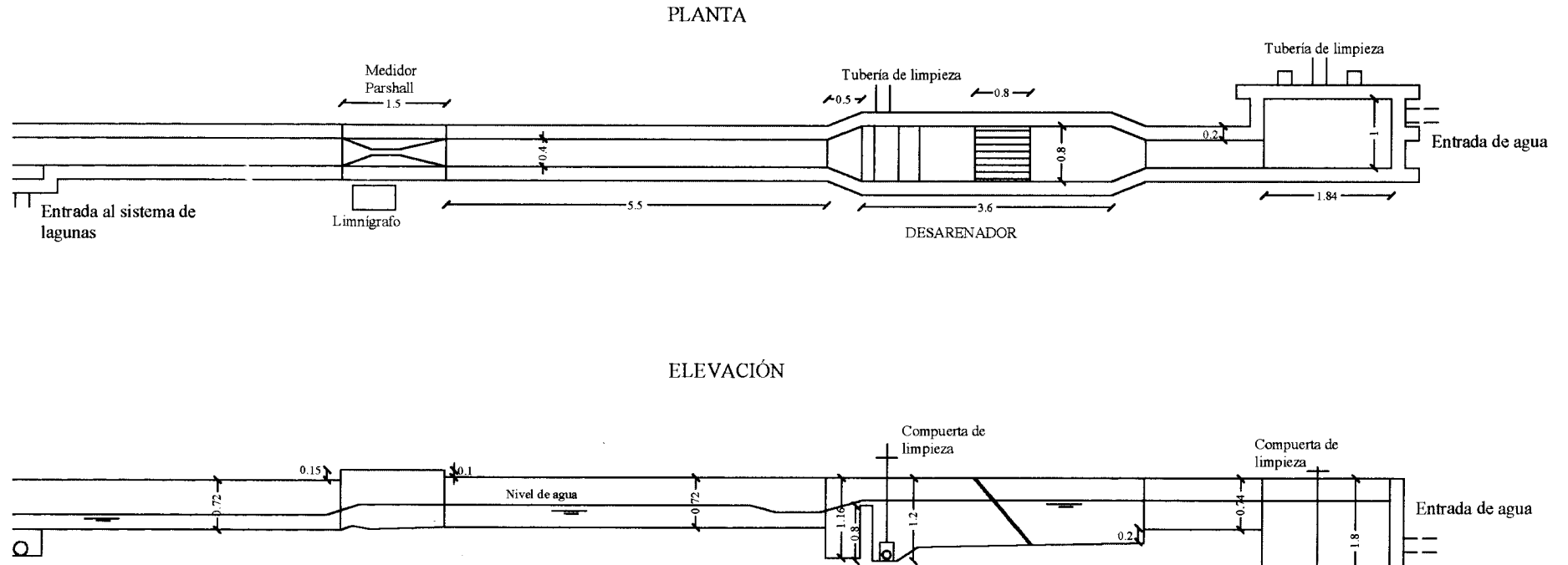
Seguidamente, a través de un canal, pasa a un desarenador de 0.8 m de ancho que tiene, en su parte central, una reja inclinada que forma parte de un tratamiento preliminar de separación de sólidos (desbaste). Este desarenador cuenta con un sistema de limpieza accionado por una compuerta.

Posteriormente, se tiene un vertedero que permite el paso a otro canal de dimensiones similares al situado aguas arriba del sistema de rejas. Este nuevo canal, de cerca de 11 m de longitud, posee en su parte central un sistema de medición de caudal: un medidor Parshall de 3” de garganta (foto A3 en anexo), el cual permite conocer el caudal de entrada.

Para la medición del nivel del agua en el Parshall, se cuenta con un medidor automático SEBA HYDROMETRIE D8950, KAUFBEUREN, tipo ALPHA, número 10169, con escalas 1:5, 1:10 y 1:20. Este medidor puede registrar la variación de niveles en un papel milimetrado. Además, permite leer directamente medidas puntuales de niveles. Actualmente el registro de niveles se hace de esta última manera y es realizado por el operador.

Posteriormente el agua entra en la laguna a través de un tubo de 25 cm de diámetro, el cual está ubicado bajo tierra.

Figura 3.3. Estructura actual de entrada al sistema de lagunas de estabilización de la UDEP.



- Estructura de interconexión.

La estructura de interconexión consta de un pequeño canal (foto A4 en anexo) en cuya parte inicial se encuentra una compuerta, mediante la cual se controla la salida del agua de la primera laguna. En la parte final de esta estructura se encuentra un vertedero triangular inoperable; este vertedero servía para la medición del caudal de entrada a la segunda laguna, ya que el Parshall ubicado en la parte central de este canal se encuentra completamente ahogado debido al incremento de los tirantes en las lagunas.

El sistema de interconexión incluye asimismo la protección de taludes en su entrada y salida, previniendo así derrumbes por la erosión.

- Estructura de salida.

La estructura de salida (foto A5 en anexo) consta, en primer término, de una protección de concreto para evitar la erosión del talud, luego un canal en cuya parte inicial se encuentra una compuerta, mediante la cual se controla la salida de agua de la segunda laguna. El canal incluye un Parshall de 3" para la medición del caudal de salida. Seguidamente, está ubicado un canal de aducción hacia el área de riego, dotado de un tanque de distribución (foto A6 en anexo). De este último, a través de una tubería de CSN de 12" se reparte el agua por medio de acequias en áreas sembradas con plantas de tamarindo (*Tamarindus indica*), algarrobos (*Prosopis sp.*) y cocoteros (*Cocus nucifera*).

3.2.2 Operación de las lagunas.

3.2.2.1 Entrada del agua al sistema de lagunas.

Según datos de caudales y tiempos de bombeo en los últimos años, se puede inferir que el tiempo promedio de cada bombeo es de 30 minutos, realizándose 14 bombeos por día: 6 de éstos en la mañana, 5 en la tarde y 3 en la noche y madrugada, teniendo un promedio total de 7 horas diarias de bombeo.

Medida del nivel de agua en la primera laguna.

El control del nivel del agua en la primera laguna se realiza mediante un medidor automático SEBA HYDROMETRIE KAUFBEUREN, tipo ALPHA, número 10173, con escalas 1:5, 1:10 y 1:20, el cual puede registrar continuamente la variación de niveles semanales en un papel milimetrado. Además el medidor permite leer medidas puntuales. Para obtener el nivel de agua real de esta laguna, se debe sumar 111 cm a la lectura del medidor por condiciones de instalación.

La medición del nivel instantáneo, registrada por el operador, se realiza a las 7 y a las 18 horas, además durante la operación de la compuerta de interconexión. Se accede al medidor mediante un entablado que se adentra aproximadamente 5.7 m en la laguna.

3.2.2.2 Salida de agua de la laguna primaria y entrada a la laguna secundaria.

La apertura de la compuerta se realiza generalmente a las 13 horas y su cierre se produce a las 16 horas. La compuerta se levanta hasta un determinado nivel permitiendo así, el paso del agua hacia la laguna secundaria a través del canal de interconexión. Esta tarea es realizada por el operador.

Medida del nivel de agua en la segunda laguna.

La medición es similar a la realizada en la primera laguna. El medidor está ubicado a 5.7 m del borde de la laguna e igualmente se llega a él mediante un entablado.

El medidor es de características similares al anteriormente mencionado: SEBA HYDROMETRIE KAUFBEUREN, tipo ALPHA, número 10174, con escalas 1:5, 1:10 y 1:20. Actualmente se hacen mediciones puntuales registradas por el operador y se realizan a la misma hora que en la primera laguna (7 y 18 horas).

En la tabla 3.6, se muestra un ejemplo del formato de registro de niveles de operación* para las dos lagunas en el mes de julio del 2003 realizado por el operador. Los niveles se toman de la lectura directa en el medidor y además se mide por medio de una vara desde el entablado. En esta tabla se aprecia una diferencia, en la primera laguna, entre la lectura directa y la lectura medida mediante la vara (en promedio 34.5 cm), ésto se asume que es por la acumulación de lodos.

Los niveles registrados permiten conocer el volumen de las lagunas. Los niveles de agua promedio en los cuales se encuentran trabajando actualmente las lagunas según registros son: 2.25 y 1.65 m. para la laguna primaria y para la secundaria respectivamente.

3.2.2.3 Salida de agua del sistema de lagunas.

La salida de agua de la segunda laguna implica la abertura de la compuerta de salida, realizada por el operador normalmente de 7:30 u 8:00 a 11:00 ó 12:00, manteniéndose abierta unas 4 horas en promedio.

3.2.2.4 Utilización del agua residual tratada.

El agua residual tratada es utilizada en el riego por gravedad de un área situada en la parte posterior de las lagunas donde se ha sembrado plantas como tamarindos (*Tamarindus indica*), cocoteros (*Cocos nucifera*) y algarrobos (*Prosopis sp.*), así como riego de pasto utilizado en la alimentación de algunos animales.

3.2.3 Caudal afluente al sistema de lagunas.

El caudal afluente ha sido evaluado mediante el Parshall de 3" situado en la estructura de entrada. En la tabla 3.7, se muestra un ejemplo del formato de registro de datos en el Parshall* en la última semana del mes de julio del 2003, realizado por el operador.

* Registros de los últimos años, se adjuntan en la presentación en formato digital de la presente tesis.

Tabla 3.6. Niveles de operación en la laguna primaria y secundaria (mes de julio 2003).

Fecha	Hora	Laguna primaria actual		Laguna secundaria actual	
		Medidor automático	Mediante vara	Medidor automático	Mediante vara
31/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	196.00	165.00	165.50
	06:00:00 p.m.	220.00	190.00	163.00	163.50
30/07/2003	07:00:00 a.m.	227.00	198.00	165.00	166.00
	06:00:00 p.m.	224.00	195.00	165.00	165.50
29/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	191.00	165.50	166.00
	06:00:00 p.m.	227.00	198.00	165.00	166.00
28/07/2003	07:00:00 a.m.	222.00	192.00	164.00	164.50
	06:00:00 p.m.	224.00	195.00	165.00	165.50
27/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	197.00	159.00	159.50
	06:00:00 p.m.	222.00	192.00	163.00	163.50
25/07/2003	07:00:00 a.m.	222.00	192.00	166.00	166.50
	06:00:00 p.m.	224.00	194.00	161.00	161.50
24/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	191.00	166.00	166.50
	06:00:00 p.m.	221.00	191.00	165.00	165.50
23/07/2003	07:00:00 a.m.	223.00	198.00	160.00	160.50
	06:00:00 p.m.	220.00	190.00	166.00	166.50
22/07/2003	07:00:00 a.m.	223.00	197.00	163.00	163.50
	06:00:00 p.m.	221.00	190.00	160.00	160.50
21/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	196.00	166.00	166.50
	06:00:00 p.m.	223.00	197.00	163.00	163.50
19/07/2003	07:00:00 a.m.	221.00	188.00	162.00	162.50
	06:00:00 p.m.	223.50	194.00	163.00	163.00
18/07/2003	07:00:00 a.m.	223.00	189.00	161.00	161.50
	06:00:00 p.m.	220.00	187.00	162.00	162.00
17/07/2003	07:00:00 a.m.	223.00	194.00	164.00	164.30
	06:00:00 p.m.	221.00	189.00	161.00	161.50
16/07/2003	07:00:00 a.m.	224.00	194.00	164.00	164.50
	06:00:00 p.m.	222.00	190.00	164.00	164.30
15/07/2003	07:00:00 a.m.	224.00	194.00	168.00	168.00
	06:00:00 p.m.	223.00	192.00	164.50	164.50
14/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	196.00	169.00	169.50
	06:00:00 p.m.	223.00	192.00	168.00	168.50
12/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	195.00	160.00	160.50
	06:00:00 p.m.	222.00	190.00	167.00	161.50
11/07/2003	07:00:00 a.m.	222.00	190.00	163.00	163.50
	06:00:00 p.m.	225.00	194.00	160.00	163.50
10/07/2003	07:00:00 a.m.	224.00	193.00	163.00	162.50
	06:00:00 p.m.	221.00	189.00	163.00	162.50
09/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	194.00	163.00	163.50
	06:00:00 p.m.	223.00	192.00	162.00	162.50
07/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	196.00	168.00	168.50
	06:00:00 p.m.	224.00	163.00	163.00	163.50
06/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	194.00	163.00	163.50
	06:00:00 p.m.	226.00	196.00	167.00	167.50
05/07/2003	07:00:00 a.m.	222.50	190.00	162.00	162.50
	06:00:00 p.m.	224.50	193.00	162.00	162.50
04/07/2003	07:00:00 a.m.	226.00	196.00	162.00	162.50
	06:00:00 p.m.	221.00	189.00	160.00	160.50
03/07/2003	07:00:00 a.m.	223.00	191.00	164.00	164.00
	06:00:00 p.m.	225.00	194.00	160.00	160.50
02/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	193.00	164.00	164.50
	06:00:00 p.m.	222.00	190.00	163.00	163.00
01/07/2003	07:00:00 a.m.	225.00	194.00	167.00	167.50
	06:00:00 p.m.	223.00	190.00	164.00	164.50

Tabla 3.7. Registro del caudal de entrada al sistema mediante el Parshall (3^{ra})
(última semana de julio 2003).

Fecha	Inicio	Fin	Minutos	Nivel de agua H	Q(l/s)
31/07/2003	07:00:00 a.m.	08:00:00 a.m.	60	26.0	21.90
	08:40:00 a.m.	09:10:00 a.m.	30	25.0	20.61
	09:55:00 a.m.	10:30:00 a.m.	35	25.0	20.61
	11:40:00 a.m.	12:10:00 p.m.	30	25.0	20.61
	02:10:00 p.m.	02:50:00 p.m.	40	25.0	20.61
	03:50:00 p.m.	04:25:00 p.m.	35	25.0	20.61
	05:15:00 p.m.	06:00:00 p.m.	45	26.0	21.90
	07:30:00 p.m.	08:10:00 p.m.	40	25.0	20.61
30/07/2003	07:30:00 a.m.	08:00:00 a.m.	30	25.0	20.61
	08:45:00 a.m.	09:00:00 a.m.	15	25.0	20.61
	09:30:00 a.m.	10:15:00 a.m.	45	26.0	21.90
	11:00:00 a.m.	11:30:00 a.m.	30	27.0	23.22
	01:30:00 p.m.	02:00:00 p.m.	30	26.0	21.90
	02:15:00 p.m.	03:00:00 p.m.	45	26.0	21.90
	03:45:00 p.m.	04:00:00 p.m.	15	25.0	20.61
	04:30:00 p.m.	05:00:00 p.m.	30	26.0	21.90
29/07/2003	07:30:00 a.m.	08:00:00 a.m.	30	26.0	21.90
	08:45:00 a.m.	09:00:00 a.m.	15	26.0	21.90
	09:30:00 a.m.	10:15:00 a.m.	45	25.0	20.61
	11:00:00 a.m.	12:30:00 p.m.	90	25.0	20.61
	01:30:00 p.m.	02:30:00 p.m.	60	27.0	23.22
	02:45:00 p.m.	03:15:00 p.m.	30	27.0	23.22
	04:15:00 p.m.	05:00:00 p.m.	45	26.0	21.90
	06:45:00 p.m.	07:00:00 p.m.	15	25.0	20.61
28/07/2003	07:30:00 a.m.	08:15:00 a.m.	45	27.0	23.22
	09:15:00 a.m.	09:30:00 a.m.	15	27.0	23.22
	10:30:00 a.m.	10:45:00 a.m.	15	26.0	21.90
	11:30:00 a.m.	12:00:00 p.m.	30	26.0	21.90
	12:15:00 p.m.	12:30:00 p.m.	15	25.0	20.61
	03:45:00 p.m.	04:00:00 p.m.	15	27.0	23.22
	04:30:00 p.m.	05:15:00 p.m.	45	26.0	21.90
	06:00:00 p.m.	06:30:00 p.m.	30	25.0	20.61
27/07/2003	07:30:00 a.m.	08:15:00 a.m.	45	26.0	21.90
	09:00:00 a.m.	09:30:00 a.m.	30	26.0	21.90
	10:15:00 a.m.	11:00:00 a.m.	45	27.0	23.22
	11:45:00 a.m.	12:00:00 p.m.	15	27.0	23.22
	12:30:00 p.m.	01:00:00 p.m.	30	27.0	23.22
	01:45:00 p.m.	02:15:00 p.m.	30	25.0	20.61
	02:45:00 p.m.	03:00:00 p.m.	15	25.0	20.61
	03:30:00 p.m.	04:15:00 p.m.	45	27.0	23.22
26/07/2003	07:30:00 a.m.	08:00:00 a.m.	30	26.0	21.90
	08:45:00 a.m.	09:30:00 a.m.	45	26.0	21.90
	10:15:00 a.m.	10:30:00 a.m.	15	27.0	23.22
	11:00:00 a.m.	11:45:00 a.m.	45	26.0	21.90
	12:15:00 p.m.	12:30:00 p.m.	15	27.0	23.22
	01:45:00 p.m.	02:45:00 p.m.	60	26.0	21.90
	03:00:00 p.m.	03:30:00 p.m.	30	25.0	20.61
	04:45:00 p.m.	05:15:00 p.m.	30	25.0	20.61
25/07/2003	07:30:00 a.m.	08:00:00 a.m.	30	27.0	23.22
	08:15:00 a.m.	09:00:00 a.m.	45	26.0	21.90
	11:00:00 a.m.	11:15:00 a.m.	15	26.0	21.90
	12:00:00 p.m.	12:30:00 p.m.	30	25.0	20.61
	12:45:00 p.m.	01:30:00 p.m.	45	27.0	23.22
	02:45:00 p.m.	03:45:00 p.m.	60	27.0	23.22
	04:30:00 p.m.	05:00:00 p.m.	30	26.0	21.90

Además, en esta última tabla se presentan los datos de caudales de entrada, obtenidos por la siguiente fórmula, correspondiente a un Parshall de 3”:

$$Q = 0.176H^{1.547}$$

en donde:

Q : Caudal en m³/s.
H : Nivel de agua en m.

Con los datos del registro en el Parshall, se pudieron calcular volúmenes afluentes diarios del sistema de lagunas. Pero existe el inconveniente de que como la lectura de niveles se hace de manera puntual (al no contar con papel milimetrado para el registro continuo de datos) ante la variabilidad del caudal, además de la indisponibilidad por parte del operador en diferentes momentos del día, originan cierta imprecisión en la toma de datos.

Como medida opcional a esta imprecisión en la toma de datos, se recurrió a los registros de bombeo de desagüe de la cámara “Vicús” en los meses de enero a octubre del 2003, brindados por personal de la Empresa Prestadora de Servicios E.P.S. Grau. Se presenta en la tabla 3.8 un ejemplo del registro de datos de bombeo en la cámara “Vicús” correspondiente al mes de julio del 2003*. Esta cámara de bombeo cuenta con dos bombas que trabajan alternadamente.

Tabla 3.8. Registro de bombeo de aguas servidas del mes de julio 2003 en la cámara Vicús. Proporcionados por E.P.S. Grau.

Julio 2003 Día	Tiempo (h)		Tiempo total de bombeo (h)	Volumen diario (m ³)
	Bomba 1	Bomba 2		
1	3.12	4.20	7.32	421.63
2	2.95	3.63	6.58	379.01
3	2.77	3.57	6.34	365.18
4	2.90	3.65	6.55	377.28
5	2.50	4.18	6.68	384.77
6	2.55	2.73	5.28	304.13
7	2.38	4.22	6.60	380.16
8	0.17	6.45	6.62	381.31
9	0.00	7.03	7.03	404.93
10	1.57	4.58	6.15	354.24
11	2.82	4.88	7.70	443.52
12	2.78	4.10	6.88	396.29
13	3.35	4.10	7.45	429.12
14	2.12	2.52	4.64	267.26
15	2.93	4.75	7.68	442.37
16	3.08	4.10	7.18	413.57
17	2.63	3.37	6.00	345.60
18	2.67	3.88	6.55	377.28
19	2.28	3.40	5.68	327.17
20	2.55	2.50	5.05	290.88
21	2.48	3.13	5.61	323.14
22	2.85	3.31	6.16	354.82
23	2.68	3.63	6.31	363.46
24	2.78	3.58	6.36	366.34
25	2.73	3.75	6.48	373.25
26	2.75	3.27	6.02	346.75

* Registros completos se adjuntan en la presentación en formato digital de la presente tesis.

Continuación de tabla 3.8. Registros de bombeo de aguas servidas del mes de julio 2003 en la cámara Vicús. Proporcionados por E.P.S. Grau.

Julio 2003	Tiempo (h)		Tiempo total de bombeo (h)	Volumen diario (m ³)
	Bomba 1	Bomba 2		
27	2.22	2.68	4.90	282.24
28	2.53	3.12	5.65	325.44
29	2.30	3.48	5.78	332.93
30	3.35	3.32	6.67	384.19
31	2.35	3.68	6.03	347.33

Se decidió trabajar con los datos brindados por personal de E.P.S. Grau (cámara Vicús), ya que cuentan con una persona que permanece en la cámara de bombeo llevando el registro diario de datos.

En la tabla 3.9 se presentan datos de volúmenes máximos diarios de desagüe, volúmenes de lagunas obtenidos con el registro de niveles, así como los tiempos de retención hidráulicos calculados en base a estos datos.

Tabla 3.9. Volúmenes diarios máximos mensuales de bombeo (Enero a julio del 2003).

Mes	EPS Grau		Niveles de agua (cm)		Volumen de laguna (m ³)		Tiempo de retención (días)	
	Horas/día	Volumen diario máximo (m ³)	Laguna 01	Laguna 02	Laguna 01	Laguna 02	Laguna 01	Laguna 02
Enero 2003	11.00	633.60	227	166	8860	9986	13.98	15.76
Febrero 2003	8.94	514.94	226	166	8815	10025	17.12	19.47
Marzo 2003	8.57	493.63	227	165	8941	9936	18.11	20.13
Abril 2003	9.64	555.26	226	165	8879	9905	15.99	17.84
Mayo 2003	9.19	529.34	227	164	8948	9878	16.90	18.66
Junio 2003	8.06	464.26	227	164	8966	9875	19.31	21.27
Julio 2003	7.70	443.52	224	164	8834	9870	19.92	22.25
Promedios	9.29	535.05	226.33	164.84	8891.84	9925.01	17.33	19.34

3.2.4 Calidad del agua en las diferentes partes del proceso.

Se realizaron muestreos para la determinación de la calidad del agua en las diferentes etapas del proceso, éstos dieron como resultado:

- Carga orgánica:

Entrada al sistema:	222.4 mg DBO/l
Interconexión:	58.4 mg DBO/l
Salida para riego:*	22.9 mg DBO/l

Remoción de carga orgánica:

Laguna primaria:	73.7 %
Laguna secundaria:	60.8%

* Parte de este contenido es por la contribución de las microalgas, difíciles de separar en la realización del ensayo.

- Carga bacteriana:

Entrada al sistema:	1.10E+08 NMP/100ml
Interconexión:	1.10E+07 NMP/100ml
Salida para riego:	9.30E+05 NMP/100ml

Remoción de carga bacteriana:*

Laguna primaria:	12.4 %
Laguna secundaria:	15.2 %

3.2.5 Conclusiones del estado actual del sistema de lagunas de la Universidad de Piura.

La remoción de la carga bacteriana no es eficiente.

En el análisis del apartado 3.2.3, los tiempos de retención teóricos obtenidos son altos capaces de lograr, según la ecuación 1.7, una remoción eficiente en cuanto a carga orgánica y bacterial. Sin embargo, los resultados sobre la calidad del efluente en el apartado anterior demuestran que esta situación no ocurre; la remoción de la cantidad de coliformes fecales, indicadores de la posible presencia de agentes patógenos, es muy deficiente (debería ser cercano a $1.0 \text{ E}+03 \text{ NMP/100ml}$ en el efluente).

Ésto se puede explicar mediante la corrección del tiempo de retención teórico por el factor de corrección hidráulica (HCF) visto en el apartado 1.3.6.1. Además, para una adecuada evaluación en la predicción de la calidad del efluente se debe llevar a cabo un estudio como el realizado en la referencia (14), en el cual se utilizan trazadores para determinar tiempos de retención reales y factores de dispersión propios de la laguna en evaluación, asimismo consideran diferentes factores como el de características de sedimentación (SCF) y el factor de DBO intrínseca de las algas (IAF).⁽¹⁴⁾

El mantenimiento del sistema de lagunas requiere mejoras.

Existen otros factores que influyen en la calidad del agua como son los problemas de mantenimiento de la laguna. Es muy conveniente que el sistema de lagunas de la universidad cuente con una persona a tiempo completo, para que realice tareas que permitan una eficaz operación de las mismas. Así como el continuo registro de datos para el control de los diferentes parámetros que permitirán evaluar la eficiencia de la operación.

Por ejemplo, en la toma de datos, los medidores automáticos de nivel para la medición del caudal afluente en el Parshall de entrada no cuentan con papel para el registro continuo, además los tanques destinados a la medición de la evaporación se encuentran en mal estado (foto A7 en anexo) lo que ha impedido el registro en los últimos meses.

* Se trabajó con logaritmos para representar mejor la remoción.

Por otro lado, tanto en la laguna primaria como en la secundaria, se nota la presencia de natas (fotos A8 y A9 en anexo) en los puntos de cortocircuito (esquinas de las lagunas), las cuales al impedir el paso de la luz solar, interrumpen o minimizan el proceso de fotosíntesis con la consiguiente merma en la producción de oxígeno por parte de las algas. Este problema se resuelve con eficiente mantenimiento y operación, además de la limpieza periódica por medio de los desnatadores situados en las esquinas de las lagunas.

Además, el sistema de incorporación de aire por medio de un molino de viento (foto A10 en anexo), está interrumpido por avería mecánica. Ello imposibilita un mejor nivel de tratamiento.

En resumen, es evidente la necesidad de mejorar la calidad del efluente, ésto se puede lograr con el rediseño del sistema de lagunas de estabilización de acuerdo a su funcionamiento actual y a la proyección actualizada del volumen de agua residual a tratar además de la aplicación de normas de operación y mantenimiento.

En cuanto a las características físicas de la laguna primaria, no son propias de una laguna anaerobia tal como fue caracterizada según diseño original. Una de estas características es la profundidad de la misma: 2.25 m aproximadamente (para lagunas anaerobias las profundidades varían entre 2.5 y 5 m). En el análisis realizado en la tesis “Caracterización de las lagunas primaria y secundaria del sistema de estabilización de la Universidad de Piura”⁽³⁾, ésta se clasificó como laguna facultativa .

Capítulo IV

REDISEÑO DEL SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA

4.1 Datos poblacionales.

El sistema de lagunas de estabilización ubicado en la Universidad de Piura recibe las aguas servidas, como se mencionó en el apartado 3.1.2, de las siguientes habilitaciones:

- Residencial Vicús.
- Urb. Los Cocos – El Chipe.
- Urb. Lagunas del Chipe.
- Universidad de Piura.

Se ha creído conveniente distinguir entre la población de las urbanizaciones y la población de la Universidad de Piura ya que en el caso de las urbanizaciones, establecidas en un área determinada, el crecimiento es más o menos exacto en base al área no habitada disponible en ellas. En cuanto a la Universidad de Piura el crecimiento poblacional será evaluado de acuerdo a datos históricos de población y a un período de diseño.

4.1.1 Población futura de urbanizaciones.

El crecimiento poblacional en el caso de las urbanizaciones está determinado por la capacidad que tendrán éstas, de acuerdo al terreno disponible.

Para determinar la población actual se utilizaron datos de consumo de agua actuales, número de conexiones domiciliarias y dotaciones típicas según reglamento. Con estos datos se estableció el número de habitantes promedio por domicilio. Con el dato anterior y el número de conexiones futuras se determinó el número de habitantes futuros. A continuación se detalla el anterior proceso:

Gracias a personal de la Empresa Prestadora de Servicios E.P.S. Grau, se tuvo acceso a datos de consumo de agua actual y número de conexiones domiciliarias por urbanizaciones en los meses noviembre, octubre y setiembre del 2003*, así como a planos de las urbanizaciones a las cuales brinda servicio el sistema de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura, estableciéndose las futuras conexiones domiciliarias, así como los volúmenes de agua mensuales. A continuación, en el tabla 4.1 se muestra un resumen de los datos obtenidos:

Tabla 4.1. Datos actuales de las urbanizaciones.

Agua	Residencial Vicús			Los Cocos - El Chipe			Lagunas del Chipe		
	Nov	Oct	Set	Nov	Oct	Set	Nov	Oct	Set
Volumen mensual (m ³)	5346	5450	5456	2967	3173	2556	3571	3808	3583
Volumen diario (m ³)	178.2	175.8	181.9	98.9	102.4	85.2	119.0	122.8	119.4
Conexiones Actuales	306			65			123		
Conexiones futuras	0			164			114		

Se calculó así las posibles dotaciones, asumiendo 5 habitantes por casa. Los resultados se muestran en el tabla 4.2.

Tabla 4.2. Dotaciones estimadas.

	Vicús	Cocos	Lagunas
Conexiones Actuales	306	65	123
Volumen diario promedio (m ³)	178.6	95.5	120.4
Habitantes promedio (5 x casa)	1530	325	615
Dotación estimada (l/hab.d)	117	294	196

Comparando estas dotaciones calculadas con las del reglamento nacional de construcciones (S121.4), se decidió trabajar con las dotaciones sugeridas por éste último. Para el caso de Residencial Vicús la dotación es de 150 l/(hab.d) y para el caso de las urbanizaciones Los Cocos-El Chipe y Lagunas del Chipe, la dotación es 250 l/(hab.d).

Con estas dotaciones se estimó el número actual de habitantes por conexión domiciliaria, para poder así proyectar la población con el número de conexiones futuras. En la tabla 4.3 se muestra un resumen de los cálculos realizados para obtener la población futura de cada urbanización.

Tabla 4.3. Población futura estimada en urbanizaciones.

Agua	Residencial-Vicús			Los Cocos - El Chipe			Lagunas del Chipe		
	Nov	Oct	Set	Nov	Oct	Set	Nov	Oct	Set
Volumen mensual (m ³)	5346	5450	5456	2967	3173	2556	3571	3808	3583
Volumen diario (m ³)	178.2	175.8	181.9	98.9	102.4	85.2	119.0	122.8	119.4
Dotación de agua (lts/hab.día)	150	150	150	250	250	250	250	250	250
Habitantes estimados	1188	1172	1212	396	409	341	476	491	478
Promedio Habitantes estimados	1191			382			482		
Conexiones Actuales	306			65			123		
Equivalencia estimada hab/casa	4			6			4		
Conexiones futuras	0			164			114		
Habitantes futuros	0			964			446		
Población futura total (hab)	1191			1346			928		

* Se adjunta a la tesis en formato digital.

Por lo tanto se estableció en las urbanizaciones una población futura total de **3,465** habitantes.

4.1.2 Población futura de la Universidad de Piura.

Para determinar la población futura de la Universidad de Piura se utilizaron datos históricos brindados por personal de la secretaria general. Éstos se presentan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Datos poblacionales de la Universidad de Piura.

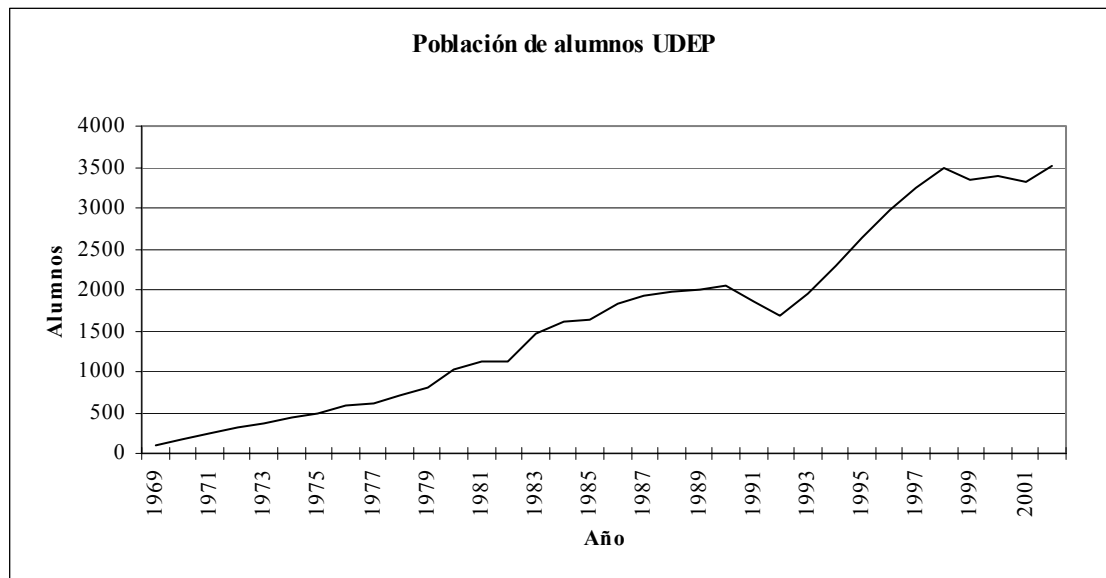
Año	Alumnado	Personal		Totales
		Docente	Administrativo	
1969	97	-	-	-
1970	176	-	-	-
1971	237	-	-	-
1972	318	-	-	-
1973	371	-	-	-
1974	448	-	-	-
1975	500	-	-	-
1976	579	-	-	-
1977	605	-	-	-
1978	704	-	-	-
1979	795	-	-	-
1980	1029	-	-	-
1981	1112	-	-	-
1982	1120	-	-	-
1983	1468	-	-	-
1984	1614	-	-	-
1985	1632	-	-	-
1986	1836	-	-	-
1987	1931	-	-	-
1988	1982	-	-	-
1989	1999	-	-	-
1990	2051	-	-	-
1991	1849	-	-	-
1992	1677	-	-	-
1993	1954	-	-	-
1994	2301	-	-	-
1995	2644	-	-	-
1996	2984	-	-	-
1997	3237	-	-	-
1998	3494	236	267	3997
1999	3347	315	212	3874
2000	3388	343	248	3979
2001	3328	351	269	3948
2002	3523	328	276	4127

Sólo se cuenta con datos de personal docente y administrativo desde el año 1998 hasta el 2002.

- Cálculo de población futura de alumnado.

En la figura 4.1 se presenta el número de alumnos de la Universidad de Piura a través de los años (1969 – 2002).

Figura 4.1 Datos de población de alumnos de la Universidad de Piura.



Es muy difícil establecer la proyección de la población de una universidad pues ésta puede variar por factores políticos, económicos, o también de acuerdo a ampliación en la infraestructura y programas a desarrollar. Se decidió utilizar los métodos matemáticos aplicados para el cálculo de la población futura de un determinado grupo de personas. Se estableció un período de diseño de 15 años, de acuerdo a los datos históricos de crecimiento poblacional.

Según los métodos matemáticos de proyección tenemos:

Método del crecimiento aritmético (Cambio lineal).⁽²¹⁾

Es el método más sencillo de extrapolación y consiste en calcular la cifra media anual de aumento de la población entre un censo y el siguiente añadiendo una cantidad igual por cada año transcurrido después del último censo.

Expresión matemática: $P_f = P_o + rt$

en donde:

- P_f : Población futura, al período de diseño;
- P_o : Último dato de población;
- r : Razón de crecimiento;
- t : Número de años para los que se va a proyectar la población.

Método del crecimiento geométrico (Cambio geométrico).⁽²¹⁾

La aplicación de este método supone que la población aumenta constantemente en una cifra proporcional a su volumen cambiante. Para obtener la población futura se aplica al último dato poblacional que se tenga, la fórmula del "interés compuesto" manteniendo constante la misma tasa anual de crecimiento del período anterior.

Expresión matemática:
$$P_f = P_o \times (1 + r)^t$$

en donde:

- P_f : Población futura, al período de diseño;
- P_o : Último dato de población;
- r : Tasa media anual de crecimiento;
- t : Número de años para los que se va a proyectar la población.

Método del crecimiento parabólico.⁽²¹⁾

En los casos en que la tendencia observada no responde ni a una línea recta, ni a una curva geométrica o exponencial, es factible el empleo de una función polinómica siendo las más utilizadas las de segundo o tercer grado.

Una parábola de segundo grado puede calcularse a partir de los resultados de tres censos o estimaciones. Este tipo de curva no sólo es sensible al ritmo medio de crecimiento, sino también al aumento o disminución de la velocidad de ese ritmo.

La fórmula general de las funciones parabólicas de segundo grado es la siguiente: $Y = a + bx + cx^2$, la misma que aplicada con fines de extrapolación de la población se simboliza de la siguiente manera:

Expresión matemática:
$$P_f = a + bt + ct^2$$

en donde:

- P_f : Población futura, al período de diseño;
- t : Tiempo medido desde la fecha de la primera estimación;
- a, b, c : Constantes calculadas resolviendo la ecuación para cada una de las tres fechas censales pasadas.

En la figura 4.1, se observa claramente tres tramos de crecimiento diferentes: el primero es entre los años 1969-1990, el segundo entre los años 1992-1998 y el último entre los años 1999-2002. En la tabla 4.5, se muestra las tasas de crecimiento a utilizar para los métodos: aritmético y geométrico para los distintos tramos, además de los coeficientes calculados para el método parabólico, tomando como base los años 1969, 1990 y 2002. Para este último método, se tomaron dichos años por ser los que caracterizan de alguna manera el crecimiento de la población según registros.

Tabla 4.5. Datos para el cálculo de la población por los diferentes métodos.

Tramo	Método	
	Aritmético	Geométrico
Primero	93.0	0.1564
Segundo	302.8	0.1301
Tercero	58.7	0.0172

Coefficientes para el método parabólico.

a	b	c
97	74.199	0.898

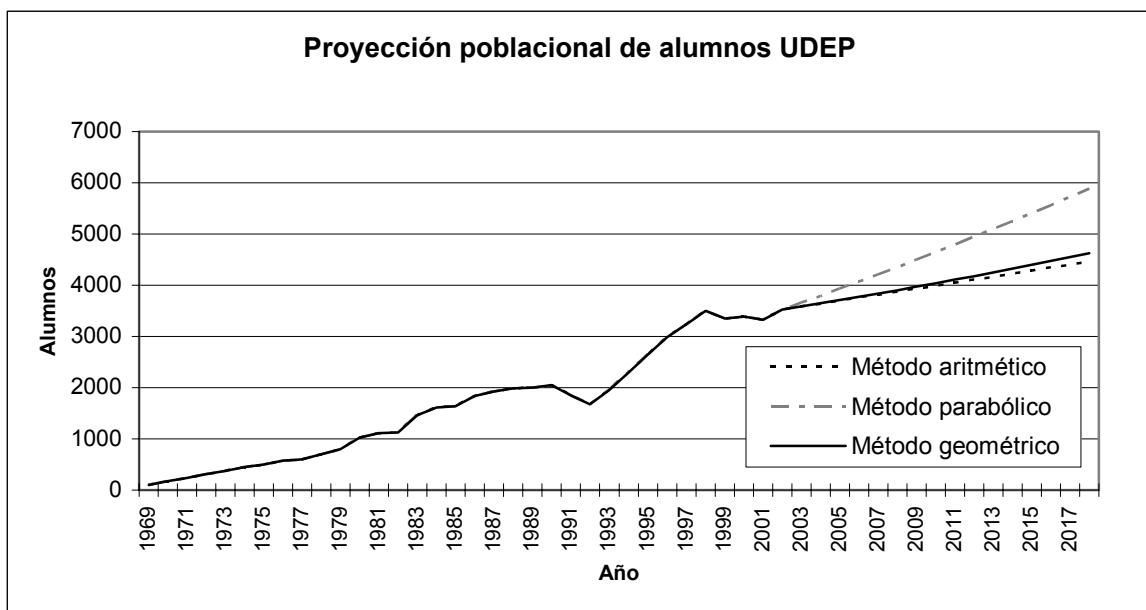
Para el cálculo de la población futura según los métodos aritmético y geométrico se tomó la tasa de crecimiento del tercer tramo, por ser la tendencia observada en estos últimos años. En la tabla 4.6, se presenta la población proyectada según los distintos métodos para el año 2018, según período de diseño.

Tabla 4.6. Población futura según los diferentes métodos.

Método	Tiempo futuro	Población futura
Aritmético	2018	4462
Geométrico	2018	4630
Parabólico	2018	5888

Observando la figura 4.2., las curvas de proyección del alumnado de la universidad según los diferentes métodos y teniendo presente lo variable e incierto que es este crecimiento, se creyó conveniente utilizar la proyección del método parabólico ya que toma en cuenta, de alguna manera, la tendencia del crecimiento total, además concede un cierto rango de seguridad. Por lo tanto, la proyección del alumnado de la universidad para el año 2018 es de **5,888**.

Figura 4.2. Población proyectada según los diferentes métodos.



- Cálculo de población futura de personal docente y administrativo.

Para establecer el número de personal docente y administrativo en el futuro, podemos relacionar de alguna manera al personal docente con la cantidad de alumnos en los años en que se cuenta con datos (1998-2002), estableciéndose que el personal docente es en promedio el 9.8% del alumnado. Además, la tasa de crecimiento del personal administrativo más representativa en los años que se tienen registros es 7 hab/año, siendo la proyección futura 388 hab.

En suma, la cantidad total de habitantes de la Universidad de Piura proyectada para el año 2018 es **6,858**.

A continuación se presenta en la tabla 4.7, un resumen de población total (urbanizaciones y UDEP) estimada actual y futura:

Tabla 4.7. Población total estimada: actual y futura.

Población	Urbanizaciones			UDEP	Total
	Residencial-Vicús	Los Cocos-El Chipe	Lagunas del Chipe		
Actual	1191	382	482	4127	6182
Futura	1191	1346	928	6856	10320

4.2 Caudal de diseño de aguas residuales.

4.2.1 Dotación de agua potable.

4.2.1.1 Dotación de agua para habitantes en urbanizaciones.

Según lo visto en 4.1.1, se decidió trabajar con las dotaciones sugeridas por el reglamento nacional de construcciones S121.4.

Para el caso de Residencial Vicús la dotación es de 150 l/(hab.día) y para el caso de Los Cocos-El Chipe y Lagunas del Chipe la dotación es de 250 l/(hab.día).

4.2.1.2 Dotación de agua para personas en la Universidad de Piura.

Es difícil establecer la dotación de agua para una persona en la universidad. Una forma de hacerlo, la más directa, es dividir el volumen de agua para el consumo diario entre el número de habitantes actual de la universidad. El problema con esta forma de cálculo es que no se sabe exactamente el consumo diario de la Universidad de Piura. Según personal del departamento de mantenimiento de la UDEP, se estima un promedio de 500 m³ diarios de acuerdo a un estudio anterior. Además, no se ha establecido exactamente cuánto de este volumen se destina para consumo y cuanto para riego de áreas verdes siendo éste último un volumen considerable.

Otra forma de hallarla es utilizando los datos brindados por personal de la E.P.S. Grau con referencia a volúmenes de consumo de agua de las urbanizaciones (apartado 4.1.1) y volúmenes de desagüe bombeados por la cámara Vicús (apartado 3.2.3). La diferencia entre los volúmenes mensuales bombeados de desagüe y el 80% del consumo mensual de agua por parte de las urbanizaciones, establecerá el volumen mensual de aguas servidas originado por la universidad. Los resultados de este cálculo, para los meses de setiembre y octubre del 2003, se presentan a continuación en la tabla 4.8. Este dato se confirmó con el monitoreo de la cámara de bombeo de aguas residuales de la Universidad de Piura.

Tabla 4.8. Dotación estimada de desagüe y agua para una persona de universidad.

	Volumen (m ³)	
	Set	Oct
Consumo de agua en urbanizaciones	11595.00	12431.00
80% del consumo de agua de urbanizaciones.	9276.00	9944.80
Volumen de agua residual de Cámara Vicús	13241.66	14511.74
Desagüe restante que correspondería a la UDEP	3965.66	4566.94
Volumen diario de desagüe UDEP	132.19	147.32
Volumen promedio diario (m³/d)	139.75	
Población actual UDEP	4127	
Dotación de desagüe (l/hab.d)	34	
Dotación de agua (l/hab.d) = Desagüe/0.8	42	

Según el reglamento nacional de construcciones S.222.2.05, la dotación de agua fría para locales educacionales es de 50 litros por persona por día, lo cual confirma el cálculo mostrado en tabla 4.8. Además según la referencia (4), se estima un consumo de agua de 40-60 litros/día por habitante en centros educativos.

Por lo tanto se decidió establecer como dotación de agua para alumnado y personal de la universidad: 50 l/(hab.d).

4.2.2 Cálculo del caudal de aguas residuales para el diseño.

En resumen, la población de diseño y las dotaciones establecidas para las distintas habilitaciones, son las presentadas en la tabla 4.9:

Tabla 4.9. Población y dotación de diseño.

	Residencial Vicus	Los Cocos-El Chipe	Lagunas del Chipe	UDEP
Población	1191	1346	928	6856
Dotación (l/hab.d)	150	250	250	50

El caudal de aguas residuales, se verá directamente afectado por la variación horaria y diaria de agua potable. De acuerdo al S.121.5 del reglamento nacional de construcciones y las características de la población, para el cálculo del caudal de agua potable, se han asumido los siguientes coeficientes de variación de consumo de agua potable:

- Coeficiente de variación diaria: 1.3
- Coeficiente de variación horaria: 1.8

El **caudal promedio** de agua potable ha sido calculado con la siguiente fórmula:

$$Q_p = \frac{D \times P_d}{24 \times 60 \times 60}$$

en donde:

Q_p : Caudal promedio, lps,
 D: Dotación de agua potable, l/hab.d,
 P_d: Población de diseño, hab.

El **caudal máximo diario** de agua potable ha sido calculado con la siguiente formulación:

$$Q_{md} = K_1 \times Q_p$$

en donde:

K₁ : Coeficiente máximo anual de la demanda diaria, 1,3.

El **caudal máximo horario** de agua potable ha sido calculado con la siguiente formulación:

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_p$$

en donde:

K₂: Coeficiente máximo anual de la demanda horaria, 1,8.

El resumen de estos cálculos se presentan a continuación en la tabla 4.10:

Tabla 4.10. Cálculos de caudales de agua.

	Residencial Vicus	Los Cocos-El Chipe	Lagunas del Chipe	UDEP
Población (hab)	1191	1346	928	6856
Dotación (l/hab.d)	150	250	250	50
Caudal promedio	2.07	3.89	2.69	3.97
Caudal promedio total (lps)	12.61			
Caudal máximo diario (lps)	16.40			
Caudal máximo horario (lps)	22.71			

De acuerdo al S.121.8 del reglamento nacional de construcciones, se ha considerado que el caudal de aguas residuales es igual al 80% del caudal de agua potable consumida. Por lo tanto en la tabla 4.11 se presenta los caudales de aguas residuales para el diseño:

Tabla 4.11. Caudales de agua residual.

	Agua	A Residual
Caudal promedio (lps)	12.61	10.09
Caudal máximo diario (lps)	16.40	13.12
Caudal máximo horario (lps)	22.71	18.16

4.3 Diseño del sistema de lagunas de estabilización.

4.3.1 Caudal de diseño.

El diseño del sistema de tratamiento, se ha realizado utilizando el caudal máximo diario de aguas residuales ($Q_{md} = 13.12$ lps). Ver tabla 4.11.

4.3.2 Calidad prevista del efluente

El efluente tratado por el sistema de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura es empleado para fines de riego. La eliminación de agentes patógenos es el principal objetivo del tratamiento de aguas residuales para su aprovechamiento.

Sin embargo, al no existir en nuestra legislación peruana, límites permisibles de descarga a drenes agrícolas, se ha considerado que el sistema de tratamiento asumido debe garantizar la calidad bacteriológica del efluente a fin de evitar riesgos para la salud de los que manipulan el agua (regadores, operadores, etc.) y eventualmente en la aparición de epidemias.

Se recomienda un máximo de 1000 coliformes fecales por cada 100 ml para riego sin restricciones de cultivos. Muchos ríos y acequias con calidad bacteriológica de 1000 coliformes fecales por 100 ml son autorizados para el riego* ⁽²²⁾.

Considerando esto, se ha establecido llegar a valores cercanos de este indicador, pero con algunas restricciones como el riego solo de cultivos de tallo alto, en los que los elementos aprovechables no estén en contacto directo con el agua residual tratada.

4.3.3 Concepción del sistema de tratamiento.

Actualmente se cuenta con un sistema de tratamiento de agua residual por medio de lagunas de estabilización, constituido básicamente por dos lagunas en serie. Según la evaluación del efluente (apartado 3.2.5.), se determinó que éste no cumplía con la calidad establecida en el punto anterior. Además, habiendo transcurrido 18 años de operación del sistema de lagunas de estabilización, se hace evidente la necesidad de ampliación del sistema con la finalidad de permitir el mantenimiento del sistema actual de lagunas y modificar sus dimensiones de acuerdo a las proyecciones realizadas.

Se estudió la posibilidad de la construcción de otra batería para el trabajo en paralelo, derivando un caudal, menor al actual, hacia la batería ya construida con el objetivo de lograr la eficiencia adecuada y el resto del caudal llevarlo hacia la batería proyectada. Se diseñó esta nueva batería con este caudal y resultó en una laguna anaerobia y otra facultativa de considerables dimensiones. Esta área implicaría un serio impacto en el bosque (tala de árboles), mayores costos en movimiento de tierra (excavación, terraplenes, impermeabilización), en implementación y otros aspectos.

* Los coliformes fecales en sí son sólo un indicador de la presencia de excretas y, por lo tanto, de la posible presencia de agentes patógenos.

En consecuencia, y como alternativa, se planteó el diseño de una tercera laguna en serie. Ésta debería cumplir con las condiciones de eficiencia en la remoción de DBO₅ y coliformes fecales a la vez que no implique un gran incremento del área de lagunas. Por estas condiciones se determinó que la nueva laguna sea anaerobia, actuando como laguna primaria en el sistema proyectado de tres de lagunas en serie. Es decir, esta nueva laguna estaría al principio del sistema actualmente existente.

El sistema exige una serie de canales, que permitirán el manejo de los efluentes para el mantenimiento y operación de las unidades.

4.3.4 Diseño de laguna anaerobia primaria.

4.3.4.1 Método de diseño.

El diseño de lagunas se ha realizado considerando que funcionan en régimen de flujo disperso (apartado 1.3.6.1) y siendo el principal objetivo la reducción de coliformes fecales, indicadores de la presencia de agentes patógenos.

4.3.4.2 Parámetros de diseño.

Carga orgánica superficial.

Según lo visto en el punto 1.3.6.2, podemos partir en base a un límite de carga de acuerdo al proceso predominante en la laguna.

Para la temperatura se utilizó la promedio del mes más frío: 26°C, según datos proporcionados por el laboratorio de física de la Universidad de Piura. Por lo tanto el límite es:

$$La_i = 357.4 \times 1.085^{(26-20)}$$

$$La_i = 570.3 \text{ Kg DBO} / \text{ ha.d}$$

Además según el apartado 1.3.4.1, este valor está dentro de la carga orgánica superficial típica para lagunas anaerobias: 225 a 600 Kg. de DBO₅/(ha.día).

Profundidad:

El reglamento nacional de construcciones S.090 (5.5.2.2c), recomienda profundidades entre 2,5 y 5 m. para lagunas anaerobias.

Para la altura de borde libre el reglamento nacional de construcciones en S090 (5.5.2.6.c) sugiere 0.5 m.

Tiempo de retención.

Según lo visto en el punto 1.3.6.2, para remoción de casi todos los parásitos se requiere una laguna primaria con 10 días de retención y para asegurar una remoción total se requiere una serie primaria y secundaria con una retención total de 20 días. Por lo tanto el tiempo de retención mínimo será 10 días.

Forma de la laguna anaerobia.

Según lo recomendado por el reglamento nacional de construcciones en S090 (5.5.2.6.b), la laguna anaerobia ha sido diseñada de forma rectangular, con una relación de largo/ancho igual a 2.

4.3.4.3 Diseño de la laguna anaerobia primaria.

- Temperatura promedio del mes más frío : 26°C
- Carga orgánica per cápita (C_{op}) : 50 g DBO/hab.día
- Limite de carga orgánica superficial (La_T) : 570.3 kg DBO/ha.d
- Tirante de agua (H) : 2.80 m.
- Talud (h:v) : 2.5:1
- Caudal de diseño (Q_{md}) : 13.12 lps = 1133.5 m³/d
- Población de diseño : 10320 hab.
- Producción de DBO diaria (C_o) $C_o = C_{op} \times \text{Población}$
= 516 kg DBO/d
- Carga bacteriana del afluente (No) : 1.0E+08 NMP/100 ml
- Relación largo/ancho (X) : 2
- Factor de dispersión (d) : 0.5

- Cálculo del área de la laguna anaerobia:

$$\begin{aligned}\text{Área} &= C_o/La_T \\ \text{Área} &= (516 \text{ kg DBO/día})/(570.3 \text{ kg DBO/ha .día}) \\ \text{Área} &= 0.90 \text{ ha.}\end{aligned}$$

Con la relación largo/ancho igual a 2, tengo un ancho aproximado de 70 m.

- Se escogieron las dimensiones del espejo de agua:

$$a \times l = 70.5 \text{ m.} \times 141 \text{ m.}$$

- Cálculo de dimensiones de fondo:

$$a' \times l' = 56.5 \text{ m.} \times 127 \text{ m.}$$

- Dimensiones con borde libre según reglamento :

$$\begin{aligned}\text{Vertical} &= 0.5 \text{ m.} \\ a'' \times l'' &= 73 \text{ m.} \times 143.5 \text{ m.}\end{aligned}$$

- Cálculo de volumen real de laguna anaerobia primaria:

$$V_R = \frac{H}{6}(a'(2l'+l) + a(2l+l'))$$

$$V_R = 23871m^3$$

- Cálculo del tiempo de retención hidráulico:

$$R = \frac{V_R}{Q_{md}}$$

$$R = \frac{23871m^3}{1133.5m^3/d}$$

$$R = 21días$$

Se asumió un factor de corrección hidráulica (apartado 1.3.6.1) de 0.6 para el caso del diseño de esta laguna. Por lo tanto, el tiempo de retención real (θ) será:

$$\theta = 0.6 \times R$$

$$\theta = 13días$$

Este tiempo de retención igual a 13 días, mayor a 10 días, asegura la remoción de casi todos los parásitos.

- Remoción estimada de carga bacteriana.

$$\frac{N}{No} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$a = \sqrt{1 + 4K_b\theta d}$$

en donde el factor de remoción de coliformes fecales K_b es igual a: ⁽¹²⁾

$$K_b = 0.841 \times 1.07^{(T-20)}$$

$$K_b = 0.841 \times 1.07^{(26-20)}$$

$$K_b = 1.24$$

Por lo tanto la remoción estimada de carga bacteriana es:

$$\frac{N_1}{No} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{N_1}{No} = 4.2E - 03$$

El efluente primario tendrá una carga bacteriana de:

$$N_1 = N_0 \times 4.2E - 03$$

$$N_1 = 1.0E + 08 \times 4.2E - 03$$

$$N_1 = 4.2E + 05$$

- Remoción estimada de carga orgánica biodegradable.

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$a = \sqrt{1 + 4K\theta d}$$

En donde el factor de remoción de carga orgánica es igual a: ⁽¹²⁾

$$K = 0.17 \times 1.07^{(T-20)}$$

$$K = 0.25$$

Por lo tanto la remoción estimada de carga orgánica es:

$$\frac{C_1}{C_0} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{C_1}{C_0} = 0.138$$

El efluente primario tendrá una carga orgánica de:

$$C_1 = C_0 \times 0.138$$

$$C_1 = 516 \text{KgDBO} / d \times 0.138$$

$$C_1 = 71.2 \text{KgDBO} / d$$

y una remoción de carga orgánica de 86 %.

- Volumen adicional para acumulación de lodos:

La tasa de acumulación de lodos, según reglamento de (5.5.2.2.c), es no menor a 40 l/(hab.año). El cálculo de este volumen adicional dio como resultado 0.2 m de tirante adicional. Por lo tanto, el tirante a nivel de espejo de agua será 3.00 m y las dimensiones de la laguna anaerobia serán:

Dique: **a'' x l'' = 73 m. x 143.5 m.**

Espejo: **a x l = 70.5 m. x 141 m.**

Fondo: **a' x l' = 55.5 m. x 126 m.**

4.3.5 Evaluación de laguna secundaria (laguna primaria existente).

La laguna primaria existente pasaría a conformar la laguna secundaria del nuevo sistema de lagunas de estabilización.

El nivel de operación establecido para esta laguna, respetando el borde libre de 0.5 m como sugiere el reglamento, es 2.10 m.

Los datos para la evaluación de esta laguna serían:

- Temperatura promedio del mes más frío : 26°C
- Tirante de agua (H) : 2.10 m.
- Talud (h:v) : 3:1
- Caudal de diseño (Q_{md})

Se asume 6 mm/día.m² ó 6 l/día.m² de pérdidas por infiltración y evaporación*, por lo tanto el caudal de diseño será:

$$Q_{md} = 13.12 \text{ lps} - 6 \times (70.5 \times 141) / (24 \times 60 \times 60) \text{ lps} = 12.43 \text{ lps} = 1074 \text{ m}^3/\text{d}$$

- DBO diaria del afluente (C_1) : 71.2 kg DBO/d
- Carga bacteriana del afluente (N_1) : 4.2E+05 NMP/100 ml
- Relación largo/ancho (X) : 1
- Factor de dispersión (d) : 1

- Volumen de la laguna:

Área a nivel de dique:

$$a'' \times l'' = 72.60 \times 74.85 \text{ m}$$

Área de espejo de agua:

$$a \times l = 69.60 \times 71.80 \text{ m}$$

Área a nivel de fondo:

$$a' \times l' = 57.00 \times 59.20 \text{ m}$$

Volumen de agua:

$$V_R = 8735 \text{ m}^3$$

- Tiempo de retención real:

$$R = 8 \text{ días.}$$

$$\theta = 0.6 \times R$$

$$\theta = 5 \text{ días.}$$

* De acuerdo al comportamiento de las lagunas existentes en la Universidad de Piura, se asume que en promedio hay una evaporación de 3 mm/día y, asimismo, la infiltración, una vez transcurrido el período de maduración de la laguna (entre 6 meses y un año), es también de 3 mm/día.

- Remoción de carga bacteriana:

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{N_2}{N_1} = 7.15E - 02$$

por lo tanto la carga bacteriana del efluente es:

$$N_2 = N_1 \times 7.15E - 02$$

$$N_2 = 4.2E + 05 \times 7.15E - 02$$

$$N_2 = 3.0E + 04 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

- Remoción de carga orgánica biodegradable:

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{C_2}{C_1} = 0.399$$

por lo tanto la carga orgánica del efluente es:

$$C_2 = C_1 \times 0.399$$

$$C_2 = 71.2 \text{ KgDBO}/d \times 0.399$$

$$C_2 = 28.4 \text{ KgDBO}/d$$

y una remoción de carga orgánica de 60 %.

4.3.6 Evaluación de laguna terciaria (laguna secundaria existente).

La laguna secundaria existente pasaría a conformar la laguna terciaria del nuevo sistema de lagunas de estabilización.

El nivel de operación establecido para esta laguna es aproximadamente 1.45 m.

Los datos para la evaluación de esta laguna serían:

- Temperatura promedio del mes más frío : 26°C
- Tirante de agua (H) : 1.45 m.
- Talud (h:v) : 3:1

- Caudal de diseño (Q_{md})

Como en el caso anterior, se asume 6 mm/día.m² ó 6 l/día.m² de pérdidas por infiltración y evaporación, por lo tanto el caudal de diseño será:

$$Q_{md} = 12.43 \text{ lps} - 6 \times (69.6 \times 71.8)/(24 \times 60 \times 60) \text{ lps} = 12.03 \text{ lps} = 1044 \text{ m}^3/\text{d}$$

- DBO diaria del afluente (C_2) : 28.4 kg DBO/d
- Carga bacteriana del afluente (N_2) : 3.0E+04 NMP/100 ml
- Relación largo/ancho (X) : 1
- Factor de dispersión (d) : 1

- Volumen de la laguna:

Área a nivel de dique:

$$a'' \times l'' = 84.30 \times 85.20 \text{ m}$$

Área de espejo de agua:

$$a \times l = 81.30 \times 82.20 \text{ m}$$

Área a nivel de fondo:

$$a' \times l' = 72.30 \times 73.20 \text{ m}$$

Volumen de agua:

$$V_R = 8663 \text{ m}^3$$

- Tiempo de retención real:

$$R = 8 \text{ días.}$$

$$\theta = 0.6 \times R$$

$$\theta = 5 \text{ días.}$$

- Remoción de carga bacteriana:

$$\frac{N_3}{N_2} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{N_3}{N_2} = 7.15E - 02$$

por lo tanto la carga bacteriana del efluente es:

$$N_3 = N_2 \times 7.15E - 02$$

$$N_3 = 3.0E + 04 \times 7.15E - 02$$

$$N_3 = 2E + 03 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Este valor cumple con lo establecido en la calidad prevista del efluente y el principal objetivo que es la reducción de agentes patógenos. (apartado 4.3.2)

- Remoción de carga orgánica biodegradable:

$$\frac{C_3}{C_2} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{C_3}{C_2} = 0.399$$

por lo tanto la carga orgánica del efluente es:

$$C_3 = C_2 \times 0.399$$

$$C_3 = 28.4 \times 0.399$$

$$C_3 = 11.3 \text{ KgDBO} / d$$

$$C_3 = 10 \text{ mg} / l$$

y una remoción de carga orgánica de 65 %.

4.3.7 Sistema proyectado.

En resumen, el sistema proyectado (figura 4.3) consta de tres lagunas en serie: la primera será la diseñada (laguna anaerobia), luego seguiría el sistema actual de dos lagunas de estabilización. Además, este sistema cuenta con un conjunto de canales y estructuras de distribución que permitirán su operación y mantenimiento (figura 4.3.a, b, c).

4.3.7.1 Cálculo de niveles.

Para el cálculo de los niveles, se partió en base al nivel de la segunda laguna del sistema proyectado (primaria existente), respetando los 0.5 m de borde libre que sugiere el reglamento. Este nivel es 41.50 msnm. El nivel de operación de la laguna terciaria (secundaria existente) será un poco más bajo a este último debido a las pérdidas en la interconexión.

A partir del nivel de la laguna secundaria (primaria existente), se determinó el nivel de operación en la estructura de interconexión entre ésta y la laguna primaria (anaerobia proyectada). Con el nivel al inicio de la estructura de interconexión, se estableció el nivel de operación de la laguna primaria y por último, el nivel de ingreso al sistema de lagunas proyectado.

Los canales y estructuras de distribución fueron diseñados con el caudal máximo horario de 50 l/s, que es el que ocurrirá cuando las 2 bombas de la cámara Vicús trabajen al mismo tiempo.

Figura 4.3. Sistema proyectado de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura.

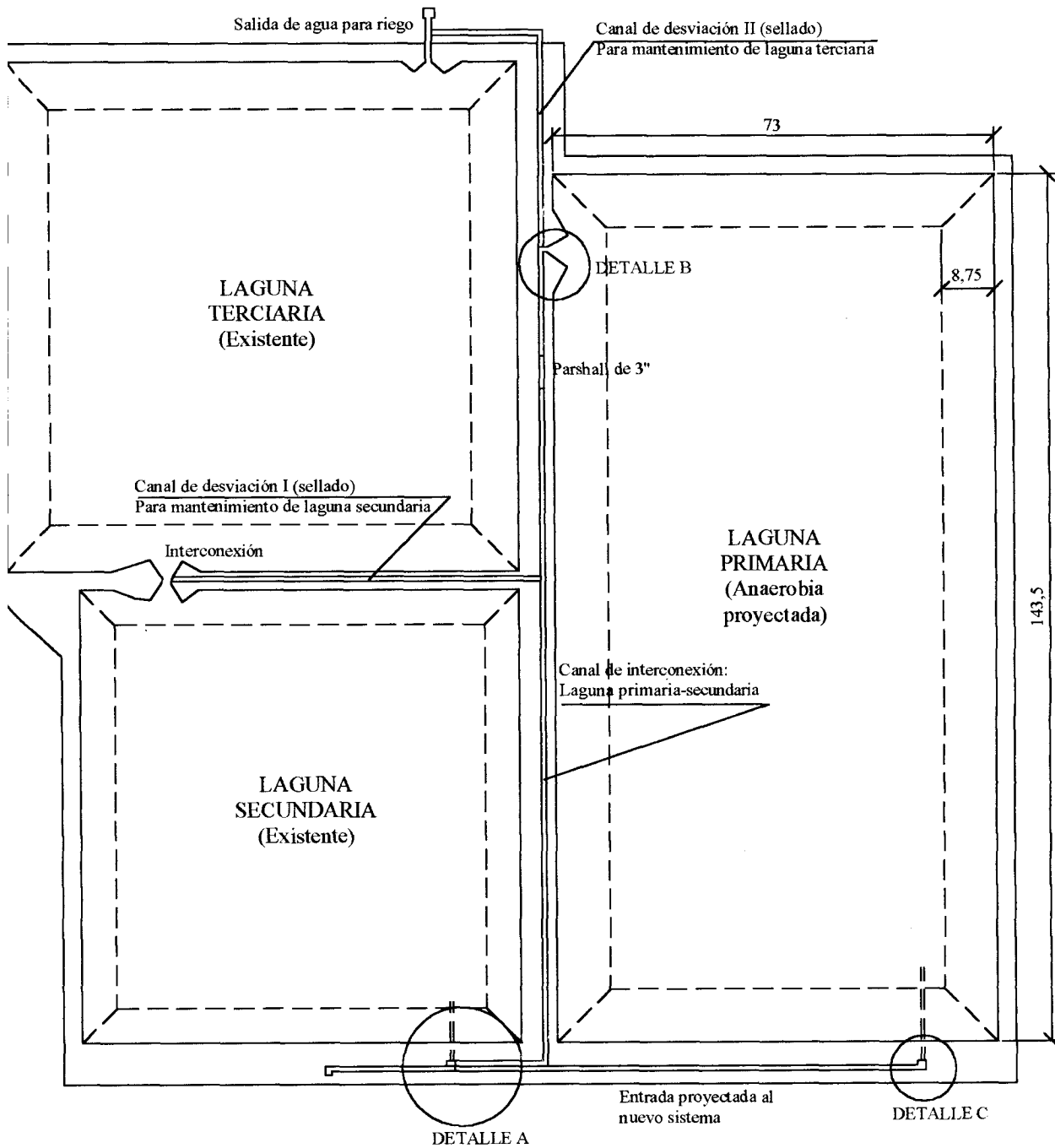
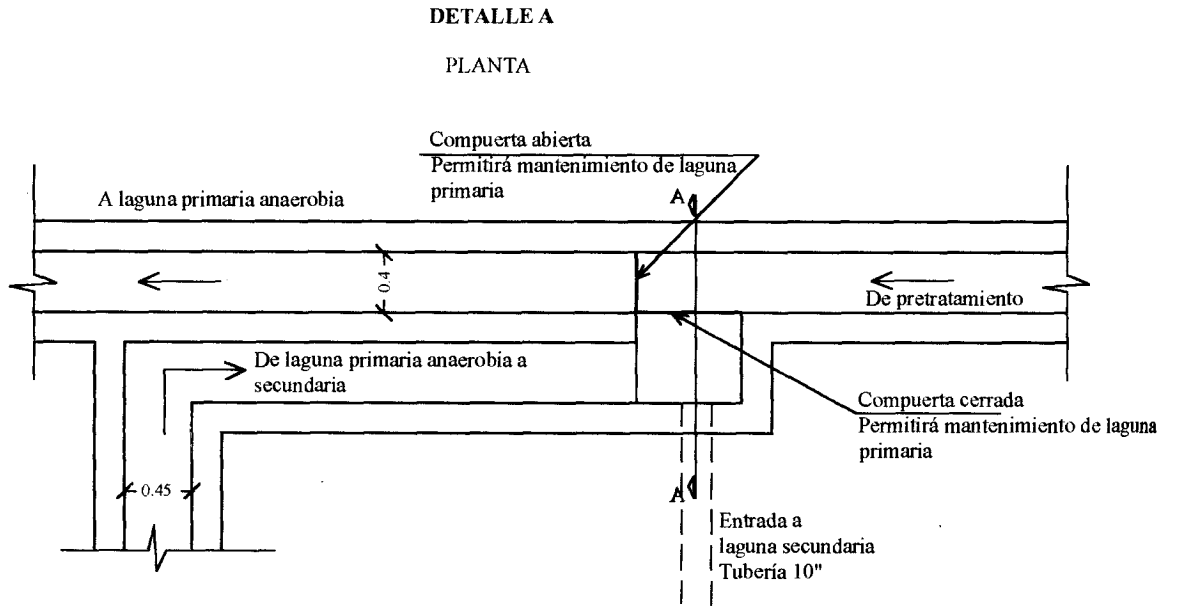


Figura 4.3.a. DETALLE A: Llegada de la interconexión a laguna secundaria (primaria existente)



CORTE A-A

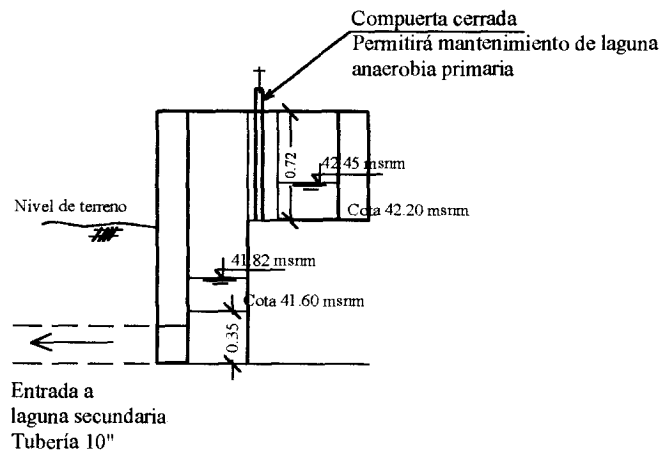


Figura 4.3.b. DETALLE B: Salida de laguna primaria (anaerobia proyectada).

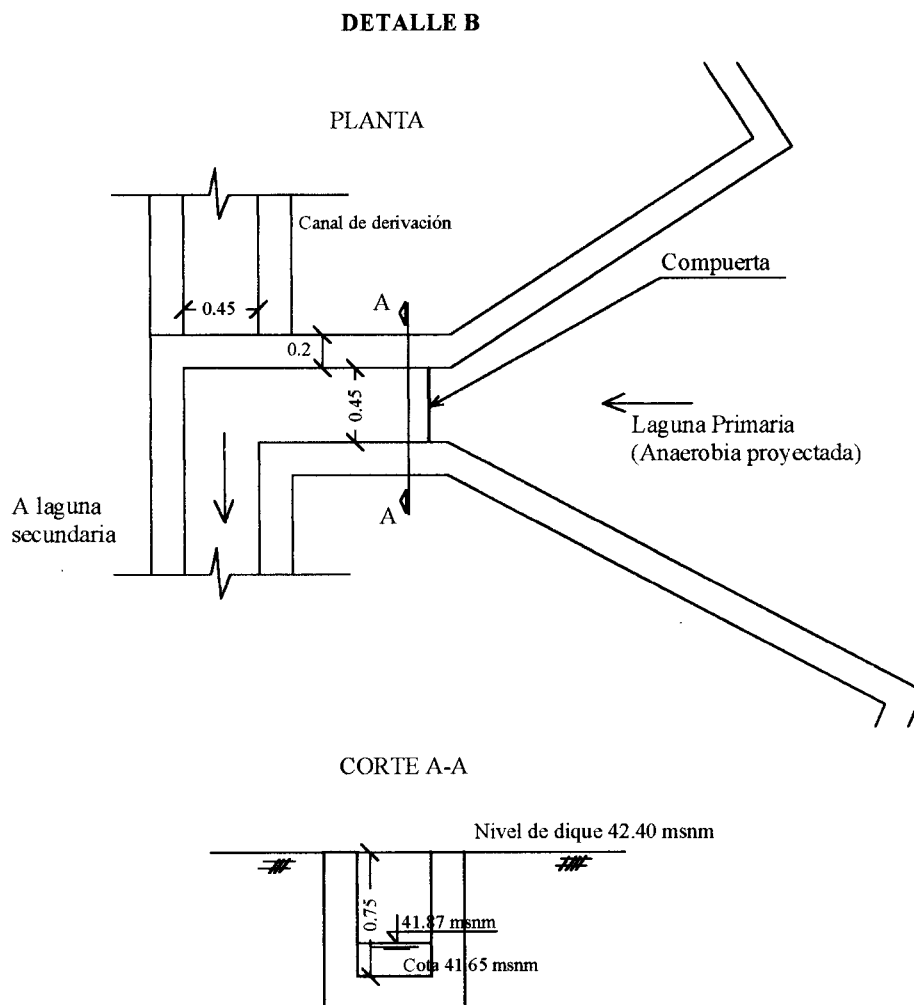
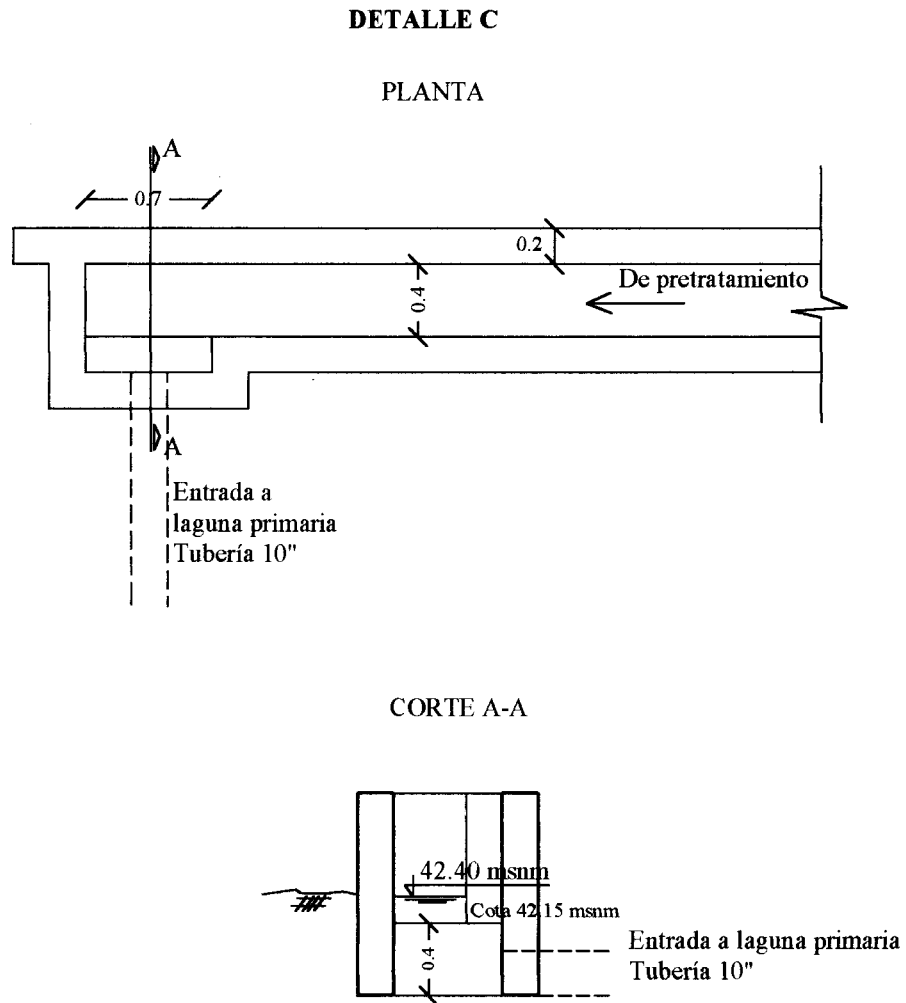


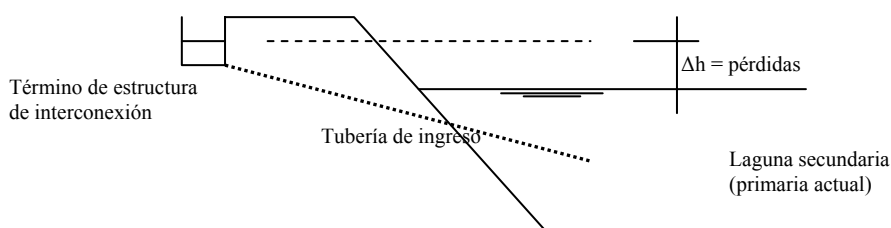
Figura 4.3.c. DETALLE C: Entrada a laguna primaria (anaerobia proyectada).



- Cálculo de niveles en la estructura de interconexión.

Con el nivel de operación de la laguna secundaria (41.50 msnm), se procede al cálculo de niveles en la estructura de interconexión. En la entrada de agua a la laguna secundaria mediante el tubo de 25 cm de diámetro (figura 4.3.a) existen pérdidas, por lo tanto al término de la estructura de interconexión se necesita un nivel de agua que garantice el buen funcionamiento (figura 4.4).

figura 4.4. Esquema de estructura de ingreso a laguna secundaria.



A continuación se muestra el cálculo de las pérdidas que existen:

En el ingreso de la laguna secundaria existen pérdidas locales, así como por el tubo:

$$\Delta h = \underbrace{0.5 \frac{v^2}{2g}}_{\text{pérdidas locales}} + \underbrace{\frac{v^2}{2g}}_{\text{pérdida en el tubo}} + \frac{\lambda Lv^2}{2gD} = \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} \left(1.5 + \frac{\lambda L}{D} \right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.1286}{\text{Re}^{0.89}} \right)$$

$$\text{Re} = \frac{vD}{\nu_{26}}$$

en donde:

Δh	: pérdidas, m.
v	: velocidad, m/s.
g	: gravedad, 9.81 m/s ² .
L	: longitud del tubo, 9 m aproximadamente.
D	: diámetro del tubo, 0.25 m.
Q	: caudal, 0.05 m ³ /s.
λ	: coeficiente de resistencia.
ν	: viscosidad cinemática del agua a 26°C, 8.852e-07 m ² /s.
ϵ	: rugosidad en tubo, 0.00001 m.

Mediante las formulas anteriores se obtienen pérdidas en la entrada iguales a: $\Delta h = 0.10$ m.

Por lo tanto, el nivel de operación al término de la estructura de interconexión será $41.50 + 0.10 = 41.60$ msnm. Por cuestiones de seguridad y funcionamiento, el nivel de operación al término de la estructura de interconexión es 41.82 msnm (figura 4.3.a).

Para las dimensiones óptimas del canal de interconexión se utilizó la formula de Manning y la de máxima eficiencia hidráulica:

$$Q = \frac{AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{\eta}$$

$$\frac{\text{base}}{\text{tirante}} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

en donde:

- R : radio hidráulico.
- S : pendiente del canal, 0.4‰.
- θ : ángulo de talud del canal, 90° .
- η : rugosidad del material del canal, 0.014 para concreto.
- Q : caudal, $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$.
- A : área transversal del flujo, m^2 .

Las dimensiones del canal que dieron como resultado son 0.45 m de base y 0.22 m de tirante de agua. El nivel de operación en la parte inicial del canal es 41.87 msnm (figura 4.3.b).

- Cálculo del nivel en la estructura de ingreso a la laguna primaria (anaerobia proyectada).

El nivel de operación al inicio del canal de interconexión entre la laguna primaria y secundaria determina el nivel de operación de la laguna primaria (41.90 msnm), así como el nivel del dique de 42.40 msnm (Corte A-A en la figura 4.5). Mediante el cálculo de pérdidas en la entrada, de manera similar al de la laguna secundaria, y asegurando el funcionamiento de la estructura ante la variabilidad de niveles, se establece un nivel de operación en la estructura de ingreso al sistema de 42.40 msnm (figura 4.3.c).

4.3.7.2 Especificaciones.

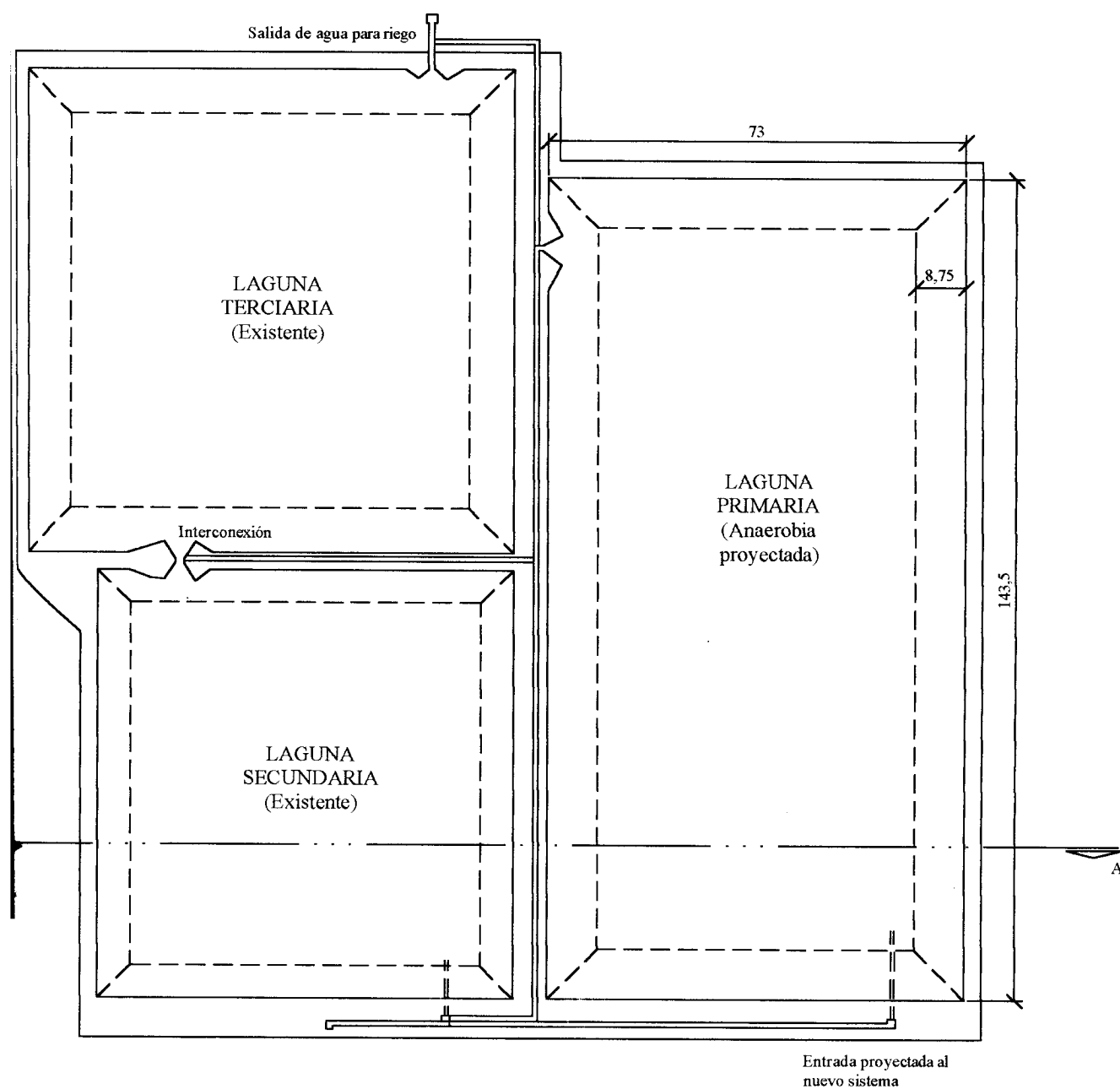
- Taludes.

Se les dará una inclinación vertical : horizontal igual a 1:2.5. Se construirán con material procedente del corte del terreno y se compactará por capas (0.30 m aproximadamente), en conformidad con las propiedades del material, alineamientos, pendientes y perfiles indicados en el expediente técnico.

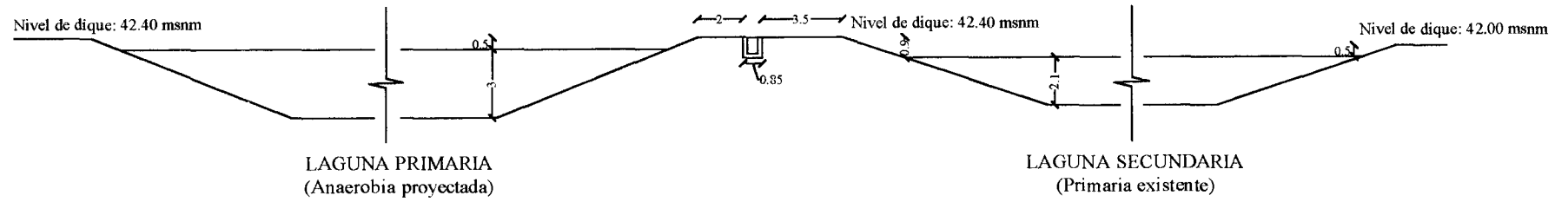
Este material a utilizarse no debe contener escombros, ni restos de vegetal alguno; debe estar exento de materia orgánica.

El área donde se va a construir el terraplén deberá estar completamente limpia de toda materia orgánica; será escarificada o removida para facilitar adherencia del material de relleno con la superficie del terreno.

Figura 4.5. Sistema proyectado de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura



Continuación figura 4.5. Corte A-A



También se dará una compactación superficial a los taludes y fondo antes de proceder a la colocación de la capa impermeabilizadora de arcilla (10 cm de espesor compactado).

El talud interno de los diques, tendrá un revestimiento de piedra para el control de la erosión y el crecimiento de maleza. El área empedrada irá 0.5 m por encima y 0.5 m por debajo del nivel de operación de la laguna, con un espesor de 0.15 m. Las piedras de diferentes tamaños y formas se acomodan manualmente.

En la figura 4.6, se muestra el nivel de terreno actual así como los niveles proyectados utilizados para el cálculo de volúmenes de corte y relleno.

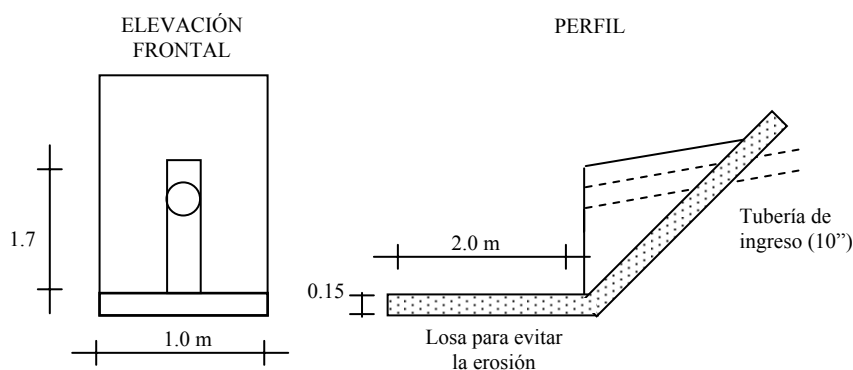
- Estructura de ingreso.

Esta estructura es la continuación de la entrada al sistema actual. Consta básicamente de un canal y una tubería de ingreso de 10" hacia la laguna anaeróbica (figura 4.3.c). Además de un sistema de 2 compuertas, situadas a la altura de la entrada a la laguna primaria actual, que permitirán el desvío del agua para realizar el mantenimiento y la remoción de lodos de la laguna primaria proyectada (figura 4.3.a).

El canal se construirá con muros de ladrillo de arcilla, dispuestos en soga y enlucidos internamente con mortero mezclado con SIKA. Externamente llevará un enlucido simple de mortero. El fondo estará constituido por una losa de concreto simple ($f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$) enlucida con mortero impermeabilizado.

En la salida del tubo de PVC 10" hacia la laguna primaria se colocará una pequeña estructura de concreto simple cuya misión es el sellado de la interfase suelo-tubo (figura 4.7). La losa se prolongará hasta la caída del agua para evitar la erosión durante el llenado.

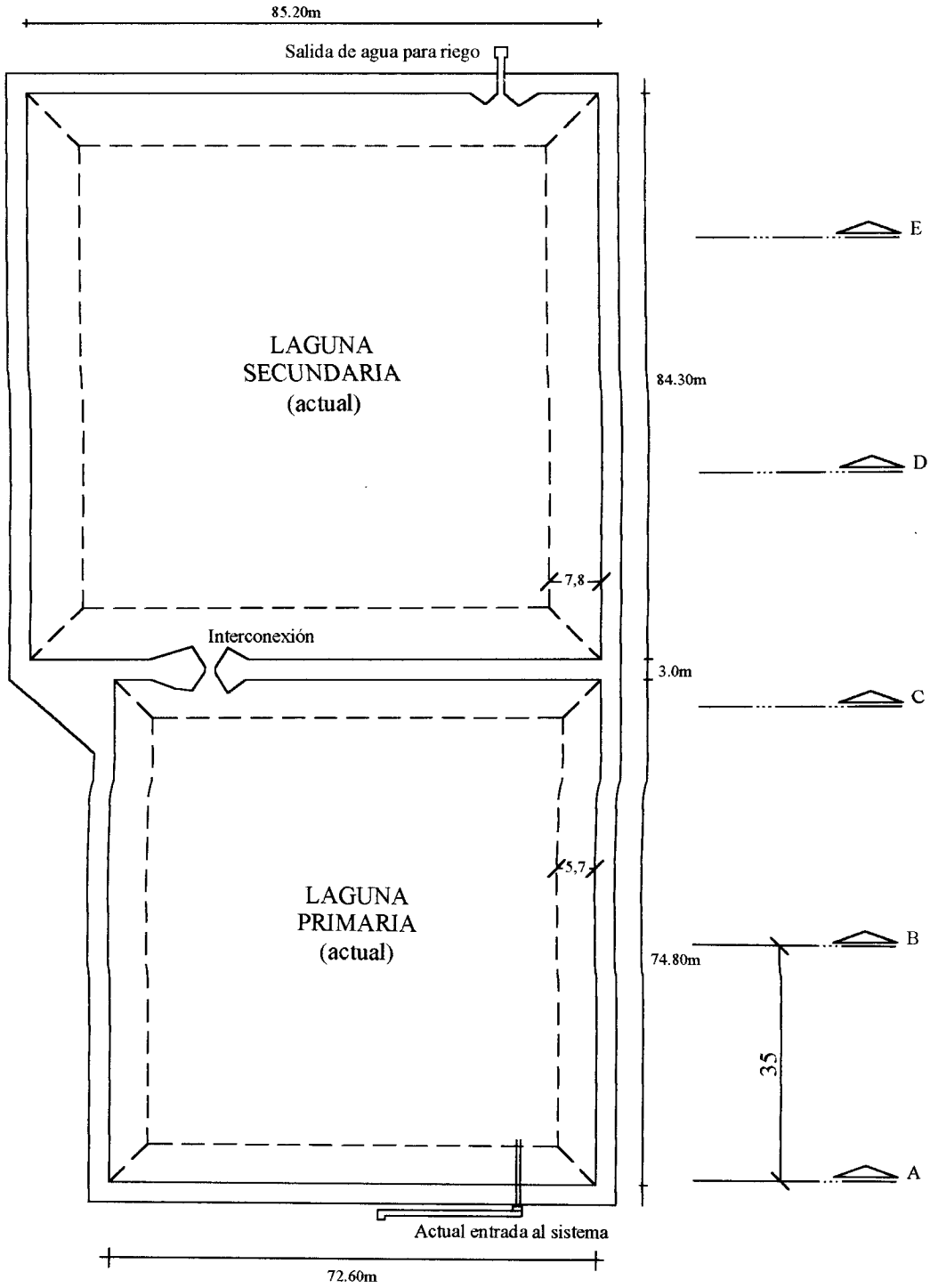
Figura 4.7. Esquema de llegada de la tubería de ingreso a la laguna primaria.



- Estructura de interconexión.

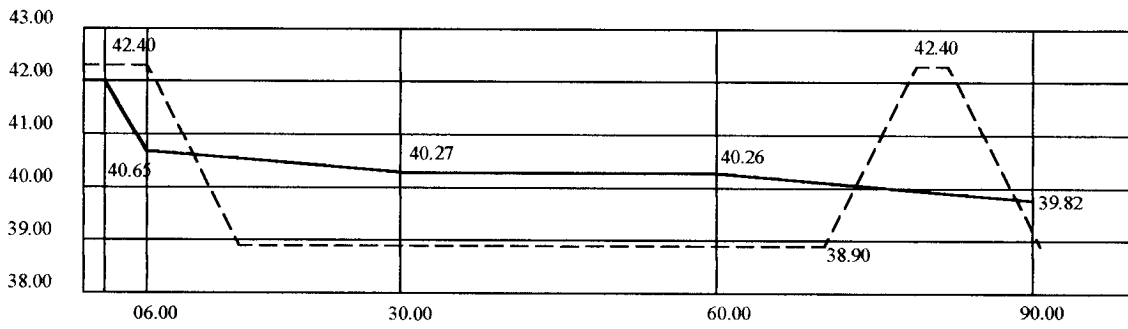
La estructura de interconexión entre la laguna primaria proyectada y la laguna secundaria incluye en primer término una protección de concreto para evitar la erosión del talud (figura 4.3.c). Luego cuenta con un canal en cuya parte inicial se encuentra una compuerta reguladora del flujo. El canal incluye un Parshall de 3" para medición de caudales. La parte final del canal se acopla al sistema de entrada de la laguna primaria actual con algunas modificaciones (figura 4.3.b).

Figura 4.6. Nivelación del terreno destinado a laguna proyectada.

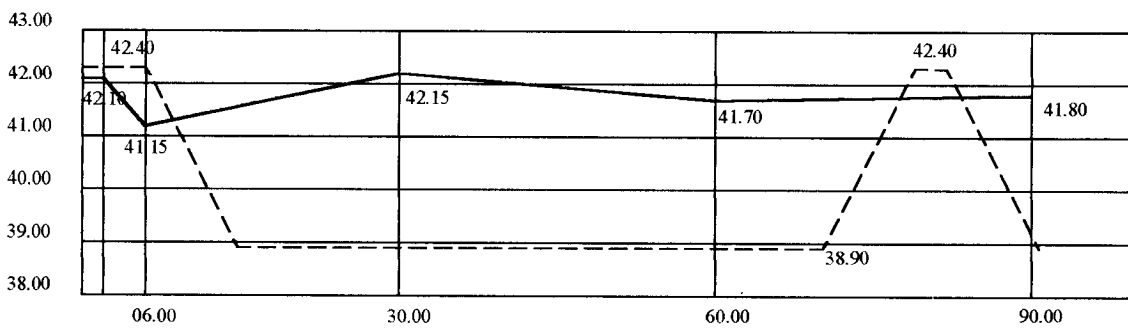


Continuación figura 4.6. Cortes de terreno.

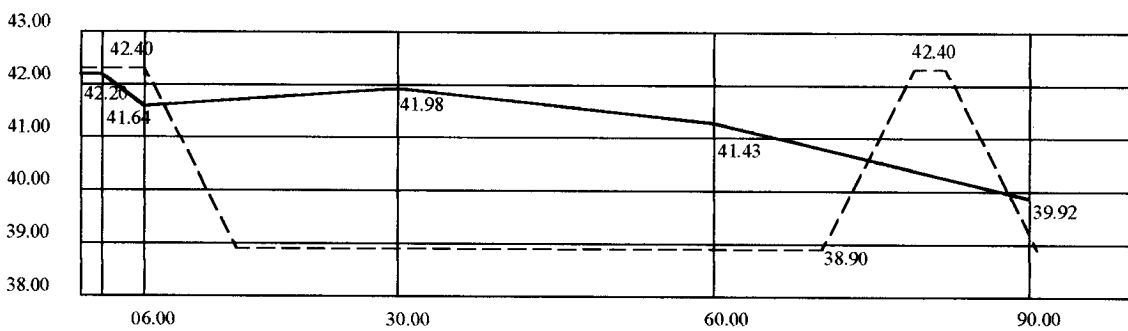
SECCIÓN A



SECCIÓN B



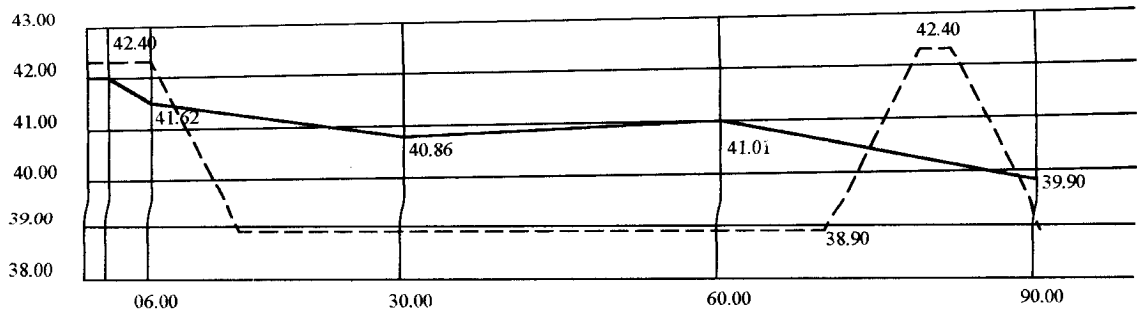
SECCIÓN C



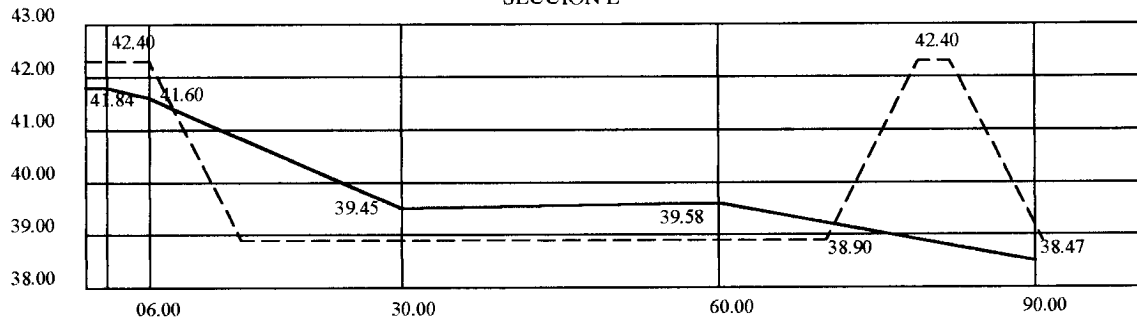
———— Nivel de terreno
 - - - - - Nivel proyectado

Continuación figura 4.6. Cortes de terreno.

SECCIÓN D



SECCIÓN E



- Canales de desviación.

El sistema de lagunas proyectado cuenta con dos canales de desviación (figura 4.3). Estos canales se utilizarán para aislar las diferentes unidades con el fin de realizar tareas de mantenimiento o ante cualquier imprevisto. En el funcionamiento normal, éstos se encontrarán sellados por medio de tabiques que, en el momento requerido, serán removidos manualmente.

El canal de desviación I aislará a la laguna secundaria para realizar su mantenimiento, ante la actual presencia de fango.

El canal de desviación II, permitirá el desvío del agua ante cualquier imprevisto en la laguna secundaria o para realizar su mantenimiento. En esta situación, únicamente trabajaría la laguna primaria proyectada, en un tiempo relativamente corto.

4.3.8 Costo estimado.

PRESUPUESTO ESTIMADO DEL SISTEMA COMPLEMENTARIO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA UDEP

Item	Descripción	Un	Cantidad	C. Unit.	C. Parcial	C. Total
01.00	Obras preliminares					11,193.00
01.01	Limpieza de terreno, desbroce y eliminación	m2	12300.00	0.31	3,813.00	
01.02	Trazo y replanteo	m2	12300.00	0.60	7,380.00	
02.00	Movimiento de tierras					267,835.50
02.01	Corte y excavación	m3	27379.20	3.25	88,982.40	
02.03	Relleno y conformación diques (mat. propio)	m3	18865.00	5.50	103,757.50	
02.04	Colocación de afirmado	m2	1470.00	18.40	27,048.00	
02.05	Impermeabilización fondo talud. (e=10 cm)	m2	10500.50	2.50	26,251.25	
02.06	Eliminación de material excedente	m3	8514.20	2.56	21,796.35	
03.00	Continuación canal de ingreso					7,786.24
03.01	Excavación de zanja	m3	35.04	14.07	493.01	
03.02	Cimentación	m3	8.76	102.68	899.48	
03.03	Piso de cemento	m2	29.20	11.85	346.02	
03.04	Muros de ladrillo	m2	102.20	26.79	2,737.94	
03.05	Tarrajeo con impermeabilizante	m2	131.40	16.21	2,129.99	
03.06	Compuerta metálica	Un	2.00	400.00	800.00	
03.07	Tubería PVC de 10"	ml	9.00	42.20	379.80	
04.00	Interconexión Laguna 1°-2°					15,247.33
04.01	Excavación de zanja	m3	107.10	14.07	1,506.90	
04.02	Cimentación	m3	18.90	102.68	1,940.65	
04.03	Piso de cemento	m2	63.00	11.85	746.55	
04.04	Muros de ladrillo	m2	224.00	26.79	6,000.96	
04.05	Tarrajeo con impermeabilizante	m2	287.00	16.21	4,652.27	
04.07	Compuerta metálica	Un	1.00	400.00	400.00	

Item	Descripción	Un	Cantidad	C. Unit.	C. Parcial	C. Total
05.00	Canales de desviación					10,612.76
05.01	Excavación de zanja	m3	58.14	14.07	818.03	
05.02	Cimentación	m3	14.54	102.68	1,492.45	
05.03	Piso de cemento	m2	51.30	11.85	607.91	
05.04	Muros de ladrillo	m2	159.60	26.79	4,275.68	
05.05	Tarrajeo con impermeabilizante	m2	210.90	16.21	3,418.69	
05.00	Protectores de talud					6,560.00
05.01	Enrocado de piedra	m2	420.00	15.00	6,300.00	
05.02	Protector contra descarga	m2	20.00	13.00	260.00	
					TOTAL S/.	319,234.83

Capítulo V

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

El objetivo principal de un sistema de tratamiento de agua residual es depurar el agua residual hasta unos niveles acordes con la normativa vigente y proporcionar una correcta integración de esta agua residual con el entorno, y obtener los mejores rendimientos posibles. El cumplimiento de este objetivo está condicionado por la correcta realización de la operación y el mantenimiento de las diferentes etapas que conforman el sistema de tratamiento.

5.1 Pretratamiento.

5.1.1 Desbaste.

Operación: ⁽²³⁾

- Tener una reja de repuesto.
- Realizar dos limpiezas al día, una al mediodía y otra a las seis de la tarde. En el caso que haya pocos sólidos, la limpieza podría hacerse eventualmente.
- Utilizar un rastrillo, para retirar los sólidos retenidos. Luego enterrarlos en un sitio asignado para ello.
- Limpiar las herramientas utilizadas.

Mantenimiento: ⁽²³⁾

Cuando se observe que la reja esté desgastada, proceder a cambiarla con la de repuesto e inmediatamente, mandar a hacer otra que se guardará como repuesto.

- Realizar el cambio en la hora que se observe el menor flujo de agua.
- Limpiar las herramientas utilizadas.
- Anotar la fecha del cambio de reja en el cuaderno de mantenimiento.

5.1.2 Desarenado.

Operación:

- Las compuertas de limpieza deben estar cerradas en funcionamiento normal.
- Utilizando un rastrillo, agitar la arena de fondo, tres veces al día en sentido contrario al flujo de agua. En el caso que haya poco sedimento, la limpieza podría hacerse eventualmente.
- Limpiar las herramientas.

Mantenimiento:

Medir dos veces a la semana en nivel de arena depositada en el sitio de entrada, cuando esta alcance la altura señalada para su almacenamiento, proceder a sacar la arena de la siguiente manera.

- Abrir las compuertas de limpieza.
- Esperar un rato hasta que se realice la limpieza hidráulica del desarenador. Puede hacerse uso de herramientas para la remoción manual de sólidos decantados.
- Limpiar las herramientas.
- Anotar fecha en el cuaderno de mantenimiento.

5.2 Lagunas de estabilización.

Debe contratarse por lo menos un operador a medio tiempo para las lagunas de estabilización.

5.2.1 Operación para funcionamiento inicial.

Cuando una laguna de estabilización inicia su vida, las pérdidas por percolación son mayores debido a que: a) el terreno absorbe mucho agua mientras logra saturarse y b) porque aún no se ha producido la disminución de la conductividad hidráulica y de la permeabilidad que ocasionan los sólidos que contienen las aguas residuales.⁽²³⁾

El hecho de que los abonados potenciales de un sistema de alcantarillado nuevo se conecten lentamente, hace coincidir la época en que las pérdidas son máximas con aquella en que el caudal sanitario es mínimo. Todo lo anterior hace que el período inicial de operación sea crítico para la obtención del tirante de agua en la laguna que le permita funcionar satisfactoriamente.⁽²³⁾

Si no se toman medidas para lograr de alguna manera un nivel satisfactorio de operación, se presentarán problemas tales como el nacimiento de plantas en el fondo de la laguna -las cuales cuesta mucho eliminar- y producción de malos olores.⁽⁸⁾

Para tener un funcionamiento apropiado y evitar la producción de malos olores, proceder de la siguiente manera:

- Llenar la laguna por lo menos hasta una altura de 1m. con agua del río vecino ó en el caso de no contar con volúmenes suficientes de agua, proceder a segmentar el

área de la laguna con pequeños diques temporales los que permitirán la saturación progresiva del fondo de toda la laguna. Chequear la estanqueidad del fondo y taludes de la laguna, la pérdida no debe ser mayor a 5 mm/día.

- Luego del paso anterior, permitir la entrada de las aguas servidas, hasta alcanzar toda la altura de agua con que debe funcionar la laguna.
- Controlar que el pH esté entre 7.0 y 7.5 (medidor portátil) en la laguna primaria, si fuera necesario arrojar a través de la entrada, solución de cal (1 libra en 20 litros de agua), en cantidad suficiente hasta tener el pH indicado.

Este funcionamiento inicial debe ser parte de las obligaciones del contrato de construcción del sistema de lagunas de estabilización.

5.2.2 Operación para el funcionamiento normal.

Características del funcionamiento normal. ⁽²³⁾

Para la laguna anaerobia:

- El nivel de olores es soportable para un visitante y no es detectable a 100 m de la misma.
- El color de la laguna está entre gris y negro.
- En el afluente se observa desprendimiento de burbujas de gas.
- En la superficie de la laguna se observa burbujeo de gas.
- El pH esta entre 7.0 y 7.5.
- La temperatura, especialmente del lodo es siempre la misma.
- De vez en cuando puede aparecer un poco de color verdoso o rosado en la superficie.
- El agua que sale de la laguna, tiene apariencia de agua un poco turbia y con pocos sedimentos.
- No hay vegetación ni en los taludes ni en las áreas cercanas.

Para lagunas facultativas y de maduración:

- El color de agua es verde intenso y un poco transparente.
- No hay olores desagradables.
- El pH es mayor que 7.0.
- No hay natas de algas o lodo flotando en la superficie de agua.
- El agua que sale es clara con una coloración verdosa.
- No hay vegetación ni en taludes ni en las áreas vecinas.

Actividades diarias. ⁽²³⁾

- No permitir la entrada de personas extrañas.
- Chequear que la distribución de caudal en el cajón de llegada, esté de acuerdo a lo fijado, especialmente cuando haya varias entradas a la laguna. Debe tenerse la

misma altura de agua en las bocas de las tuberías que salen del cajón de distribución o en los vertederos de división de caudal o vertederos regulables.

- Verificar que se mantengan rigurosamente los niveles de agua y los caudales de operación, de común acuerdo con el ingeniero responsable.
- Cambiar oportunamente las cartas de los registradores automáticos de caudal.
- Recorrido general de la instalación.
- Anotar los datos sobre las lagunas de acuerdo a lo establecido para el monitoreo.

Actividades periódicas. ⁽²³⁾

- Cuando se tengan lluvias fuertes, bajar unos 5 cm. el nivel del vertedero de salida y después de 2 horas de haber pasado la lluvia, regresar al nivel normal.
- Hacer oscilar el nivel de las lagunas periódicamente para evitar el desarrollo de mosquitos, mediante la operación de las compuertas/vertedero de las estructuras de interconexión y salida. Aplicar insecticidas en el caso de que fuera necesario.⁽⁸⁾

5.2.3 Control de funcionamiento.

Para poder llevar a cabo el proceso de depuración de aguas residuales es necesario mantener un control, y así proporcionar un producto económico y de calidad.

Se debe realizar:

- Por lo menos cada 6 meses.
- Cuando se presenten olores fuertes.
- Cuando el agua que sale es muy turbia, en el caso de anaerobias, o es color café o ceniza en el caso de facultativas o de maduración.

Para la comprobación se realizarán 3 veces en una semana los siguientes análisis: ⁽²³⁾

En la entrada de laguna:

- DBO₅ o DQO.
- pH.
- Alcalinidad.
- Sólidos en suspensión.
- Sólidos totales.
- Coliformes fecales.

En la salida de laguna:

- DBO₅ o DQO.
- pH.
- Alcalinidad.
- Sólidos en suspensión.
- Sólidos totales.
- Coliformes fecales.

Con estos análisis, verificar el trabajo y la eficiencia de la laguna. Comparar las características del efluente con los límites permisibles para su posterior uso.

Mucha materia orgánica:

En este caso hay que averiguar:

- Si la laguna ya está en el período final de diseño, si es así, habrá que ampliar el sistema o desviar parte de las aguas servidas hasta que se amplíe el sistema.
- Si hay entrada de otras aguas servidas diferentes a las domésticas (aguas de mataderos, de canales, limpieza de corrales, industriales, etc.), si es así cortar estas entradas.

Compuestos tóxicos:

Averiguar si los usuarios lavan recipientes de fungicidas, insecticidas, etc. y arrojan en el alcantarillado, para tomar las medidas correspondientes.

Malos olores

Las lagunas anaerobias producen un mal olor, propio de su naturaleza, esta es la razón por la cual, a pesar de sus ventajas, no se pueden usar en lugares muy céntricos o poblados. Normalmente, las lagunas facultativas no presentan malos olores, cuando éstos ocurren, se pueden deber a sobrecarga. Evitar que la carga alcance a 357 kg DBO/(ha.día) en lagunas primarias.

Otra causa de malos olores en una laguna facultativa es la presencia de materias flotantes, las cuales al impedir el paso de la luz solar, interrumpen o minimizan el proceso de fotosíntesis con la consiguiente merma en la producción de oxígeno por parte de las algas. Este problema se resuelve con buena operación y mantenimiento.

Los malos olores también pueden ser producidos por la ausencia de algas, debido a que éstas han sido perjudicadas por la presencia de materias tóxicas o excesivamente ácidas y alcalinas. Lo anterior sucede cuando hay descargas de tipo industrial, al alcantarillado, sin los debidos controles.⁽⁸⁾

Exceso de lodo:

El acarreo de mucho lodo en el afluente es porque el nivel del lodo está muy alto (mayor a la mitad de la profundidad), entonces es necesario sacar el exceso de lodo.

5.2.4 Mantenimiento.

Actividades diarias:⁽²³⁾

- Mantener limpio el cajón de entrada, las tuberías y canales de conducción.

- Cuidar las lagunas facultativas y de acabado para evitar que haya acumulación de flotantes que eviten la acción beneficiosa de la luz solar. Normalmente, el viento acumula los flotantes en las esquinas, de donde pueden ser removidos con facilidad por medio de rastrillos, etc. Si tal cosa no sucediera, se debe contar con un pequeño bote. El uso de rejillas puede retener algunos de los flotantes, pero no evita tener que remover flotantes de la misma laguna, pues muchos de ellos son producidos en la propia laguna como consecuencia de los procesos biológicos que suceden en ella. Los flotantes removidos se pueden enterrar o secar antes de enviarlos a algún sitio para disposición final de residuos sólidos.⁽⁸⁾
- Lavar los accesorios utilizados.

Actividades periódicas:⁽²³⁾

- Por lo menos cada semana chequear los taludes para observar si hay problemas de filtración o erosión. Si esto existiera, corregir el problema inmediatamente.
- Por lo menos cada 3 meses, inspeccionar las cercas, los avisos de seguridad y el nivel del lodo.
- Mantener los taludes, bordes libres y áreas vecinas libres de maleza, hierbas o cualquier otro crecimiento vegetal, que puedan facilitar la reproducción de mosquitos y otra clase de insectos; para esto es necesario por lo menos cada mes sacarlos de raíz.
- Un mal mantenimiento de las estructuras de salida o interconexión, puede provocar desbordes ocasionados por obstrucciones. Los desbordes en las lagunas de estabilización son muy peligrosos, pudiendo llegar a producir el colapso total de la estructura.

5.2.5 Evaluación de lagunas de estabilización.

Al hacer esfuerzos por evaluar cargas orgánicas aplicables por unidad de área, o las constantes de reacción de los modelos para el cálculo de lagunas, se tropieza con muchos problemas debido a que casi siempre el estudio se limita a correlacionar dos o tres variables, cuando en realidad las que están interviniendo en los procesos simultáneos que suceden son más de cincuenta o cien.⁽⁸⁾

La tabla 5.1 ilustra las principales determinaciones que conviene realizar en un programa de evaluación de lagunas de estabilización.⁽⁸⁾

El registro histórico de algunos datos puede proporcionar información acerca de cómo funciona la laguna. El objetivo principal de la evaluación es optimizar el sistema operativo de las lagunas a nivel puntual y apoyar a la creación de un sistema o manual para obtener constantes representativas para la zona.

5.2.6 Remoción de lodo.

Es importante que las lagunas mantengan el mayor tiempo posible, una geometría y condiciones lo más parecidas a las del diseño original.

Tabla 5.1. Parámetros y su relación con criterios de calidad.⁽⁸⁾

Parámetro	Unidades	Salud Pública	Control de procesos	Ecología de la laguna	Reuso	
					Agricultura	Piscicultura
I. No Biológicos						
A. Meteorológicos (a)						
1. Velocidad del viento	km/h	+	+	-		
2. Dirección del viento	grados	+	+			
3. Temperatura del aire	°C		-	-		-
4. Evaporación	mm/día		+		+	
5. Heliofania	h/día	+	-	+		-
6. Intensidad de radiación solar	cal/cm2día			+		
B. Hidráulicos						
1. Caudal promedio (b)	l/s		+	-	+	-
2. Caudal máximo horario (b)	l/s		+		+	-
3. Caudal máximo diario (b)	l/s		+		+	-
4. Balance mínimo de agua (c)	mm/día		+	-	+	+
5. Fluctuación de nivel	m		+	-		
6. Profundidad de la laguna (c)	m		+			
7. Precolación o infiltración	mm/día					
C. Factores físicos						
1. Profundidad de lodos (c)	m	-	+	-		-
2. Temperatura del líquido	°C		+	-		
3. Perfil de temperatura (d)	°C		+	+	-	+
4. Aceite y grasa	mg/l	-	-	-	+	+
5. Sólidos						
a. Totales	mg/l		-			
b. En suspensión	mg/l	-	+	+	-	+
c. Disueltos	mg/l		-	+	-	-
d. Sedimentables	mg/l		+			
6. Penetración de luz	m		-	+		+
7. Apariencia de la laguna/color	cualitativo	-	+	-		+
8. Olor	cualitativo	+	+	+	-	+
9. Natas y flotantes	cualitativo	-	+	+	-	+
10. Vegetación en dique	cualitativo	+	+	+	-	-
D. Factores físico-químicos						
1. Conductividad (a 25°C)	µS/cm2		+	+	+	+
2. pH (d)						
E. Factores químicos						
1. Oxígeno disuelto (d)	mg/l	-	+	+		+
2. Demanda Química de oxígeno	mg/l		+		-	-
3. Componentes del sistema carbonatado (d)						
a. Alcalinidad						
-Carbonatos	mg/l	+	+			
-Bicarbonatos	mg/l		+			
-Hidróxidos	mg/l	+	-			
4. Calcio	mg/l			-		
5. Magnesio	mg/l			-		
6. Dureza total	mg/l			-	+	+
7. Cloruros	mg/l			-	+	
8. Sulfatos	mg/l					
9. Nutrientes						
a. Nitrógeno total	mg/l			+	+	
-Orgánico	mg/l			+	+	
-Amónico	mg/l		+	+		-
-Nitritos	mg/l				+	+
-Nitratos	mg/l	+	+		+	
b. Fósforo total	mg/l		-	+	+	
-Ortofosfato	mg/l			+		+
10. Elementos trazas						
a. Sodio	mg/l			+	+	
F. Factores bioquímicas						
1. Demanda bioquímica de oxígeno	mg/l		+			-
II. Biológicos						
A. Microbiológicos						
1. Coliformes totales	NMP/100ml	+	+			-
2. Coliformes fecales	NMP/100ml	+	+			-
3. Salmonella	identific	+	-			+
4. Shigella	identific	+	-			+
5. Protozoarios/helminthos						
-Entamoeba	identific	+			+	+
-Ascaris L.	identific	+	+		+	+
-Anquilostoma	identific	+	-		+	+
B. Microbiológicos						
1. Composición de especies						
-Algas	Clase, N°/mm3			+	-	+
-Insectos	Clase, N°/mm4	+		+		-

+ Mayor interés

- Menor interés

(a) Datos posibles de obtenerse en la estación meteorológica mas cercana

(b) Mediciones con registro continuo

(c) Medición estacional

(d) Medición intensiva y estacional

Después de 10 años de funcionamiento, comenzar a medir la profundidad del lodo cada año. Cuando el nivel de lodo en la primera mitad de la laguna alcance la mitad de la profundidad, será necesario sacar el lodo y se procederá de la siguiente manera:

- El trabajo debe realizarse a inicio de temporada de verano.
- Sacar de operación la laguna y enviar las aguas por el desvío a otra laguna o en ultimo caso al cuerpo receptor. Se recomienda que, antes de secar una laguna para remover lodos, se desvíe el afluente de ella durante unos 30 días. Ésto hace que ya los lodos estén digeridos en su mayor parte al hacer la limpieza, evitando problemas y molestias.
- Bajar poco a poco el nivel hasta alcanzar un nivel que permita la exposición del lodo al ambiente. Se recomienda secar las lagunas haciendo sifonaje con mangueras de succión o tuberías. Si es posible, se puede utilizar una bomba para este propósito.
- Dejar así hasta que seque el lodo y pueda ser sacado con pala y carretillas (si es con pala mecánica y volquete será más rápido), este lodo seco puede ser usado en el suelo, para el cultivo de productos industrializables, de tallo alto y que no se consuman crudos. (ver apartado 1.2.5.4.)
- Alternativamente se podrá remover el lodo de lagunas primarias por dragado o bombeo a una laguna de secado de lodos.
- El lodo seco debe almacenarse en pilas de hasta 2 m por un tiempo mínimo de 6 meses, previo a su uso como acondicionador de suelos. De no usarse deberá disponerse en un relleno sanitario. ⁽¹⁵⁾
- Retirado el lodo, la laguna será puesta nuevamente en funcionamiento.
- Anotar la fecha, cantidad de material retirado y el personal utilizado en el cuaderno de mantenimiento.

5.3 Aplicación de lodos estabilizados sobre el terreno.

Los lodos estabilizados contienen nutrientes que pueden ser aprovechados como acondicionador de suelos.

Los lodos estabilizados pueden ser aplicados directamente sobre el terreno, siempre que se haya removido por lo menos 55% de los sólidos volátiles suspendidos.

Los terrenos donde se apliquen lodos, deberán estar ubicados por lo menos a 500 m de la vivienda más cercana. El terreno deberá estar protegido contra la escorrentía de aguas de lluvias y no deberá tener acceso del público.

El terreno deberá tener una pendiente inferior a 6% y su suelo deberá tener una tasa de infiltración entre 1 a 6 cm/h con buen drenaje, de composición química alcalina o neutra, debe ser profundo y de textura fina. El nivel freático debe estar ubicado por lo menos a 10 m de profundidad. ⁽¹⁵⁾

Deberá tenerse en cuenta por lo menos los siguientes aspectos:

- Concentración de metales pesados en lodos y compatibilidad por los niveles máximos permisibles.
- Cantidad de cationes en los lodos y capacidad de intercambio iónico.
- Tipos de cultivo y formas de riego, etc.

5.4 Disposición de las aguas residuales tratadas en el terreno.

Se tomará en cuenta solamente el riego por surcos, que es la manera como se utiliza el agua de riego en la zona rural.

Operación – mantenimiento.

- Utilizar la técnica de riego común.
- Tomar muy en cuenta que se tratan de aguas servidas que contienen microorganismos que pueden causar enfermedades a los usuarios de las aguas.
- Solo deben regarse cultivos de frutos industrializables, que no se consuman crudos y que no estén en contacto directo con las aguas servidas (tallo alto).
- Controlar la cantidad de agua para que no humedezca demasiado el suelo y se vuelva pantanoso.
- Controlar la pendiente de los surcos, para que no se produzca erosión (arrastre de tierra).
- Cuidar que en época de lluvia el terreno no se inunde, vigilando que las zanjias de drenaje estén limpias.
- Cuidar que las aguas servidas no escurran a fuentes de agua.
- Mantener los surcos libres de maleza, para evitar la proliferación de moscas y moquitos.

Capítulo VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

Mediante el presente trabajo de tesis se concluye lo siguiente:

1. El objetivo principal del sistema de tratamiento de agua residual es depurar el agua residual hasta unos niveles acordes con las recomendaciones vigentes de la OPS (Organización Panamericana de la Salud) y proporcionar una correcta integración de esta agua residual con el entorno, además de obtener los mejores rendimientos posibles. El cumplimiento de este objetivo está condicionado por la correcta realización de la operación y el mantenimiento de las diferentes etapas que conforman el sistema de tratamiento.
2. Las lagunas de estabilización constituyen un método extremadamente eficiente y altamente rentable para el tratamiento de aguas residuales urbanas, debido a su bajo costo de inversión (salvo en algunos casos el requerimiento del terreno), a los bajos costos de operación, a su habilidad para asimilar cargas orgánicas fluctuantes y a su éxito en la eliminación de elementos patógenos.
3. Existen deficiencias en el sistema actual de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura (dos lagunas en serie). Los resultados sobre la calidad del efluente (apartado 3.2.4), demuestran la baja remoción en la cantidad de coliformes fecales (9.3×10^5 NMP/100ml en el efluente), indicadores de la presencia de agentes patógenos. Esto tiene relación con los bajos tiempos de retención, afectados por el incremento del caudal afluente y la disminución del volumen de la laguna primaria debido a la sedimentación, además de problemas en la operación y mantenimiento del sistema.

4. Se ha detectado el parcial abandono del sistema de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura en cuanto a toma de datos, operación y mantenimiento (apartado 3.2.5). Por ejemplo, en la toma de datos, los medidores automáticos de nivel para la medición del caudal afluente en el Parshall de entrada no cuentan con papel para el registro continuo, además los tanques destinados a la medición de la evaporación se encuentran en mal estado. Ésto origina deficiencias en la toma de datos para realizar el control del sistema.

Por otro lado, en la laguna secundaria se nota la presencia continua de natas flotantes, indicadoras de acentuados procesos anaerobios (debido al desprendimiento de metano desde el fondo). Ello es resultado de niveles de operación altos, así como cargas orgánicas altas. Estas natas, al impedir el paso de la luz solar, interrumpen o minimizan el proceso de fotosíntesis con la consiguiente merma en la producción de oxígeno por parte de las algas. Este impedimento es especialmente importante en esta laguna, por tratarse de una laguna facultativa ⁽³⁾. En la laguna primaria, no se efectúa semanalmente la limpieza de natas.

Además, el sistema de incorporación de aire a un punto de cortocircuito ubicado en la parte NW de la laguna primaria por medio de un molino de viento, está interrumpido hace meses por una avería mecánica. Ello imposibilita la optimización del tratamiento, previsto al diseñar el molino.

5. Se ha determinado, de acuerdo a las condiciones actuales de población y caudal afluente, unos parámetros de diseño que requieren de una ampliación del sistema anterior y una mejora en la operación para obtener los estándares de tratamiento.
6. De acuerdo a las directrices de la Organización Mundial de la Salud (OMS), es necesario el tratamiento de las aguas residuales antes de su disposición, ya sea en un cuerpo de agua o mediante programas de reutilización en agricultura, reforestación, piscicultura, etc.

En el caso de la Universidad de Piura, el agua residual es actualmente reutilizada en el riego por gravedad de un área situada en la parte posterior de las lagunas donde se ha sembrado plantas de tallo alto como tamarindos (*Tamarindus indica*), cocoteros (*Cocus nucifera*) y algarrobos (*Prosopis sp.*), sin embargo la recolección de los frutos en el suelo y la misma manipulación del agua exigen un tratamiento eficiente.

7. Se hace necesario desarrollar nuevas reglas de operación (niveles en las lagunas) y el estado de mantenimiento del sistema. En tal sentido, como ya queda dicho, se ha detectado problemas en la limpieza de los diferentes componentes del sistema, en los sistemas de medición, además de la avería en el sistema de incorporación de aire mediante el molino de viento, que no facilitan la aplicación de las nuevas reglas.
8. Además, habiendo transcurrido 18 años de operación del sistema de lagunas de estabilización y considerando los cambios habidos en población-consumo, y en la proyección del volumen de agua a tratar, es necesario la ampliación del sistema.

9. En relación a los parámetros para el rediseño del sistema, se realizó el cálculo de la población proyectada, para el cual se distinguió entre la población de las urbanizaciones y la población de la Universidad de Piura ya que en el caso de las urbanizaciones, establecidas en un área determinada, el crecimiento es más o menos exacto en base al área no habitada disponible en ellas. En cuanto a la Universidad de Piura el crecimiento poblacional se evaluó de acuerdo a datos históricos de población y a un período de diseño (15 años).
10. Como subsistema de tratamiento, complementario al sistema actual, se planteó el diseño de una tercera laguna en serie. Ésta debería cumplir con las condiciones de eficiencia en la remoción de DBO₅ y coliformes fecales sin implicar un gran incremento del área de lagunas. Por estas condiciones se determinó que la nueva laguna sea anaerobia (70.5 x 141 m de espejo de agua), y que actúe como laguna primaria en el sistema proyectado de tres de lagunas en serie.

Además, el sistema proyectado cuenta con un sistema de canales y estructuras de interconexión que se utilizarán para aislar las diferentes unidades con el fin de realizar tareas de mantenimiento o ante cualquier imprevisto.

El subsistema propuesto en esta tesis difiere al planteado en un primer momento (construcción de la segunda batería en paralelo) debido a que éste último implicaría una mayor área y por lo tanto un serio impacto en el bosque (tala de árboles), mayores costos en movimiento de tierra (excavación, terraplenes, impermeabilización), en implementación y otros aspectos.

11. Para poder llevar a cabo el proceso de depuración de aguas residuales de manera eficiente, es necesario mantener un control y así proporcionar un producto de calidad. Por medio del monitoreo de diferentes parámetros, se verifica el trabajo y la eficiencia de la laguna, además esto permite comparar las características del efluente con los límites permisibles para su posterior uso.
12. Es importante el continuo registro de datos y el control de los diferentes parámetros que permitirán evaluar la eficiencia de la operación, así como la situación temporal del sistema de tratamiento. Ésto es importante también para la creación de un sistema o manual que permita obtener constantes representativas para la zona.

6.2 Recomendaciones.

De acuerdo al análisis y evaluación del sistema de algunas de estabilización de la Universidad de Piura llevado a cabo en los capítulos anteriores se recomienda:

1. La instalación del subsistema complementario diseñado en la presente tesis consistente en la adición de una laguna anaerobia en serie ubicada al principio del sistema actual.
2. Una vez instalado el subsistema complementario, proceder a la remoción de lodos de la laguna secundaria (primaria actual) y la posterior aplicación de estos al terreno, siguiendo las pautas del capítulo anterior.

3. La revisión y cumplimiento de las pautas dadas en el capítulo V sobre el mantenimiento y monitoreo del sistema de lagunas de estabilización, con el fin de realizar una eficiente operación.
4. Contar con un operador a tiempo completo durante el día para realizar las tareas de toma de datos, operación y mantenimiento de las lagunas, coordinando actividades que permitan el monitoreo y evaluación del sistema.
5. Poner en marcha el sistema de incorporación de aire a la laguna primaria mediante la reparación del actual molino de viento, con el fin de mejorar la calidad del efluente. Igualmente reparar una balsa utilizada en la toma de datos para la evaluación del sistema.
6. Evaluar la instalación de sistemas de incorporación de aire similares al actual con la finalidad de eliminar los posibles cortocircuitos ubicados en la parte NW y SE de la laguna proyectada, así como el ubicado en la parte SE de la laguna primaria actual.
7. Evaluar la conveniencia de utilizar material geotextil para la interrupción total de las filtraciones.

REFERENCIAS

1. Manejo y disposición final de las aguas residuales en el departamento de Cundinamarca. Colombia. Página web: <http://vulcano.lasalle.edu.co>
2. Seoanez, M. "Aguas residuales urbanas. Tratamientos naturales de bajo costo y aprovechamiento". Colección ingeniería medioambiental. 1995.
3. Gutierrez, M. "Caracterización de las lagunas primaria y secundaria del sistema de lagunas de estabilización de la Universidad de Piura". Tesis UDEP, 1994.
4. Metcalf-Eddy; "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". Editorial labor. S.A., 1991.
5. Instituto de estudios medioambientales. "Tratamiento del agua". Información medioambiental. 2001.
6. Tratamiento y recuperación de aguas residuales urbanas. Página web: <http://seguridadlaboral.geoscopio.com>
7. Tratamiento de agua residuales domesticas. Chile. Página web: <http://www.pucp.cl>
8. Sáenz,R. "Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales". Manual DTIAPA N° C-14, CEPIS. Segunda edición. 1985.
9. Lagunas para remoción de orgánicos. Leandro Herrera, Ph.D. Página web: <http://www.cepis.ops-oms.org>
10. BARNES, G. "Tratamiento de aguas negras y desechos industriales". Editorial UTEHA. Primera Edición. 1967.
11. Polprasert, C; Bhattarai, K. "Modelo de dispersión para estanques de estabilización de aguas residuales". 1985.
12. Yáñez, F. "Reducción de organismos patógenos y diseño de lagunas de estabilización en países en desarrollo". Trabajos presentados al seminario regional de investigación sobre lagunas de estabilización. CEPIS (Lima. Perú). 1986.
13. Sáenz, R. "Consideraciones en relación con el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales". Hojas de divulgación técnica, N°33. CEPIS (Lima. Perú). 1986.
14. Sáenz, R. "Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización". OPS (Washington, D.C., US). 1992.

15. Reglamento Nacional de construcciones. Norma de saneamiento S.090. Perú.
16. Azevedo, J; Acosta, G. “Manual de Hidráulica”. Sexta edición. 1975.
17. Rojas, R. “Aspectos prácticos de construcción de lagunas de estabilización”. Versión condensada del trabajo del mismo nombre realizado por Max Lotear Hess. CEPIS (Lima Perú). 1990.
18. Rojas, R; León, G. “Lagunas facultativas en serie y en paralelo. Criterios de dimensionamiento”. CEPIS (Lima. Perú). 1990.
19. Livia, J. “Aspectos hidráulicos de las lagunas de estabilización de San Juan de Miraflores – Lima”. Tesis Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú. 1983.
20. Vilela, M. “Simulación matemática del escurrimiento y transporte de contaminantes en aguas subterráneas”. Tesis UDEP, 1990.
21. Medición del crecimiento poblacional. Página web: www.inei.gob.pe.
22. Mara, D; Cairncross, S. “Directrices para el uso sin riesgos de aguas residuales y excretas en agricultura y acuicultura”. OMS (Ginebra. CH). 1990.
23. Proyecto Washed, Convenio SSA-USAID N° 518-0081. “Manual de operación y mantenimiento de sistemas de disposición de excretas”. Documento técnico N° 03-OYM. Quito. Ecuador. 1995.
24. Lambe, W; Whitman, R. “Mecánica de suelos”. Editorial LIMUSA S.A. México, 1976.
25. Foster, S; Hirata, R; Ventura, M. “Contaminación de las aguas subterráneas.: un enfoque ejecutivo de la situación en América Latina y el Caribe en relación con el suministro de agua potable”. CEPIS (Lima. Perú), 1987.
26. Contrato firmado entre la Asociación para el Desarrollo de la Enseñanza Universitaria (ADEU) y la Firma Ejecutores S.A. 21 de setiembre de 1984.

ANEXO

FOTOS

Foto A1. Serie de dos lagunas actualmente en funcionamiento.



Foto A2. Estructura de entrada.



Foto A3. Medidor Parshall en estructura de entrada.



Foto A4. Estructura de interconexión.

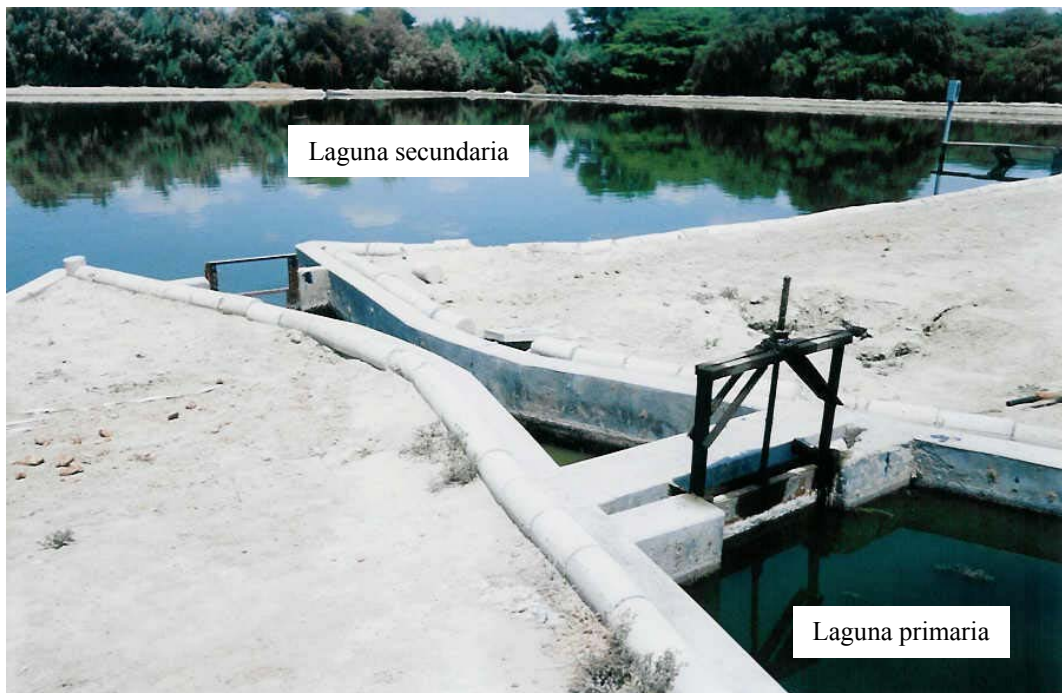


Foto A5. Estructura de salida.



Foto A6. Tanque de distribución para riego a través de acequias y tuberías de concreto.



Foto A7. Tanque para la medición de la evaporación en mal estado.



Foto A8. Presencia de natas en laguna primaria.



Foto A9. Presencia de natas en laguna secundaria.



Foto A10. Sistema de incorporación de aire a laguna primaria en abandono.

