



**Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICAS Y DE OPERACIÓN EN LAS
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA BASE AÉREA DEL SUR DE
RETALHULEU.**

**Sergio Jeovanny Morales Estrada
Asesorado por: Ing. Julio Guillermo García Ovalle**

Guatemala, octubre de 2003.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICAS Y DE OPERACIÓN EN LAS
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA BASE AÉREA DEL SUR DE
RETALHULEU**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

SERGIO JEOVANNY MORALES ESTRADA

ASESORADO POR ING. JULIO GUILLERMO GARCÍA OVALLE

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2003.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Pablo Christian De León
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Edgar Aragón Guzmán
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICAS Y DE OPERACIÓN EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LA BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 5 de agosto de 2003.

Sergio Jeovanny Morales Estrada

AGRADECIMIENTOS:

A:

Ing. Julio Guillermo García Ovalle
por su apoyo y valiosa asesoría en el desarrollo del presente trabajo.

Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria
Cuerpo de Ingenieros del Ejercito
Personal de la Base Aérea del sur

por su colaboración.

DEDICATORIA:

A DIOS

A MIS PADRES

César Morales
Marina Estrada.

A MIS HERMANAS

Lesly, Jacqueline y Gloria Marina.

A FAMILIARES Y AMIGOS.

A LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	
1.1 Conceptos generales.....	1
1.2 Objetivos de las lagunas de estabilización.....	4
1.3 Ventajas de la utilización de lagunas de estabilización.....	5
1.4 desventajas de las lagunas de estabilización.....	6
1.5 Tipos de lagunas.....	6
1.5.1 Lagunas anaerobias.....	7
1.5.2 Lagunas facultativas.....	8
1.5.3 Lagunas aerobias.....	8
1.5.4 Lagunas airadas.....	9
1.6 Configuraciones.....	9
1.6.1 Lagunas en serie.....	9
1.6.2 Lagunas en paralelo.....	10
2. CARACTERÍSTICAS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
2.1 Descripción geográfica.....	11
2.1.1 Localización y vías de comunicación.....	11

2.1.2	Coordenadas geográficas	11
2.1.3	Sistema hidrográfico.....	12
2.2	Características meteorológicas.....	13
2.2.1	Temperatura.....	13
2.2.2	precipitación pluvial.....	13
2.2.3	humedad relativa media.....	14
2.2.4	velocidad y dirección del viento.....	14
2.2.5	evaporación.....	14
2.3	Características del sistema de tratamiento.....	14
2.4	Pretratamiento.....	16
2.5	Características de las lagunas.....	17
2.5.1	Disposición del sistema de lagunas.....	17
2.5.2	Forma y dimensiones.....	18
2.5.3	Geometría de los diques.....	19
2.5.4	protección de los taludes.....	20
2.5.5	Impermeabilización del fondo.....	20
2.6	Estructuras para el funcionamiento hidráulico.....	21
2.7	Medidores de caudal.....	23
2.8	Destino del efluente.....	27

3. DETECCIÓN DE LOS PROBLEMAS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

3.1	Alcantarillado que conduce a las lagunas.....	29
3.1.1	Condición de las tuberías y cajas de registro.....	29
3.1.2	Funcionamiento.....	32
3.2	Estructuras de pretratamiento.....	35
3.2.1	rejas.....	35
3.2.2	desarenador.....	37
3.2.2.1	Condición de la estructura.....	38

3.2.2.2	Funcionamiento	38
3.2.3	fosa séptica.....	42
3.3	Funcionamiento de las lagunas	42
3.4	Aireación natural de las lagunas.....	43
3.5	Diques y protección de los taludes	45
3.5.1	Protección en la parte seca	46
3.5.2	Protección en la parte mojada	47
3.6	impermeabilización del fondo	50
3.7	Estructuras hidráulicas	52
3.7.1	Estructura de entrada	53
3.7.2	Estructuras de interconexión	56
3.7.3	Estructura de salida	58
3.8	Medidores de caudal	59

4. PUESTA EN MARCHA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN CON SUS MEDIDAS DE CORRECCION Y MEJORAS

4.1	Alcantarillado que conduce a las lagunas	61
4.1.1	cajas de registro	61
4.1.2	Tuberías.....	62
4.2	Rejas	62
4.2.1	Consideraciones de diseño.....	62
4.2.2	Ubicación	63
4.2.3	Diseño del canal de acceso	63
4.2.4	Dimensiones de la reja	66
4.2.5	Pérdidas de carga.....	66
4.2.6	Colocación	68
4.2.7	Materiales de construcción	68
4.3	Remoción de lodos y material depositado	69
4.4	Disposición de las lagunas	70

4.5	Impermeabilización del fondo.....	70
4.6	Diques.....	71
4.7	Protección de los taludes.....	71
4.8	Estructura de entrada.....	72
4.9	Estructura de interconexión.....	73
4.10	Estructura de salida.....	74
4.11	Medidas de seguridad.....	74
4.12	Puesta en marcha.....	75
5.	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS	
5.1	Operación de las lagunas.....	77
5.2	Programa de control en las lagunas de estabilización.....	77
5.3	Signos del buen funcionamiento de las lagunas.....	78
5.4	Mantenimiento de la infraestructura.....	79
5.4.1	Mantenimiento de la red de alcantarillado sanitario.....	79
5.4.2	Mantenimiento de la fosa séptica.....	80
5.4.3	Mantenimiento de las rejillas.....	82
5.4.4	Mantenimiento del desarenador.....	82
5.4.5	Mantenimiento de los diques.....	84
5.4.6	Mantenimiento del revestimiento de los taludes.....	85
5.4.7	Mantenimiento de las lagunas.....	85
5.4.8	Mantenimiento de las estructuras hidráulicas.....	85
6.	PARAMETROS DE DISEÑO ENCONTRADOS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	
6.1	caudales de aguas residuales.....	87
6.1.1	Muestreo.....	87
6.1.2	Frecuencia de muestreo.....	87
6.1.3	Aforos.....	88

6.1.4	Caudales.....	88
6.1.5	Evolución de los caudales a lo largo del día	89
6.1.6	Caudal medio horario.....	93
6.1.7	Caudal máximo horario.....	94
6.1.8	Caudal mínimo horario.....	94
6.1.9	Caudal medio diario	94
6.1.10	Caudal máximo diario	96
6.1.11	Caudal mínimo diario.....	96
6.1.12	Caudal máximo instantáneo	96
6.1.13	Caudal mínimo instantáneo	96
6.1.14	Factor día máximo	96
6.1.15	Factor hora máximo	97
6.1.16	Factor pico	97
6.1.17	Horas pico.....	98
6.1.18	Interpretación de resultados	98
6.2	Consumo de agua potable	99
6.2.1	Descripción del sistema de abastecimiento de agua ..	99
6.2.2	Actividades relacionadas con el uso del agua potable	100
6.2.3	Caudal medio de agua potable	100
6.3	Población.....	101
6.4	Dotación	101
6.5	Factor de retorno	101
6.6	Período de retención	102
6.7	Acumulación de lodo	103
	CONCLUSIONES	105
	RECOMENDACIONES	109
	BIBLIOGRAFÍA	111
	APÉNDICES	113
	ANEXO	132

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Proceso anaerobio en una laguna de estabilización	2
2	Proceso aerobio en una laguna de estabilización	3
3	Localización de las lagunas de estabilización	12
4	Desarenador.....	16
5	Diagrama de flujo de las lagunas de estabilización.....	17
6	Dique típico	19
7	Protección del talud.....	20
8	Estructura de interconexión.....	21
9	Estructuras hidráulicas	23
10	Clasificación y límites de aplicación de vertedero triangular de Pared delgada	24
11	Caja de registro típica	29
12	Caja de registro azolvada.....	30
13	Caja de registro con problemas de acumulación de lodos en el fondo	31
14	Elementos hidráulicos de un conducto parcialmente lleno.....	33
15	Conjunto de lagunas de la Base Aérea del Sur.....	44
16	Material depositado en las orillas de la laguna primaria.....	47
17	Daños en el revestimiento del talud	49
18	Problemas en laguna terciaria por cultivos de maíz.....	51
19	Daños en la tubería de ingreso	55
20	Vista frontal de la estructura de interconexión.....	56
21	Daños en tuberías de interconexión.....	57

22	Gráfico de caudales del domingo.....	89
23	Gráfico de caudales del lunes.....	90
24	Gráfico de caudales del martes.....	90
25	Gráfico de caudales del miércoles.....	91
26	Gráfico de caudales del jueves.....	91
27	Gráfico de caudales del viernes.....	92
28	Gráfico de caudales del sábado.....	92
29	Gráfico de caudal medio horario.....	93
30	Gráfico de caudales medios de cada día.....	95
31	Gráfico de caudal medio.....	95
32	Plano de localización.....	113
33	Plano de ubicación.....	114
34	Plano de alcantarillado sanitario.....	115
35	Planta de conjunto.....	116
36	Plano de secciones (A).....	117
37	Plano de secciones (B).....	118
38	Detalle de estructura de entrada (A).....	119
39	Detalle de estructura de entrada (B).....	120
40	Detalle de estructura de interconexión 1-2.....	121
41	Detalle de estructura de interconexión 2-3.....	122
42	Detalle de estructura de salida.....	123
43	Plano de perfil de lodos.....	124
44	Detalle de caja de registro.....	125
45	Detalle de fosa séptica.....	126
46	Detalle de protección de caja de registro.....	127
47	Detalle de canal de reja (A).....	128
48	Detalle de canal de reja (B).....	129

TABLAS

I	Dimensiones de las lagunas de estabilización	18
II	Dimensiones de las estructuras hidráulicas	23
III	Clasificación y limitaciones del vertedero a la entrada	25
IV	Clasificación y limitaciones del vertedero a la salida	26
V	Cálculo hidráulico de los tramos finales de alcantarillado sanitario que conduce a las lagunas de estabilización	34
VI	Valores de diseño para desarenadores de flujo horizontal.....	39
VII	Velocidades medias y tiempos de retención en el desarenador	41
VIII	Valores usuales de diseño para rejas de limpieza manual.....	63
IX	Diseño del canal de reja.....	65
X	Velocidades y pérdidas de carga en la reja.....	67
XI	Pérdidas de carga para distintos % de obstrucción en la reja.....	68
XII	Indicadores del funcionamiento de la laguna a través del color	78
XIII	Aforos.....	88
XIV	Caudales que ingresan a las lagunas de estabilización	89
XV	Caudal medio horario	93
XVI	Caudales medios de cada día	94
XVII	Principales actividades relacionadas con el uso de agua potable en la Base Aérea del Sur.....	100
XVIII	Períodos de retención en las lagunas de estabilización	103
XIX	Lectura de caudal para el vertedero a la entrada	130
XX	Lectura de caudal para el vertedero a la salida.....	131
XXI	Valores climáticos promedios para Retalhuleu.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de la sección transversal
CA	Carretera Centroamericana
Ce	coeficiente de gasto
CEPIS	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria
CIDTA	Centro de investigación y desarrollo tecnológico del agua
CIEG	Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de Guatemala
cm	centímetro
D	diámetro
d	Tirante hidráulico en una sección circular
δ	densidad relativa
d_1	diámetro de la partícula de arena
DBO₅	Demanda bioquímica de oxígeno a los cinco días
DH	Distancia horizontal
dot	dotación
ERIS	Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria
FDM	factor día máximo
FHM	Factor hora máximo
FP	Factor pico
FR	factor de retorno
g	aceleración de la gravedad igual a 9.8 m/seg ²
H	altura total de la estructura
h	carga hidráulica en el canal

h_1	carga en el vertedero
h_L	pérdida de carga
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
km/h	kilómetros por hora
L	longitud total
L/A	relación largo / ancho
L_1	longitud del canal de ingreso
lts	litros
lts/día	litros por día
lts/hab/año	litros por habitante por año
lts/had/dia	litros por habitante por día
lts/seg	litros por segundo
m	metros
m/seg	metros por segundo
m/seg^2	metros por segundo al cuadrado
m^2	metros cuadrados
m^3	metros cúbicos
$m^3/\text{día}$	metros cúbicos por día
m^3/seg	metros cúbicos por segundo
mm	milímetros
n	coeficiente de Manning
NMP CF/100 ml	número más probable de coliformes fecales en 100 mililitros.
\emptyset	diámetro
OD	Oxígeno disuelto
OMS	Organización Mundial de la Salud
OPS	Organización Panamericana de la Salud

p	Altura del fondo del canal a la abertura del vertedero triangular.
π	número pi, igual a 3.141593
P	perímetro mojado
pH	Potencial de hidrógeno
plz	período de limpieza
pob	población
θ	Ángulo de un vertedero triangular
Q	Caudal
Q_m	Caudal medio
q/Q	Relación entre caudal a sección parcialmente llena y caudal a sección llena en tubería
r	Proporción de aumento de velocidad
Rh	Radio hidráulico
s	Pendiente
seg	Segundos
T	Ancho del canal
t	Tiempo o período de retención
u	Velocidad a través de la reja
V	Velocidad a sección llena en tubería
v	Velocidad media
v/V	Relación entre velocidad a sección parcialmente llena y velocidad a sección llena en tubería.
V₀	Velocidad de aproximación a la reja
V_{cr}	Velocidad crítica de arrastre
vol	Volumen

GLOSARIO

Afluente	Corriente de agua que abastece otro curso de agua o alimenta una instalación.
Aforo	Medir el caudal de un líquido.
Aguas residuales	Son aguas de origen doméstico, industrial, subterráneo y meteorológico, y estos tipos de aguas residuales suelen llamarse respectivamente, domésticas, industriales, de infiltración y pluviales.
Algas	Organismos que producen oxígeno al realizar el proceso de la fotosíntesis.
Bacterias aeróbicas	Organismos unicelulares y microscópicos, que realizan todos sus procesos con la ayuda del oxígeno.
Bacterias anaeróbicas	Bacterias unicelulares y microscópicas que sobreviven sin la presencia de oxígeno.

Demanda Bioquímica de oxígeno	Indica la cantidad de oxígeno requerida por los microorganismos vivos para la utilización o la destrucción aeróbica de la materia orgánica. Representa la cantidad de oxígeno disuelto que puede ser necesario para desarrollar y sostener la actividad biológica precisa para degradar una determinada cantidad de residuos.
Dotación	Cantidad de agua que se asigna a una unidad consumidora.
Efluente	Agua que sale de un medio de tratamiento, que ha sido sometida a operaciones y procesos.
Eutrofización	Acumulación de residuos orgánicos en el agua de ríos y lagos, que causa la proliferación de ciertas algas.
Estabilización	Oxidación y sedimentación de las aguas residuales.
Fotosíntesis	Proceso por el cual los organismos con clorofila, como las plantas verdes, las algas y algunas bacterias, capturan energía en forma de luz y la transforman en energía química.
Oxígeno Disuelto	Oxígeno disponible que contiene el agua.
Patógenos	Organismos causantes de enfermedades.

- Quinel** Canal sin revestimiento a manera de zanja, que se utiliza para el transporte de agua.
- Operación unitaria** Medio de tratamiento de aguas residuales, donde se aplican fuerzas físicas para eliminar residuos de tamaño considerable, por medio de sedimentación o desbaste.
- Vertedero** Abertura de forma geométrica que posee una lámina o placa, que sirve para medir el caudal de un fluido.

RESUMEN

Las lagunas de estabilización, son estanques conformados perimetralmente por diques de tierra, con períodos de retención y profundidades variables, que utilizan un proceso biológico natural para el tratamiento de las aguas residuales, las cuales resultan ser muy eficientes en la remoción de organismos patógenos, en comparación con otros métodos de tratamiento en donde se necesita de desinfección en el efluente para conseguirlo.

En la evaluación de las condiciones físicas y de operación en las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur de Retalhuleu, se analizan los problemas tanto en el aspecto constructivo como de funcionamiento de las obras de infraestructura, detectando sus causas y efectos y se encuentran parámetros que servirán para el diseño de lagunas de estabilización eficientes en Guatemala, ya que para tal fin, se ha utilizado parámetros de otros países con características diferentes a las nuestras.

Las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur, no están en funcionamiento a causa de los daños en las obras de infraestructura, por lo que se proponen medidas de corrección orientadas a ponerlas en funcionamiento y darles una adecuada operación y mantenimiento.

OBJETIVOS

- **General**

Evaluar las condiciones físicas y de operación en las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur de Retalhuleu, para encontrar parámetros de diseño y proponer medidas para su rehabilitación, adecuada operación y mantenimiento.

- **Específicos**

1. Determinar los caudales medios de agua residual que ingresan a las lagunas de estabilización y sus factores de variación diarios y horarios.
2. Obtener la dotación de agua potable en la Base Aérea del Sur
3. Determinar el factor de retorno a las lagunas de estabilización.
4. Establecer el período de retención en las lagunas de estabilización.
5. Detectar los problemas en las lagunas de estabilización y determinar sus causas y efectos.
6. Proponer medidas para corregir los problemas encontrados en las lagunas de estabilización que sirvan para su puesta en funcionamiento.

7. Dar medidas para la correcta operación y el mantenimiento de las lagunas de estabilización.

INTRODUCCIÓN

En los países como el nuestro, existen numerosos problemas de salud relacionados con enfermedades provocadas por organismos patógenos, ya que muchas veces llegan a las fuentes de agua superficial, aguas residuales sin tratar, o tratadas mediante operaciones y procesos dirigidos principalmente para evitar la eutrofización de los cuerpos receptores al reducir la carga orgánica y no a disminuir la cantidad de los organismos causantes de enfermedades.

Las lagunas de estabilización son las más eficientes en cuanto a remoción de organismos patógenos, que por su simplicidad de operación y por su proceso biológico natural de tratamiento, ofrecen una alternativa eficiente, en comparación con otros métodos en donde se necesita de desinfección en el efluente para reducir la carga microbiana.

En Guatemala, existen pocas plantas de tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas de estabilización y las existentes han sido diseñadas de acuerdo a parámetros propuestos para otros países que tienen características diferentes, de tal forma que no se tienen datos propios para el diseño.

La Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria, ha coordinado un proyecto orientado a encontrar parámetros propios y dar recomendaciones para el diseño de lagunas de estabilización eficientes, para lo cual, se necesita evaluar las lagunas construidas actualmente, determinar parámetros de diseño, encontrar los problemas relacionados con los daños que se han producido en el tiempo y medir sus eficiencias.

Para la evaluación de las lagunas construidas, las instalaciones militares del país que cuentan con lagunas de estabilización han colaborado con la Facultad de Ingeniería para que sus plantas de tratamiento de aguas residuales puedan ser evaluadas, se encuentren los parámetros mencionados y se den recomendaciones para mejorarlas.

El presente trabajo de evaluación de las condiciones físicas y de operación en las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur de Retalhuleu, conjuntamente con otros trabajos realizados en distintas instalaciones militares del país, forman parte del proyecto coordinado por la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria, en donde los resultados de cada trabajo se analizarán en conjunto por dicha entidad para que sirvan en el diseño de lagunas de estabilización en Guatemala.

En las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur, se encontrarán las características de la planta de tratamiento, los parámetros de caudales de aguas residuales que ingresan a las lagunas con sus factores de variación diarios y horarios, la dotación, el factor de retorno y el período de retención, asimismo se detectarán los problemas relacionados con el deterioro e inoperabilidad de la planta, determinando las causas y efectos.

Se evaluarán los aspectos constructivos de las lagunas de estabilización, de las obras de pretratamiento y de las estructuras para el funcionamiento hidráulico, para recomendar medidas orientadas a corregir los problemas encontrados, proponer mejoras para su puesta en funcionamiento y dar medidas para la correcta operación y mantenimiento de las mismas.

1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

1.1 Conceptos generales

Las lagunas de estabilización son estanques conformados perimetralmente por diques de tierra, con profundidades y períodos de retención variables, que se utilizan para el tratamiento de las aguas residuales.

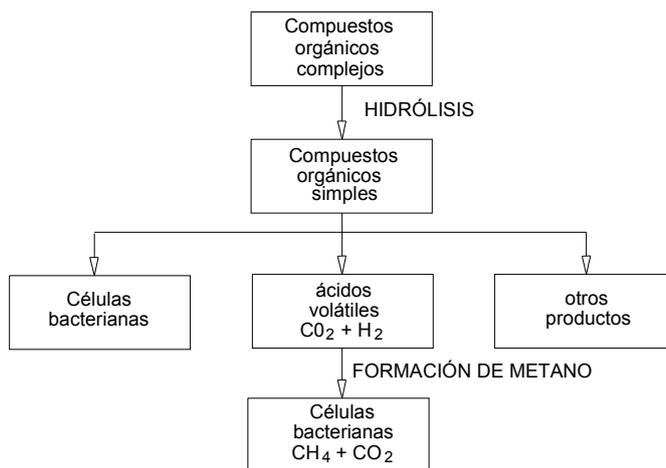
Las primeras lagunas de estabilización fueron embalses construidos como sistemas reguladores de agua para riego, al almacenar el agua se observó que la calidad de ésta mejoraba, por lo que empezó a estudiarse la posibilidad de utilizar estos embalses para el tratamiento del agua residual.

El sistema por lagunaje es un método biológico natural de tratamiento, en donde el agua residual se estabiliza por medio de bacterias activas que degradan la materia orgánica presente en el medio. Existen tres tipos de bacterias que trabajan en la mayoría de las lagunas: aerobias, anaerobias y facultativas. La principal diferencia entre los tres tipos de bacterias es la necesidad de oxígeno disuelto. Las bacterias aerobias necesitan oxígeno disuelto en el agua para vivir y reproducirse, las anaerobias sobreviven sin la presencia de oxígeno, mientras que las facultativas se adaptan tanto a ambientes aerobios como anaerobios.

La materia orgánica que ingresa a las lagunas de estabilización se encuentra en estado de sólidos en suspensión y sólidos sedimentables, los sólidos sedimentables son precipitados al fondo de la laguna los que son estabilizados por las bacterias anaerobias. El resto de materia orgánica, es decir los sólidos en suspensión, son estabilizados tanto por bacterias aerobias como facultativas, que en un proceso, transforman la materia orgánica en dióxido de carbono, nuevas células bacterianas y agua.

En la figura 1, se muestra las etapas del proceso anaerobio, primeramente se encuentra la hidrólisis, donde los compuestos orgánicos complejos e insolubles se transforman en compuestos más simples solubles en el agua, seguidamente la fase acidogénica, en donde los compuestos resultantes de la hidrólisis se convierten en ácidos orgánicos volátiles, para que finalmente estos se transformen en metano y dióxido de carbono en la fase metanogénica.

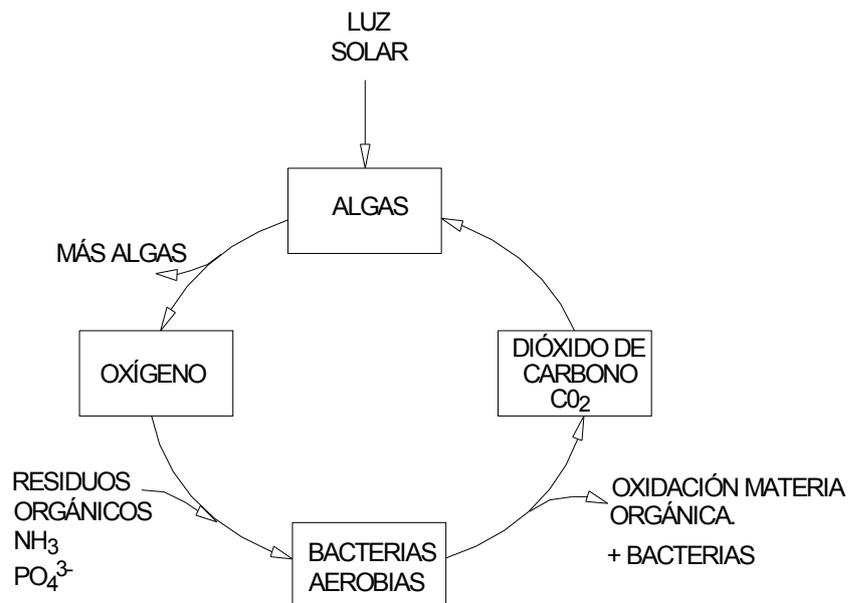
Figura 1. Proceso anaerobio en una laguna de estabilización



Fuente: Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua (CIDTA). Lagunas. Sección 5 lagunas anaerobias.

En la figura 2, se muestra el proceso aerobio, que comienza con la radiación solar que hace crecer las algas en el medio, las cuales generan oxígeno que se disuelve en el agua. El oxígeno que liberan las algas por medio de la fotosíntesis, es usado por las bacterias para descomponer la materia orgánica, formando un ciclo continuo, donde las algas producen el oxígeno que necesitan las bacterias para degradar la materia orgánica y las bacterias producen el dióxido de carbono que necesitan las algas para crecer.

Figura 2. Proceso aerobio en una laguna de estabilización



Fuente: Jairo Romero, Tratamiento de aguas residuales por Lagunas de estabilización, pag.120

Si cada uno de los elementos del proceso están equilibrados, las lagunas de estabilización ofrecen un tratamiento adecuado del agua residual, pero si alguno de los elementos no está presente ocasiona que la laguna funcione ineficientemente.

El proceso en una laguna de estabilización, está relacionada con las condiciones del clima, variando la cantidad de oxígeno disuelto en el agua según varía la luz solar y la temperatura.

Los parámetros más utilizados para evaluar la eficiencia de una laguna de estabilización, es la DBO₅, el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100 ml), los sólidos sedimentables, los sólidos en suspensión y los sólidos disueltos.

1.2 Objetivos de las lagunas de estabilización

Uno de los objetivos principales de las lagunas de estabilización es la salud pública, los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales disminuyen la materia orgánica, pero no son capaces de reducir la cantidad de organismos patógenos.

Ningún sistema convencional puede competir con la eficiencia de remoción de patógenos que se logra en las lagunas a menos que se adicione el proceso de desinfección del efluente, que encarece y hace más compleja la operación y mantenimiento (León, 1995).

La reutilización del agua residual tratada es otro de los objetivos que se persigue con el tratamiento con lagunas de estabilización, aprovechando el agua para actividades de irrigación o acuicultura. Se deberá tener en cuenta que para la reutilización en actividades agrícolas se deberá mantener un control estricto en los productos, para evitar que en la cadena alimenticia exista la presencia de gérmenes o tóxicos.

En lo que respecta al medio ambiente, el objetivo de las lagunas de estabilización es garantizar que el medio natural donde se realiza la descarga no se degrade, proporcionando un efluente donde la carga orgánica sea inferior a la capacidad de autodepuración del cuerpo receptor.

1.3 Ventajas de la utilización de lagunas de estabilización

Dentro de las ventajas del uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales, están las siguientes:

- a) Elevada estabilización de la materia orgánica a un bajo costo y sin gastos energéticos ya que las fuentes de energía son el sol y las acciones del viento. Las lagunas de estabilización tienen bastante flexibilidad en lo que respecta a períodos de carga orgánica y caudal elevados.
- b) Con respecto a otros sistemas de tratamiento, las lagunas de estabilización ofrecen mayor reducción de microorganismos patógenos en el efluente, a comparación de otros sistemas en donde se necesita de desinfección para lograrlo.
- c) Las lagunas de estabilización representan bajos costos de construcción y mantenimiento, y no se requiere de mano de obra calificada.
- d) En las lagunas de estabilización se puede controlar el tiempo de retención, variando la altura de las estructuras de salida con el fin de aumentar o disminuir la profundidad de las lagunas según sean las necesidades.

- e) La limpieza de los lodos dentro de la laguna se realiza en períodos relativamente largos y por la mineralización que estos presentan son ampliamente utilizables para agricultura como abonos naturales.

Teniendo en cuenta los anteriores aspectos, las lagunas de estabilización constituyen uno de los métodos de tratamiento de aguas residuales más convenientes, su uso resulta bastante beneficioso en las áreas rurales o comunidades de bajos ingresos económicos.

1.4 Desventajas de las lagunas de estabilización

Dentro de las desventajas que tiene este sistema de tratamiento se encuentran las grandes áreas de terreno que se necesitan para su construcción, y la presencia de altas concentraciones de algas en el efluente lo que podría provocar problemas en el cuerpo receptor, por lo que muchas veces se utiliza la crianza de peces en las lagunas como medida correctiva.

1.5 Tipos de lagunas

Existen varias formas de clasificar las lagunas de estabilización, pero en general, se clasifican teniendo en cuenta la concentración de oxígeno disuelto, la fuente que suministra el oxígeno y la frecuencia y duración de la descarga del efluente.

Según sea la frecuencia y duración de la descarga, las lagunas de estabilización se clasifican en: lagunas de retención total, lagunas con descarga controlada y lagunas con descarga continua.

Las lagunas de retención total son aquellas en donde el agua tratada sale de la laguna por medio de la evaporación y la infiltración que esta experimenta en el terreno.

Las lagunas de descarga controlada tienen la característica de que el agua tratada se almacena durante cierto período, realizando su descarga cuando el cuerpo receptor presenta condiciones aptas para recibirla o bien cuando se requiere reutilizarla para actividades de irrigación.

Las lagunas de descarga continua son las más utilizadas y son aquellas en donde la entrada y salida del agua residual se produce de una forma continua.

Según sea la cantidad de oxígeno disuelto y la fuente que lo suministra, las lagunas se clasifican en: anaerobias, aerobias, facultativas y airadas.

1.5.1 Lagunas anaerobias

Las lagunas anaerobias trabajan sin la presencia de oxígeno en su columna de agua, se usan más que todo para tratar aguas residuales del tipo industrial y como primera fase de tratamiento, suelen medir de 2.5 a 5 metros de profundidad, lo que sumando a la formación de masas en su superficie no permiten la penetración de la luz solar para el desarrollo de algas y oxígeno.

Las lagunas anaerobias se proyectan para reducir las altas cargas de materia orgánica y no para conseguir un efluente de calidad, por lo que se requiere el posterior uso de otro tipo de lagunas para asegurar la reducción de microorganismos causantes de enfermedades.

Los malos olores es el principal inconveniente de las lagunas anaerobias, debido a los gases que se forman en la descomposición, por lo que deben de construirse lejos de las poblaciones.

1.5.2 Lagunas facultativas

Entre los distintos tipos de lagunas, las lagunas facultativas son las más utilizadas, tienen la característica de poseer una zona aerobia y otra anaerobia, existiendo una zona de transición donde viven las bacterias facultativas. La profundidad de estas lagunas varia entre 1 y 2 m. Este tipo de lagunas se proyectan para tiempos de retención altos y cargas orgánicas bajas, manteniendo condiciones aerobias en la zona superior de la laguna y anaerobias en la zona inferior.

En lo que respecta a la remoción de materia orgánica, las lagunas facultativas alcanzan un valor hasta del 85% y un 99.99% máximo en lo que respecta a la remoción de bacterias coliformes.

1.5.3 Lagunas aerobias

Son lagunas en donde existe un ambiente aerobio en toda su profundidad, ya que la fotosíntesis y la aeración del viento proporcionan el oxígeno en toda la columna de agua. Se les llama también lagunas de oxidación o lagunas de maduración y tienen la característica de que en ellas se consigue una elevada desinfección del agua.

La profundidad de las lagunas aerobias es menor a 0.60 m para asegurar la aireación en todo su contenido, tienen tiempos de retención más cortos que las facultativas y su mayor utilización se da en climas cálidos.

Para que este tipo de lagunas funcione adecuadamente, es necesario que le precedan otro tipo de lagunas, como las facultativas o las anaerobias.

1.5.4 Lagunas airadas

Son lagunas en donde se aplica oxígeno por medio de aireadores mecánicos o difusores, consiguiendo mayor cantidad de oxígeno disuelto del que pueden producir las algas, realizando una mejor mezcla en el agua y manteniendo en contacto la materia orgánica con las bacterias. Tienen una profundidad de 2.5 a 6 m y se proyectan para cortos tiempos de retención, por lo que admiten mayores cargas y se necesita menor área de terreno para su construcción.

1.6 Configuraciones

La configuración de las lagunas se refiere, a la disposición que estas tienen en el sistema. Las lagunas de estabilización pueden funcionar en serie o en paralelo.

1.6.1 Lagunas en serie

Son lagunas que están unidas una a continuación de la otra, tienen la ventaja de mejorar la calidad del efluente en lo que respecta a disminuir la carga microbiana, y reducen la posibilidad de cortocircuitos debido a la forma en que se da el flujo. Uno de los inconvenientes de la utilización de lagunas en serie, es que la laguna primaria, recibe una carga elevada, por lo que en determinadas temporadas puede funcionar como anaerobia y provocar malos olores.

Una configuración de lagunas en serie muy eficiente, es la colocación de una laguna anaerobia, seguida por una facultativa y finalmente una de maduración.

1.6.2 Lagunas en paralelo

Las lagunas en paralelo funcionan a la vez, se caracterizan por aceptar mayores cargas orgánicas, debido a que el afluente es dividido a su entrada. La calidad del efluente no es mayor al de las lagunas en serie, pero tienen la ventaja de que al realizar su limpieza, una de las lagunas sigue funcionando sin interrupción, mientras la otra es limpiada.

La combinación de lagunas en serie y paralelo resulta bastante conveniente, ya que se utiliza las ventajas de ambos. La combinación más utilizada, es la colocación de lagunas anaerobias en paralelo, seguidas por lagunas facultativas y de maduración en serie.

2. CARACTERÍSTICAS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

2.1 Descripción geográfica

2.1.1 Localización y vías de comunicación

La Base Aérea del Sur, se localiza en el Km. 185 de la ruta nacional 9S que conduce a Champerico, en el departamento de Retalhuleu, en la llanura costera del pacífico, en la región suroccidental del país. A la ruta nacional 9S, se accede por la ruta CA2 occidente, en la intersección hacia la cabecera departamental de Retalhuleu.

2.1.2 Coordenadas geográficas

La planta de tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur, está situada en una Latitud Norte de $14^{\circ}31'11''$ y una longitud Oeste de $91^{\circ}41'59''$ y a una altura media de 201 m sobre el nivel del mar.

En la figura 3, se muestra la localización de las lagunas de estabilización sobre el mapa de Retalhuleu, la referencia del punto sobre el mapa a los 100 metros más cercanos es de 402056. En la figura 32, se amplía la información con respecto a la ubicación de las lagunas dentro de la instalación militar.

2.2 Características meteorológicas

La Estación meteorológica Retalhuleu del INSIVUMEH, está ubicada dentro de la base aérea del sur, en una latitud norte de 14°31'19" y una longitud oeste de 91°41'48" a 205 m sobre el nivel del mar y a una distancia de 500 metros de las lagunas de estabilización. Por la corta distancia que existe entre las lagunas de estabilización y la estación meteorológica, los datos que allí se obtienen, son representativos para las lagunas.

El departamento de Retalhuleu se caracteriza por tener un clima cálido, muy húmedo y sin estación seca bien definida. En el anexo 1, se presentan los valores climáticos promedios mensuales, tomados en base a valores recopilados por el INSIVUMEH en los años de 1990 a 2002.

2.2.1 Temperatura

La temperatura media es de 27.2° C, con una máxima promedio de 33.9° C, y una mínima promedio de 21.2 °C. Durante los años de muestreo, se ha registrado una temperatura máxima absoluta de 39.8° C, y una mínima absoluta de 16° C. Las temperaturas máximas promedio se registran en los meses de marzo y abril y las mínimas en los meses de diciembre y enero.

2.2.2 Precipitación pluvial

La precipitación anual media es de 2946.9 mm, siendo enero es el mes de menor precipitación con un valor medio de 9.7 mm, un máximo de 30.8 y un mínimo de 0 mm, septiembre registra las mayores precipitaciones con un valor medio de 578.6 mm, un máximo de 1170.1 y un mínimo de 390.3.

La mayor precipitación media anual que se ha registrado es de 3987.6 mm en el año 1995 y la menor de 2387.6 mm en el año 1993.

Se tienen en promedio 166 días de lluvia al año, con un máximo de 189 y un mínimo de 143.

2.2.3 Humedad relativa media

La humedad relativa media es de 66%.

2.2.4 Velocidad y dirección del viento

La velocidad promedio del viento es de 5.2 km/h con una dirección sur a sur oeste.

2.2.5 Evaporación

Para la estación Retalhuleu, no se cuenta con datos de evaporación, la estación meteorológica más cercana es la de El Asintal, la cual se localiza a un radio de 8 Km. de las lagunas de estabilización y a una diferencia de altura de 154 m., donde se registra una evaporación piche media de 2.9 mm.

2.3 Características del sistema de tratamiento

El sistema está diseñado de tal forma que una red colectora de PVC de 6" de diámetro con cajas de registro y cajas para unificar caudal de dimensiones variables, conduzcan el agua residual hacia las lagunas de estabilización (véase figura 34).

Existe únicamente red de alcantarillado sanitario, el agua pluvial es drenada en las orillas de las calles, las que llegan a un quinel para su evacuación final, pero algunas bajadas de agua pluvial de techos se conectan a la red sanitaria, las cuales podrían aumentar el caudal que llega a las lagunas de estabilización en la estación lluviosa.

La red de alcantarillado sanitario, en los últimos tramos que llevan a las lagunas de estabilización, está constituido por cajas de registro construidas con tubo de concreto de 0.90 m de diámetro colocado verticalmente, y el agua residual es llevada por tuberías de PVC de 6" de diámetro, que tienen pendientes mínimas del 0.5%.

El pretratamiento consiste en una fosa séptica en la cochiguera de la instalación y un desarenador en la estructura de entrada al tratamiento secundario con lagunas.

Actualmente la planta de tratamiento no está en funcionamiento, a causa del deterioro que presentan las lagunas, por lo que el líquido se está desviando antes de llegar a ellas, descargándose directamente a un quinel que pasa por la base aérea.

El quinel se refiere a un canal sin revestimiento a manera de zanja, el que transporta el agua pluvial de la base aérea y sirve de descarga al efluente de las lagunas de estabilización.

Un 5% de aguas residuales no están conectadas a la red que va a las lagunas, ya que reciben otro tipo de tratamiento, el cual consiste en un tratamiento primario con fosas sépticas (véase figura 33).

2.4 Pretratamiento

Las lagunas de estabilización cuentan con un tratamiento primario, que consiste en una cámara desarenadora ubicada en su estructura de entrada, dicha cámara es de flujo horizontal de tipo canal, tiene una longitud de 4.33 m, un ancho de 0.70 m y una altura de 0.31 del fondo a la abertura del vertedero (véase figura 38), la relación largo / ancho es de 6 y su volumen de 0.94 m³. La figura 4 muestra la cámara desarenadora y el vertedero que controla las velocidades del agua dentro de la estructura y que además sirve para la medición de caudal.

Figura 4. Desarenador



Existe además una fosa séptica para tratar las aguas provenientes de la cochiguera, la cual se conecta posteriormente a la red de alcantarillado sanitario que va hacia las lagunas (véase figura 45). La fosa séptica es de un solo compartimiento, el material de construcción utilizado es concreto reforzado y sus dimensiones son 1.80 m de longitud, 1.20 m de ancho y 1.40 m de profundidad.

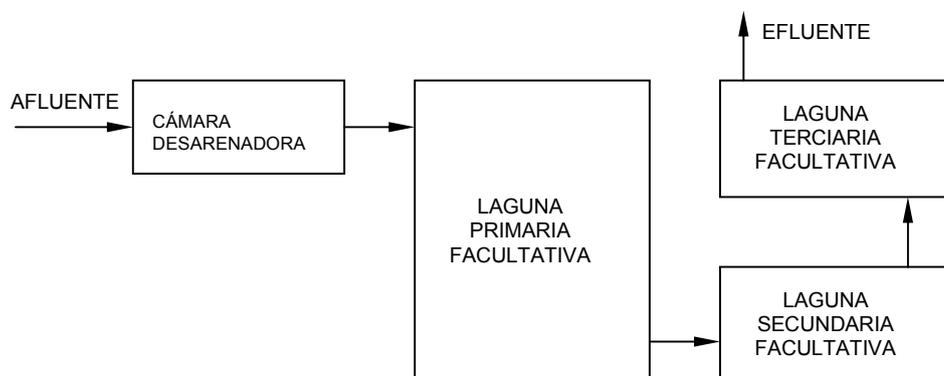
2.5 Características de las lagunas

2.5.1 Disposición de las lagunas

El sistema de lagunas está conformado por tres lagunas facultativas dispuestas en serie, colocadas en el orden de laguna primaria, secundaria y terciaria, tal y como se aprecia en la figura 35.

La figura 5, muestra el diagrama de flujo para las lagunas de estabilización, en el cual se presenta la operación unitaria en el desarenador y el proceso en el sistema de lagunas.

Figura 5. Diagrama de flujo de las lagunas de estabilización



2.5.2 Forma y dimensiones

En lo que respecta a la geometría de las lagunas, la planta de la laguna primaria tiene la forma de un romboide y volumétricamente la de un paralelepípedo irregular, mientras que las lagunas secundaria y terciaria tienen formas irregulares.

La forma y dimensiones de las lagunas, se obtuvo mediante levantamiento topográfico, con poligonales abiertas y radiaciones a cada una de las esquinas de las lagunas, además, mediante procedimiento taquimétrico se obtuvo los niveles en los diques y lagunas. En la tabla I, se presentan las dimensiones de superficie en el fondo, volumen, relación largo / ancho y profundidad de las lagunas de estabilización en estudio.

Tabla I. Dimensiones de las lagunas de estabilización

DESCRIPCIÓN	AREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)	L/A	PROFUNDIDAD (m)
LAGUNA PRIMARIA	3525.27	3659.08	1.25	1.00
LAGUNA SECUNDARIA	1216.38	1298.41	2.00	1.00
LAGUNA TERCIARIA	1301.43	1387.23	2.00	1.00

En la figura 35, se dan los rumbos y distancias de cada uno de los lados que conforman las lagunas y en las figuras 36 y 37, se denotan las secciones que muestran las profundidades y niveles.

2.5.3 Geometría de los diques

El talud original de los diques, tiene una relación de pendiente de 1 en la vertical y 3 en la horizontal, actualmente algunos sectores tienen relaciones menores aproximadas a 1 en la vertical y 2.5 en la horizontal. La figura 6, muestra el talud en uno de los diques de la laguna primaria, el dique posee en su coronación o parte superior una geometría curva y alcanza alturas mayores a los 2 m, dimensión que va desde el fondo de la laguna hasta su coronación.

Figura 6. Dique típico



2.5.4 Protección de taludes

Los taludes tienen un revestimiento de piedra bola recubierto con sabieta, para minimizar los efectos de la erosión que provocan los movimientos del agua (véase detalle de protección del talud en figura 36). La figura 7, muestra el revestimiento para proteger los taludes de la laguna secundaria.

Figura 7. Protección del talud



2.5.5 Impermeabilización del fondo

El fondo de las lagunas lo conforma el suelo natural, el cual está constituido por material arcilloso.

2.6 Estructuras para el funcionamiento hidráulico

Las lagunas se conectan por medio de estructuras hidráulicas, que consisten en canales que cuentan con vertederos rectangulares sin contracciones laterales construidos en concreto reforzado, para el control de la velocidad y profundidad de las lagunas. El ancho del canal es de 0.60 m y su longitud de 4.95 m (véase figuras 40 y 41).

En la figura 8, se muestra la estructura de interconexión entre lagunas, al fondo se observa la laguna secundaria, en donde el agua sigue la dirección mostrada hasta llegar a la altura del vertedero, el cual controla la velocidad del agua, mantiene la profundidad de la laguna según sea el caudal y traslada el agua a la laguna terciaria.

Figura 8. Estructura de interconexión



El agua residual que pasa por las estructuras de interconexión es llevada por medio de tuberías de PVC de 6" de diámetro colocadas en forma sumergida, las cuales están puestas sobre estructuras de concreto ciclópeo en el fondo, para evitar la obstrucción por acumulación de sedimentos en su salida y la erosión por debajo de ellas (véase sección de entrada a laguna primaria en figura 37).

La estructura de ingreso a las lagunas, está formada por la cámara desarenadora, una caja para la distribución de caudal a la laguna primaria y un vertedero triangular en V para medición de flujos, el ancho del canal de ingreso es de 0.70 m, su longitud de 4.33 m, el alto de la estructura en la cámara desarenadora es de 1.67 m. La caja de distribución de flujo tiene dimensiones de 1.22 m x 1.17 m y un alto de 2.07 m (véase figura 38).

La estructura de salida tiene 1.70 m de longitud, posee un vertedero triangular en V para medición de caudal, su ancho de canal es de 0.57 m y la altura de la estructura es de 0.85 m (véase figura 42).

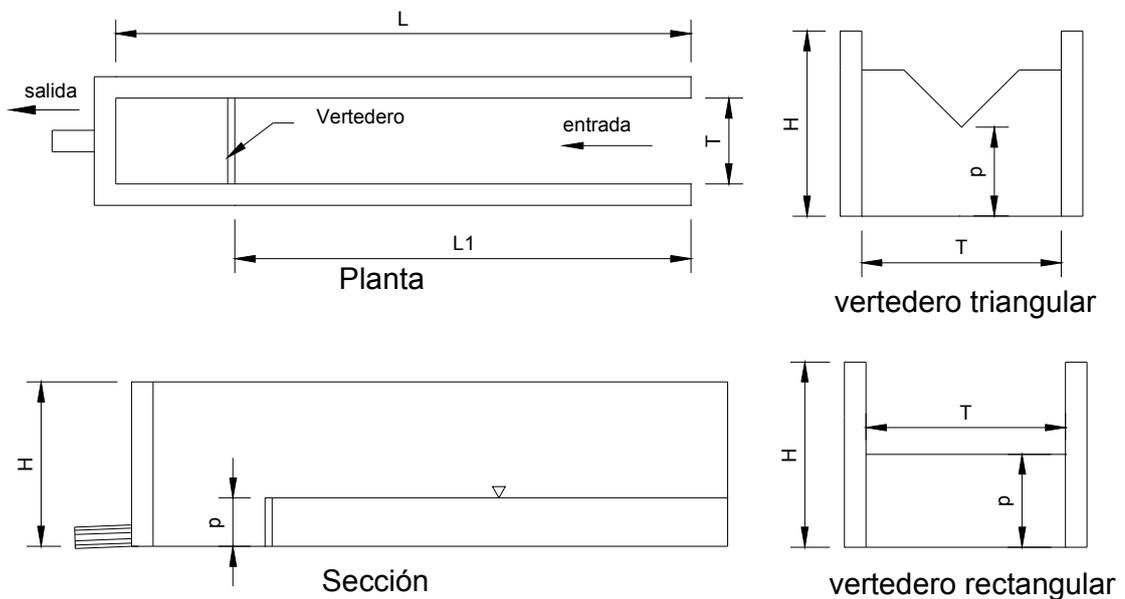
El material de construcción utilizado en las estructuras hidráulicas es mampostería de block de 0.15 m de espesor y un repello de sabieta como recubrimiento. Las estructuras están colocadas sobre una capa de concreto reforzado de 0.10 m de espesor y con un armado de varillas de ¼" a cada 0.15 m en ambos sentidos.

En la tabla II, se presenta el resumen de las dimensiones de las estructuras hidráulicas, donde se encuentran los datos de longitud y alto de la estructura, además se muestran los datos del canal de ingreso y la altura total del vertedero.

Tabla II. Dimensiones de las estructuras hidráulicas

estructura	L	H	T	L1	p	vertedero
entrada ¹		1.67	0.70	4.33	0.31	triangular
interconexión 1-2	4.95	1.50	0.60	3.45	0.35	rectangular
interconexión 2-3	4.95	1.50	0.60	3.45	0.40	rectangular
Salida	1.70	0.85	0.57	1.30	0.065	triangular

Figura 9. Estructuras hidráulicas



¹ Las dimensiones en la estructura de entrada son las dimensiones del canal de acceso en el desarenador (véase dimensiones completas en figura 38).

2.7 Medidores de Caudal

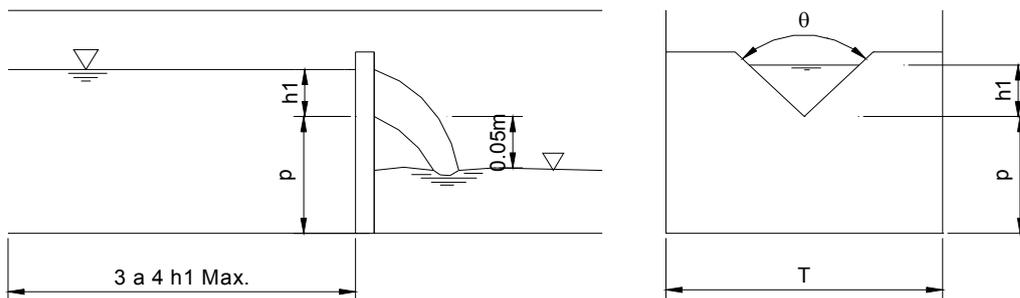
Las estructuras de entrada y salida cuentan con medidores de caudal, que consisten en vertederos de cresta aguda con aforo en V o vertederos triangulares de pared delgada, contruidos en metal.

El vertedero a la entrada tiene un ángulo de 85.54° en el vértice y el vertedero de salida, tiene un ángulo de 90° (véase figuras 39 y 42).

Para conocer el régimen de flujo en el canal de acceso al vertedero, y poder aplicar una fórmula para la estimación del caudal, se tiene que diferenciar entre un vertedero parcialmente contraído y un vertedero totalmente contraído.

La figura 10, muestra los criterios de clasificación y límites de aplicación de un vertedero triangular de pared delgada

Figura 10. Clasificación y límites de aplicación de vertedero triangular de pared delgada



Parcialmente contraído

- $h_1 / p \leq 1.2$
- $h_1 / T \leq 0.4$
- $0.049 \text{ m} < h_1 \leq 0.61 \text{ m}$
- $p \geq 0.09$
- $T \geq 0.61$

totalmente contraído

- $h_1 / p \leq 0.4$
- $h_1 / T \leq 0.2$
- $0.049 \text{ m} < h_1 \leq 0.38 \text{ m}$
- $p \geq 0.46$
- $T \geq 0.91$

Fuente: Richard H. French, Hidráulica de canales abiertos. pag.358

En la tabla III, se presenta la clasificación y límites de aplicación para el vertedero ubicado en la estructura de entrada a las lagunas.

Tabla III. Clasificación y limitaciones del vertedero a la entrada

h ₁	P	T	h ₁ /p	h ₁ /T	Parcialmente contraído				Totalmente contraído			
					h ₁ /p ≤1.2	h ₁ /T ≤0.4	p ≥0.09	T ≥0.61	h ₁ /p ≤0.4	h ₁ /T ≤0.2	p ≥0.46	T ≥0.91
0.05	0.31	0.70	0.16	0.08	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✗
0.10	0.31	0.70	0.32	0.14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✗
0.18	0.31	0.70	0.58	0.26	✓	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗

✓ cumple con los límites de aplicación

✗ no cumple con los límites de aplicación

De la tabla III, se obtiene que el vertedero a la entrada se puede clasificar como un vertedero parcialmente contraído. La revisión está realizada para varios valores de h₁.

La ecuación 1 (French, 1993.357) es la ecuación básica de descarga para un vertedero triangular.

$$Q = \frac{8}{15} C_e (2.g)^{0.5} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{2.5} \quad (1)$$

Donde:

Q es el caudal

h₁ es la carga efectiva

C_e el coeficiente de gasto aproximadamente igual a 0.58

θ el ángulo del vertedero en grados

g la aceleración de la gravedad

Para el vertedero a la entrada con un ángulo de 85.54°, la ecuación 1 queda de la forma mostrada en la ecuación 2.

$$Q = 1276 h_1^{2.5} \quad (2)$$

donde

Q es el caudal en lts/seg

h_1 es la carga en el vertedero en m

La ecuación 2 permite calcular el caudal de agua residual que ingresa a las lagunas de estabilización. En el apéndice 2 se presenta una tabla de lectura de caudales para los distintos valores de h_1 .

Tabla IV. Clasificación y limitaciones del vertedero a la salida

h_1	p	T	h_1/p	h_1/T	Parcialmente contraído				Totalmente contraído			
					$h_1/p \leq 1.2$	$h_1/T \leq 0.4$	$p \geq 0.09$	$T \geq 0.61$	$h_1/p \leq 0.4$	$h_1/T \leq 0.2$	$p \geq 0.46$	$T \geq 0.91$
0.05	0.065	0.57	0.77	0.09	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗
0.10	0.065	0.57	1.54	0.18	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗
0.17	0.065	0.57	2.62	0.30	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗

✓ cumple con los límites de aplicación

✗ no cumple con los límites de aplicación

De la tabla IV se obtiene, que el vertedero a la salida está fuera de los límites de aplicación, tanto para un vertedero parcialmente contraído como uno totalmente contraído, por lo que no se puede aplicar con exactitud la ecuación de descarga.

Para la estimación del caudal en un vertedero triangular de 90°, se utiliza la fórmula de Thomson (véase ecuación 3) la cual permite conocer con mayor exactitud el caudal en un vertedero con dicho ángulo.

$$Q = 1380 h_1^{2.5} \quad (3)$$

Donde Q es el caudal en lts/seg
h₁ es la carga en el vertedero.

La ecuación 3, permite conocer el caudal de agua residual en un vertedero de 90°, como el que está ubicado a la salida de las lagunas de estabilización, pero como se mencionó anteriormente y se observó en la tabla IV, el vertedero en estudio está fuera de los límites de aplicación, por lo que los valores obtenidos serán aproximados.

En la tabla XIX se dan las lecturas para el cálculo de la ecuación 3 para un vertedero de 90°, donde se obtienen los valores de caudal para distintos valores de h₁.

2.8 Destino del efluente

El agua residual tratada en las lagunas de estabilización, es llevada por medio de una tubería de PVC de 6" de diámetro hasta su descarga en un quintel que pasa por la base aérea (véase figura 35) y es afluente de un riachuelo que conduce al río Tzununá.

3. DETECCIÓN DE LOS PROBLEMAS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

3.1 Alcantarillado que conduce a las lagunas

3.1.1 Condición de las tuberías y cajas de registro

La figura 11, muestra la caja de registro típica, la cual está construida con tubo de concreto de 0.90 m de diámetro colocado verticalmente. El diseño de las cajas de registro, tienen en su fondo, una sección de canal semicircular o media caña, la cual presenta problemas de obstrucción al momento del ingreso de basuras y tierra en la caja; al estar limpia se consigue que el agua pase por ella sin mayores pérdidas de carga, por la continuidad que le da el canal al unir las dos tuberías, pero al acumularse sedimentos, se obstruye la tubería de salida, ocasionando menores velocidades y por tanto mayor sedimentación, hasta su obstrucción total.

Figura 11. Caja de registro típica



La caja de registro mostrada en la figura 11, no está en funcionamiento porque es una de las estructuras que se localizan posteriormente al desvío de las aguas al quinel, que se describió en la sección 2.3.

En relación al problema de acumulación de sedimentos tratado anteriormente, en la figura 12, se muestra una caja de registro azolvada, en donde su canal del fondo ha sido obstruido. El problema de obstrucción, es debido a la falta de reparación oportuna en las tapaderas de las unidades de registro, que en algunos casos están destruidas, por lo que permiten que ingrese cualquier clase de basuras.

Figura 12. Caja de registro azolvada



Otro problema relacionado con las obstrucciones es el que ha provocado las aguas de escorrentía, que han arrastrado material del suelo hacia las cajas, debido a que el nivel superior de estas se halla a nivel del suelo (véase figura 13), con lo cual el material fino es arrastrado por debajo de la tapadera depositándolo en el fondo.

Figura 13. Caja de registro con problemas de acumulación de lodos en el fondo



En la caja de registro mostrada en la figura 13, el ingreso del material del suelo más la sedimentación, han provocado la acumulación de lodo en el fondo con la consecuente dificultad en el paso del agua.

Para evitar que el material del suelo ingrese en la caja, es necesario construir una estructura de protección como mínimo a 0.15 m de alto alrededor de ella, de tal forma de prevenir que el agua de lluvia arrastre material al registro y además sirva de soporte a la tapadera. Además de provocar obstrucciones, el ingreso de partículas del suelo, aumentan la cantidad de arena en la red colectora y el agua de lluvia que ingresa, aumenta el caudal que llega a las lagunas.

En comparación con otras cajas de registro, las que tienen en buen estado su tapadera, han sufrido menor deterioro en lo que respecta a la obra civil, por lo que el oportuno mantenimiento, asegura la conservación de la estructura y el adecuado funcionamiento.

Si observamos el diseño del alcantarillado sanitario en los últimos tramos (véase figura 34), se aprecia la poca profundidad que tienen las tuberías al llegar a las lagunas, la cual posiblemente se efectuó con el objetivo de reducir la excavación al momento de la construcción de las lagunas y llegar con un nivel por encima del que tiene la estructura de entrada, ya que a mayor profundidad de excavación, aumentan grandemente los costos por los movimientos de tierra.

3.1.2 Funcionamiento

Para verificar el correcto funcionamiento del alcantarillado, se determinarán las velocidades con que trabaja, para establecer que estén dentro de los rangos especificados .

Los límites de velocidad para el transporte de aguas residuales en conductos abiertos son establecidos entre 0.60 m/seg y 3 m/seg para evitar sedimentación en las tuberías y erosión en las estructuras de registro.

Para el cálculo de las velocidades en canales abiertos, se utiliza la fórmula de Manning, la cual es ampliamente utilizada en nuestro medio para el diseño de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado (véase ecuación 4).

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} s^{1/2} \quad (4)$$

aplicando la ecuación de continuidad

$$Q = A.v \quad (5)$$

se tiene

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} s^{1/2} \quad (6)$$

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (7)$$

y para una sección llena

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (8)$$

donde:

A es el área

D es el diámetro de la tubería

n es el coeficiente de Manning

P es perímetro mojado

Q es el caudal

R_h el radio hidráulico

s es la pendiente

V es la velocidad

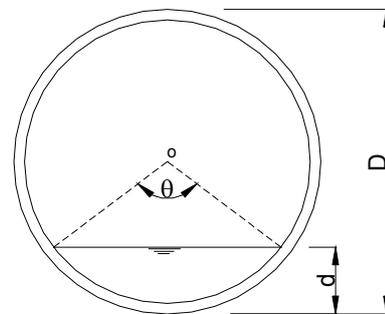
Para conductos parcialmente llenos, los elementos hidráulicos, están dados en función del ángulo θ y el diámetro D (véase figura 14).

Figura 14. Elementos hidráulicos de un conducto parcialmente lleno

$$A = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi\theta}{360} \frac{\text{sen}\theta}{2} \right)$$

$$P = \frac{\pi D \theta}{360}$$

$$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{sen}\theta}{2\pi\theta} \right)$$



Fuente: J.M. De Azevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica. pag 390

Para facilitar el cálculo de los elementos hidráulicos en un conducto parcialmente lleno, existen tablas, donde se puede calcular la velocidad, a partir de la relación entre el caudal a sección parcialmente llena y el caudal a sección llena, los cuales se encuentran en los distintos manuales de hidráulica.

El cálculo de velocidades, para el alcantarillado sanitario de los tramos finales que conduce a las lagunas de estabilización, para el caudal medio diario, determinado en la sección 6.1.9 se presentan en la tabla V.

Tabla V. Cálculo hidráulico de los tramos finales de alcantarillado sanitario que conduce a las lagunas de estabilización

de	a	Cota Invert		DH M	S %	D pulg.	seccion llena		caudal q m ³ /seg	q/Q	v/V	v m/seg
		inicio	Fin				V m/seg	Q m ³ /seg				
0.1	1.1	97.691	96.685	99.04	1.02	6	1.27	23.13	1.52	0.06572	0.56517	0.72
1.1	2.2	96.665	95.391	128.46	0.99	6	1.25	22.85	1.52	0.06651	0.56718	0.71
2.2	3.1	95.369	94.829	108.51	0.50	6	0.89	16.19	1.52	0.09389	0.62760	0.56
3.1	4.1	94.829	94.318	97.53	0.52	6	0.91	16.61	1.52	0.09150	0.62303	0.57
4.1	5.1	94.298	94.077	25.06	0.88	6	1.18	21.55	1.52	0.07053	0.57709	0.68
5.1	6.1	94.047	93.828	23.33	0.94	6	1.22	22.23	1.52	0.06836	0.57179	0.70
6.1	6.2	93.728	93.638	3.22	2.80	6	2.10	38.37	1.52	0.03962	0.48621	1.02

De la tabla V, se aprecia que a sección llena las velocidades son menores a 3 m/seg, por lo que están dentro del rango especificado. Para el caudal medio diario de 1.52 lts/seg, la mayoría de velocidades están dentro del rango de 0.60 m/seg a 3 m/seg, exceptuando las tuberías que van de la estación 2.2 a 3.1 y 3.1 a 4.1 (véase nomenclatura en figura 34), que tienen velocidades de 0.56 y 0.57 respectivamente.

En algunos casos se acepta que la velocidad mínima sea de 0.40 m/seg, principalmente en donde el caudal es pequeño ya que es bastante difícil obtener la velocidad mínima de 0.60 m/seg. A una velocidad de 0.40 m/seg, se evita que la materia orgánica y una parte de arena se sedimente.

Con velocidades arriba de los 0.55 m/seg, como las encontradas en los tramos mencionados, se asegura que no se sedimentará materia orgánica ni arena de diámetro pequeño.

Sustituir las tuberías que presentan velocidades menores a los 0.60 m/seg sería inadecuado, debido a que se tendría que modificar toda la línea de alcantarillado que le sigue, lo que además del costo implicaría el problema de no llegar con el nivel adecuado a la estructura de entrada a las lagunas.

3.2 Estructuras de pretratamiento

3.2.1 Rejas

La primera operación unitaria que se realiza en el tratamiento de aguas residuales, es la eliminación de los sólidos de mayor tamaño. Las rejas son los elementos que se diseñan para tal objetivo, pero en las lagunas en estudio no se cuenta con rejas para eliminarlos.

Los objetivos de las rejas son proteger las lagunas de los objetos capaces de provocar obstrucciones en las distintas unidades de la instalación y evacuar las materias flotantes que dificulten los tratamientos y que puedan disminuir su eficiencia.

La remoción de las materias flotantes se realiza, por razones estéticas, por razones sanitarias para evitar que las bacterias patógenas las utilicen como refugio y nutrientes, para reducción de carga orgánica, ya que muchos de los flotantes pueden estar constituidos por materia orgánica que ejerce una alta DBO (Sáenz, 1986).

En el tiempo que duró el trabajo de campo de recopilación de información y muestreo de caudales, se apreció que en ocasiones el agua residual transporta desechos de tamaño considerable. La mayor cantidad de los sólidos de mayor tamaño y que están comprendidos entre 2 y 5 centímetros son residuos de cocina, basuras y palos, pero las aguas residuales podrían llevar objetos plásticos, latas y trapos.

Las opiniones en cuanto a la utilización de rejas en las lagunas de estabilización cuando no existen estaciones de bombeo, se dividen, hay quienes están a favor de colocarlas a fin de eliminar el aspecto antiestético que ofrece el desecho flotante, otros por el contrario, están en contra de las rejas porque requieren atención constante (Rojas, 1990).

Al no existir una reja, los flotantes pueden ser eliminados fácilmente en la orilla de la laguna al ser arrastrados por el viento, pero se hace necesario instalar unas rejas, para no ocasionar problemas en la estructura de entrada, y evitar que se acumulen residuos grandes en el desarenador.

Otro problema que se puede originar en la estructura de entrada, es que al estar la tubería de ingreso sumergida, los sólidos flotantes serán retenidos en ella, por lo que necesita de constante limpieza, la cual se dificulta porque la caja que distribuye el caudal a la laguna primaria tiene una profundidad mayor a 2 m.

Las tuberías de ingreso a las lagunas al estar bajo el agua, no tendrían problema de obstrucción por parte del material flotante, pero los sólidos más pesados y que no flotan, son los que podrían provocar problemas, dificultándose quitar los objetos que causan los taponamientos en la tubería.

Por tanto, analizando los aspectos a favor y en contra, se hace necesario diseñar unas rejas para las lagunas de estabilización de la Base Aérea del sur (véase diseño de rejas en sección 4.2).

Otro aspecto a considerar, es que aunque existan rejas se tiene que eliminar los flotantes de la laguna, ya que generalmente en las lagunas facultativas se forman costras en su superficie que impiden la adecuada iluminación, para el desarrollo de la actividad bacteriana.

3.2.2 Desarenador

La función de un desarenador es separar las arenas que tengan velocidad de sedimentación, asegurando que la arena sedimente y evitando que la materia orgánica lo haga, de manera que al tratamiento secundario llegue únicamente materia orgánica; pero el material atrapado en el desarenador contiene siempre una cierta proporción de materia orgánica que sedimenta al mismo tiempo.

En un desarenador de flujo horizontal, como el que está en estudio, el agua fluye en dirección horizontal, donde su velocidad es controlada por el vertedero y las dimensiones del canal.

Algunos autores difieren en la utilización de desarenadores en lagunas de estabilización, principalmente por la constante limpieza que necesita. Los desarenadores se diseñan básicamente para proteger equipos mecánicos de la abrasión, para este caso, el desarenador se justifica únicamente, para retener las arenas provenientes de las aguas de escorrentía que se puedan infiltrar en la red colectora y reducir la cantidad de sedimentos en la laguna.

Cuando existen tuberías sumergidas, como en este caso, el desarenador se hace necesario, ya que estas tienden a sedimentar arena cuando los caudales son bajos.

3.2.2.1 Condición de la estructura

Desde el punto de vista de la obra civil, la cámara desarenadora está en buen estado en lo que respecta al canal, los problemas están relacionados con el deterioro del repello y falta de impermeabilización, para evitar la infiltración hacia las unidades de mampostería y así aumentar la vida de la estructura; además evitar que el agua residual salga de ella y provoque problemas de contaminación del agua subterránea al infiltrarse en el suelo. Desde luego, al no estar funcionando las lagunas, no se pudo apreciar el problema de las infiltraciones, pero se aprecia el deterioro del repello, por lo que se hacen las anteriores observaciones.

3.2.2.2 Funcionamiento

A mayor caudal, es menor la eficiencia en los desarenadores, utilizándose como parámetro crítico de diseño el caudal máximo horario, que es el valor indicativo del máximo caudal entre los caudales medios de cada hora.

El desarenador en estudio, fue diseñado para un caudal mucho mayor al presente, ya que la población ha disminuido (véase sección 6.3), por lo que se revisarán las posibles velocidades medias dentro de él.

El desarenador se dimensiona de acuerdo al caudal medio y se provee con una sección para el control de la velocidad horizontal. Un desarenador de flujo horizontal, trabaja a velocidades alrededor de 0.30 m/seg, con lo cual se consigue que las partículas de arena con una densidad relativa de 2.65 se sedimenten, evitando por consiguiente, que partículas con una densidad menor lo hagan. La sección de control en el canal de acceso, lo constituye el vertedero que mantiene las velocidades para que se realice la operación unitaria de sedimentación.

En la tabla VI, se muestran los valores de diseño más usuales para los desarenadores de flujo horizontal.

Tabla VI. valores de diseño para desarenadores de flujo horizontal

Parámetro	Unidad	Intervalo	Valor usual
Tiempo de retención	Seg	45 – 90	60
velocidad horizontal	m/seg	0.24 – 0.40	0.30
perdidas de carga como porcentaje de la profundidad del canal	%	30 –40	36

Fuente: Ron Crites y George Tchobanoglous, Sistema de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados, pag 292.

Para controlar la eficiencia de un desarenador, se calcula la velocidad crítica de arrastre, con lo cual se determina la velocidad con que las partículas precipitadas pueden ser arrastradas, de tal forma que con una velocidad menor se evita la resuspensión de las partículas sedimentadas.

Para el cálculo de la velocidad de arrastre en desarenadores, algunos autores recomiendan utilizar la ecuación 9.

$$v_{cr} = (230 (\delta-1)d_1)^{1/2} \quad (9)$$

donde :

V_{cr} es la velocidad crítica de arrastre en m/seg

δ es la densidad relativa o gravedad específica de la partícula de arena

d_1 es el diámetro de la partícula de arena en m

Para una densidad de partícula de 2.65 y un diámetro de 0.3 mm, se tiene que $V_{cr} = 0.34$ m/seg, por lo que con una velocidad horizontal de 0.30 m/seg, se asegura que las arenas depositadas en el fondo no sean nuevamente arrastradas y que la materia orgánica no se precipite. De esta manera se puede calcular para cualquier densidad relativa y diámetro de partícula la velocidad crítica.

Las velocidades medias horizontales en el canal, se calculan partiendo de la ecuación de continuidad (véase ecuación 10).

$$v = \frac{Q}{A} \quad (10)$$

Donde v es la velocidad media, Q es el caudal y A es el área de la sección transversal del canal.

Las velocidades medias del flujo dentro del canal y los tiempos de retención según los caudales encontrados en la sección 6.1, son los mostrados en la tabla VII.

Tabla VII. Velocidades medias y tiempos de retención en el desarenador

Criterio	Q lts/seg	$h_1 = (Q/1276)^{1/2.5}$ m	$h=0.31+h_1$ m	$A= 0.70 \times h$ m ²	$v = Q / A$ m/seg	$t = 4.33/v$ Seg
Caudal máx. horario	1.93	0.075	0.385	0.269	0.007	603
Caudal medio	1.52	0.068	0.378	0.264	0.006	753
Caudal mín. Horario	1.14	0.060	0.370	0.259	0.004	984

Donde:

Q Es el caudal que ingresa al desarenador en lts/seg.

h₁ Es la carga del vertedero, la cual ha sido obtenida al sustituir el caudal en la ecuación 2 ($Q=1276h_1^{2.5}$) desarrollada en la sección 2.7, con lo cual se obtiene la ecuación 11.

$$h_1 = \frac{Q}{1276}^{\frac{1}{2.5}} \quad (11)$$

h Es la carga hidráulica total en el canal y está dado por la suma de 0.31 m que es la dimensión fija, más la altura h₁.

A Es el área hidráulica en el canal.

v Es la velocidad media del flujo, en m/seg y donde Q está en m³/seg.

t Es el tiempo teórico de retención y es determinado mediante la longitud del canal de acceso dividido la velocidad media, lo que es igual de dividir el volumen por el caudal de ingreso.

De las velocidades y tiempos de retención obtenidos en la tabla VII, se aprecia que el desarenador estará trabajando a velocidades bastante bajas y tiempos de retención altos, por lo que además de arena, podría depositarse materia orgánica.

3.2.3 Fosa séptica

La fosa séptica que trata las aguas provenientes de la cochiguera y que forma parte del sistema de tratamiento, no se pudo observar, debido a que está enterrada, según información proporcionada por la persona encargada, la estructura es relativamente nueva, por lo que la obra civil está en buenas condiciones, los problemas pueden estar relacionados por la reducción en la capacidad volumétrica debido a la acumulación de lodo y espuma.

En el funcionamiento de una fosa séptica, los sólidos sedimentables tras un proceso de digestión anaerobia forman una capa de lodo en el fondo, y las grasas y materiales suspendidos forman una capa de espuma en la superficie, de manera que el agua tratada queda entre ambas.

La acumulación de lodos y espuma, disminuyen la capacidad volumétrica de la cámara, por tal razón, debe realizarse supervisiones periódicas para controlar sus niveles y darle el mantenimiento oportuno para asegurar su funcionalidad.

3.3 Funcionamiento de las lagunas

La profundidad de 1 m en las lagunas, indica que funcionan como facultativas, basándose en que la luz solar penetra hasta unos 0.60 m, desarrollándose en los restantes 0.40 m bacterias anaerobias.

La forma en que funcionan las lagunas, se determina midiendo la cantidad de oxígeno a diferentes profundidades, midiendo su eficiencia y observando los signos que caracterizan el funcionamiento de una laguna facultativa, como podría ser el color verde intenso del agua, pero debido a que las lagunas no están en funcionamiento no se pudo establecer.

3.4 Aireación natural de las lagunas

Las lagunas están construidas lejos del núcleo central de las instalaciones de la base aérea y están favorecidas por la dirección del viento que lleva los malos olores en sentido opuesto a la ubicación de dichas instalaciones, aunque la aireación puede verse afectada en ocasiones, por la existencia de un muro perimetral, el cual obstruye el paso del viento, cuando la dirección del viento es hacia el suroeste, disminuyendo la cantidad de aire que llega a las lagunas.

La consecuente reducción de la aireación natural por la presencia del muro, podría afectar en parte la mezcla en las lagunas y el desarrollo de la actividad fotosintética, principalmente la laguna primaria que es la más cercana a él.

Existen además algunos árboles en los diques de las lagunas, los que sirven de obstáculo al libre paso del viento. Los árboles son fuentes de oxígeno, pero en este caso pueden afectar el funcionamiento de la laguna, además de interferir con el paso del viento su sombra ocasiona una reducción de la actividad bacteriana en la laguna al no penetrar directamente la luz solar; asimismo, los árboles causan obstrucción sobre la parte superior de los diques, cuando se hace necesario realizar el mantenimiento a las lagunas.

Figura 15. Conjunto de lagunas de la Base Aérea del Sur



La figura 15, muestra una vista hacia el conjunto de lagunas, el número 1 indica la laguna primaria, el 2 la secundaria y así sucesivamente. A la derecha se observa el muro que rodea la instalación militar, también se aprecia los árboles sobre los diques que pueden causar los problemas mencionados. Obsérvese al fondo, no existen mayores obstáculos, por lo cual, cuando el viento viene del norte (véase dirección del norte en figura 35), como se da en la mayor parte del año, la laguna secundaria y terciaria se ven favorecidas con una buena aireación.

El muro es inamovible, por lo que en ciertas épocas del año la aireación natural podría verse reducida, lo que se compensa con la elevada temperatura y radiación solar del lugar, que aumentan el crecimiento de las algas para la producción de oxígeno.

La ubicación de las lagunas de estabilización es apropiada, ya que no existen casas en su cercanía. Las construcciones más cercanas son hangares (véase figura 33), que pudiesen verse afectados por los malos olores, pero como se ha mencionado anteriormente las lagunas se ven favorecidas por la dirección del viento.

3.5 Diques y protección de sus taludes

Los terraplenes obtenidos de la excavación, conforman los diques para embalsar el agua residual y formar la laguna. La geometría de este, se basa en las características mecánicas del suelo, con lo cual se forman los taludes para darle estabilidad.

La ventaja que se tiene con respecto a los diques en las lagunas en estudio, es que con el paso del tiempo se han consolidado, por lo que el suelo ha alcanzado su ángulo de reposo natural, y es poco probable que ocurra una falla por deslizamiento.

Se puede apreciar que los taludes originalmente fueron contruidos con una relación de pendiente de 1 en la vertical y 3 en la horizontal, pero con el paso del tiempo, el estar sin funcionar, la consolidación de los diques y la erosión provocada por las lluvias y el viento, han originado un talud en su parte seca de 1 en la vertical y 2.5 en la horizontal, e incluso en algunos sectores una relación de 1 en la vertical y 2 en la horizontal, por lo que al no existir ninguna protección en su parte seca, el material erosionado ha sido depositado en las orillas en el fondo de la laguna.

3.5.1 Protección en la parte seca

La geometría curva que ha alcanzado el dique en su parte superior o coronación a través del tiempo, permite evacuar adecuadamente el agua durante las lluvias, pero dicha geometría hace que se arrastre material del dique hacia el fondo, por lo que se hace necesario la protección en la parte seca.

La parte seca de los taludes, se refiere a la parte que no está en contacto con el agua y que va desde el nivel que alcanza el agua hasta la coronación del dique.

Una buena medida para proteger el talud en la parte seca, es la utilización de grama, con lo cual se evita la erosión eólica y de las aguas de escorrentía precipitadas sobre el talud. Además de proteger el talud contra la erosión, la grama proporciona un aspecto estético a las lagunas, aunque tiene el inconveniente de aumentar el mantenimiento.

Al utilizar grama, se debe tener el cuidado de mantenerla por lo menos a 0.20 m por arriba del nivel del agua, para evitar la proliferación de insectos.

Con respecto al problema de mantener la grama corta, se puede resolver adquiriendo un tipo de grama que crezca poco, para minimizar su mantenimiento. La parte superior o coronación del dique, no es necesario que tenga grama ya que su mejor función es para transitar sobre él.

En la estación lluviosa crecen pastos altos en los diques, ciertamente evitan en parte la erosión de los taludes, pero son causas de malos funcionamientos y sirven de hábitat a roedores y serpientes, por lo que siempre deben ser eliminados.

La figura 16, muestra la fotografía de la laguna primaria con vista hacia la estructura de entrada, en la figura se puede observar que existe material depositado en las orillas de la laguna, ocasionado por la escorrentía de la lluvia que lo arrastra desde los diques, a falta de protección en la parte seca de los taludes.

Figura 16. Material depositado en las orillas de la laguna primaria



3.5.2 Protección en la parte mojada

El revestimiento de los taludes en su parte mojada, fue hecho desde el fondo de las lagunas, esto debido a la poca profundidad que estas tienen, por lo general, se prefiere construir un revestimiento parcial al talud, con lo cual una parte queda por encima y otra por debajo del nivel del agua. La parte que no es protegida y que va al fondo, es impermeabilizada con arcilla o material sintético, para evitar su infiltración.

Esta forma de hacer la construcción parcial del revestimiento en el talud es de menor costo, aunque tiene el inconveniente, de que si no se impermeabiliza adecuadamente la parte no protegida que está en contacto con el agua, ocasiona infiltraciones al inicio de la operación de las lagunas, ya que posteriormente con el contacto con el agua y los lodos que van surgiendo los intersticios de la capa de suelo se van sellando.

La protección de los taludes con piedra bola, es un método efectivo contra la erosión que provocan los movimientos del agua, es decir las pequeñas olas que origina el viento y que constantemente golpean el talud del dique.

Debido a las olas que se producen en la laguna originadas por el viento, algunos autores recomiendan que el revestimiento del talud este por lo menos a 0.30 m arriba del nivel del agua, para este caso existen 0.05 m (véase, detalle de protección del talud en figura 36), por lo que los movimientos del agua podrían erosionar la parte por encima del revestimiento.

Con respecto al repello o recubrimiento de la piedra bola, es para evitar que se acumule grasa sobre el empedrado, impermeabilizar las partes en contacto con el agua y formar una superficie uniforme en su contorno.

El problema de deterioro de la protección de los taludes, se debe a que las piedras fueron colocadas sobre el talud sobrepuestas unas sobre otras, con falta de mortero para asegurar su función como una unidad, por lo cual, con el paso del tiempo, al estar sin funcionamiento, los movimientos sísmicos y las presiones del suelo en el dique, han provocado su desprendimiento (véase figura 17).

Figura 17. Daños en el revestimiento del talud



La figura 17, muestra el revestimiento en uno de los taludes de la laguna secundaria, en donde se observa la piedra que se ha desprendido en varios sectores de la laguna y que ha sido apilada en una de las esquinas.

Los taludes con problemas en su revestimiento, son los de la laguna primaria y secundaria, mientras que los taludes de la laguna terciaria están en mejores condiciones.

Al reconstruir el empedrado, es necesario aplicar mortero entre sus unidades, de tal forma que aumente su resistencia mecánica, para resistir las fuerzas físicas a las que se ven afectadas y evitar su desprendimiento.

La forma que tiene el revestimiento del talud en los diques de las lagunas de la base aérea, se observa de mejor manera en la laguna secundaria, que es la que no tiene lodos, ni ha sufrido procedimientos agrícolas, como en la laguna terciaria que se ve alterado su nivel del fondo.

3.6 Impermeabilización del fondo

La importancia de la impermeabilización del fondo, radica en evitar la contaminación del agua subterránea a causa de las posibles infiltraciones.

Al verse inoperantes las lagunas de la base aérea, la laguna terciaria se ha utilizado para la agricultura, lo que ha ocasionado un severo daño en su capa del fondo. Además las lagunas primaria y secundaria también se han visto afectadas por el crecimiento de montes y hierbas de maleza en la estación lluviosa.

Los cultivos que se han hecho en la laguna terciaria en la estación lluviosa han ocasionado que los agricultores remuevan la capa del fondo de la laguna, ocasionando montículos diversos y profundidades mayores a la misma.

El suelo arcilloso del terreno natural, que compone el fondo de las lagunas, ha sido cambiado en lo que respecta a su conformación, ya que con las plantas que han crecido dentro de ellas, han ocasionado que el suelo pierda impermeabilidad, a causa de la enraización de las plantas en el suelo.

La figura 18, muestra una fotografía de la laguna terciaria en estación lluviosa, en donde se observa los cultivos de maíz que han provocado los problemas mencionados.

Figura 18. Problemas en laguna terciaria por cultivos de maíz



Sustituir algunos centímetros de la capa de fondo de las lagunas, resulta demasiado caro, por el acarreo y acomodación del material, por lo que una medida para mejorar la impermeabilidad de las lagunas en estudio, es la compactación de la capa de arcilla, para cerrar los espacios entre partículas ocasionados por los cultivos y por los montes que han crecido.

La compactación puede realizarse con un rodillo que sea capaz de acomodar las partículas en suelos cohesivos con el objeto de sellar sus espacios, y evitar de esta manera las infiltraciones al inicio de las operaciones, ya que posteriormente se consigue una mayor impermeabilidad con los lodos que van surgiendo y el contacto del agua con el suelo.

Un problema relacionado con la compactación es el ingreso de maquinaria dentro de las lagunas, lo que ocasionaría daños al revestimiento del talud, pero como se ha mencionado existen sectores del revestimiento del talud que están dañados, por lo que estos puntos son aptos para el ingreso de la maquinaria.

Es importante recordar que existe material depositado en las orillas de las lagunas, por lo que al igual que el lodo seco acumulado en la laguna primaria, necesitan ser removidos previo a realizar las mejoras en la capa de fondo, por lo que se hace necesario el uso de maquinaria.

Es una mejor opción realizar la limpieza de las lagunas con maquinaria, debido a que la remoción manual de los materiales mencionados requiere de mayor tiempo y mayor cantidad de recurso humano.

A parte de la arcilla existen otras formas de impermeabilizar las lagunas, como por ejemplo el suelo cemento, las telas plásticas o geomembranas, también existen los tratamientos químicos en donde se introducen cambios en la naturaleza del suelo para asegurar su sellamiento, como es el caso de aditivos como bentonita, carbonato de sodio y trifosfato de sodio, pero su costo es elevado, por lo que para este caso el material arcilloso del terreno natural compactado adecuadamente ofrece la alternativa más barata y con mayor facilidad de aplicación.

3.7 Estructuras hidráulicas

La ubicación y el tipo de estructuras, que entran y salen de las lagunas, es importante, ya que de estas depende en parte la eficiencia de las lagunas, ya que su función es proporcionar un correcto funcionamiento hidráulico distribuyendo uniformemente el agua en la laguna.

Conforme las lagunas se alargan ($L/A > 4$), el tipo de estructura de entrada y salida pierde importancia, y el flujo pasa a ser regido principalmente por las leyes del flujo laminar en canales abiertos (Sáenz, 1986).

Las lagunas en estudio, tienen relaciones L/A menores a 4, por lo que el tipo de estructura influye en el flujo del agua. Como se observa en la figura 35, la ubicación de las estructuras que entran y salen de cada laguna están colocadas en los puntos más lejanos unas con respecto a otras, por lo que su diseño fue elaborado para evitar los cortocircuitos.

3.7.1 Estructura de entrada

En su conjunto la estructura de entrada está constituida por la cámara desarenadora, una caja para la distribución de caudal y la tubería que va a la laguna primaria. En general presenta condiciones aceptables en lo que respecta al buen estado de sus paredes, pero ha perdido el alisado interior con cemento para garantizar su impermeabilización.

La humedad que podría llegar a las paredes al no estar completamente impermeabilizada la estructura de entrada y sumado a la presión constante del suelo en las partes laterales, podrían ocasionar fallas, con su consecuente destrucción.

En lo que respecta a la tubería de entrada, una mala orientación de esta puede dar origen a cortocircuitos, es decir anomalías del flujo en su recorrido por la laguna, dando lugar a zonas muertas, que ocasionan mal funcionamiento en la laguna, por lo que los vientos dominantes deben ser perpendiculares al flujo para asegurar su mezcla y permitir el adecuado régimen de flujo.

En una laguna de estabilización, debe existir una adecuada mezcla para distribuir uniformemente la temperatura y el oxígeno, por lo que generalmente sus estructuras de entrada y salida se construyen perpendiculares a los vientos dominantes.

La tubería de ingreso está orientada de manera que el flujo es perpendicular al viento en la mayor parte del año, por lo que existe menor posibilidad de que el agua vaya directamente de la entrada a la salida, ya que teóricamente se genera un flujo circular por parte el viento en su recorrido.

Con respecto a la colocación, la tubería de ingreso sumergida, presenta la ventaja de tener un menor costo y mayor facilidad de construcción comparándola con una tubería por encima del nivel del agua. En lo que respecta a funcionalidad, la tubería sumergida presenta la ventaja de que rompe con la estratificación térmica y mejora la mezcla en la laguna, aunque tiene la desventaja que se depositan mayores cantidades de lodo en su vertido cuando el caudal es pequeño.

El deposito de sedimentos en la salida cuando se utilizan tuberías sumergidas, se contrarresta construyendo una estructura por debajo de la tubería con una altura de por lo menos 0.30 m, con lo cual se logra que los lodos no alcancen la sección de la tubería y por tanto no la obstruyan. Otra manera de contrarrestar la posible obstrucción por sedimentos es efectuando un agujero en la desembocadura de manera que se depositen los lodos en este.

Algunos autores recomiendan colocar la tubería de ingreso a un tercio de su longitud mayor, o a 15 m del dique, para evitar que las aguas crudas lleguen a la orilla y den lugar a la presencia de malos olores y material flotante.

La tubería de entrada a la laguna primaria estaba colocada a 10 m del dique, por lo que al reconstruirla con la misma dimensión, podría provocar los problemas mencionados, por lo que se hace necesario colocar una nueva tubería que se adentre por lo menos 15 m en la laguna colocada con la orientación actual, que es adecuada por ser perpendicular al viento.

En la figura 19, se observa la estructura de entrada a las lagunas. La tubería que forma parte de la estructura y que lleva las aguas crudas a la laguna primaria está completamente destruida, donde sólo queda la estructura de concreto ciclópeo donde se hallaba sobrepuesta.

Figura 19. Daños en la tubería de ingreso



3.7.2 Estructuras de interconexión

Las estructuras hidráulicas además de conectar las lagunas deben ser capaz de distribuir adecuadamente el agua. Existen dos estructuras de interconexión, una ubicada entre la laguna primaria y secundaria y la otra entre la secundaria y la terciaria. El diseño de las estructuras de interconexión (véase figura 20), permite que el vertedero controle la velocidad del agua y la profundidad en la laguna.

Figura 20. Vista frontal de la estructura de interconexión



En lo que respecta al estado de la obra civil, las paredes de las estructuras hidráulicas están en buenas condiciones, no así los vertederos de concreto, que necesitan ser reconstruidos (véase figura 20). Además es necesario aplicar un nuevo repello y un alisado interior a la estructura para impermeabilizarla.

Tanto la tubería que conecta la laguna primaria con la secundaria y la secundaria con la terciaria, que son parte de las estructuras de interconexión están destruidas, debido al tiempo en que las lagunas han estado sin agua, con el consecuente daño ocasionado por la radiación solar la cual ha cristalizado el PVC destruyéndolo (véase figura 21).

Figura 21. Daños en tuberías de interconexión



3.7.3 Estructura de salida

La estructura de salida está ubicada en la laguna terciaria y consiste en un canal rectangular colocado sobre el talud que tiene un vertedero triangular y una tubería de salida hacia el quinel.

En lo que respecta a funcionalidad, el problema que puede presentar la estructura de salida en estudio es que la tubería que llega al quinel, puede acarrear costras flotantes ocasionadas por la acumulación de algas, ya que a diferencia de las estructuras de interconexión esta no es sumergida, por lo que no se retiene el material flotante.

Al estar las tuberías de las estructuras de interconexión sumergidas, retienen las costras flotantes de la laguna primaria y secundaria y solamente saldrían las de la laguna terciaria. Una medida para retener las costras podría ser la colocación de una rejilla a la salida, pero las costras se pueden atrapar en la orilla de la laguna con una red, cuando el viento las lleva.

Al igual que las estructuras de entrada e interconexión, las paredes de la estructura no sufren fallas y solamente presentan un deterioro del revestimiento y material impermeabilizante.

La tubería de salida, necesita ser reemplazada porque presenta quemaduras en la llegada al quinel, a causa de las quemaduras que se han realizado para limpiar las malezas.

3.8 Medidores de caudal

Los medidores de caudal son importantes dentro de una planta de tratamiento para los fines de investigación, para evaluar el funcionamiento de las lagunas y conocer los efectos de la evaporación, precipitación e incluso infiltración que se pudiera dar.

La forma en que interviene la evaporación y precipitación en el funcionamiento de una laguna, se puede establecer comparando los valores de caudal de entrada con el de salida, los cuales se obtienen mediante medidores de flujo instalados, que para este caso son vertederos triangulares, colocados en la entrada a la laguna primaria y en la salida de la laguna terciaria.

Otro aspecto importante, es que con las medidas de caudal se puede determinar el tiempo de retención de la laguna, que es uno de los principales parámetros que intervienen en su eficiencia.

El vertedero a la entrada esta dispuesto de tal forma que se aprovecha al máximo su funcionamiento, ya que sirve de sección de control a la cámara desarenadora, hace fluir las aguas crudas a la laguna primaria y puede servir para medir en cualquier momento el caudal de entrada.

Existe una serie de dispositivos de medición más exactos, como el canal de parshall y el medidor *bowlus-palmer*, pero para este caso es adecuado el vertedero, por las variadas funciones que cumple, no requiere mayor cuidado, y un vertedero triangular es uno de los instrumentos más exactos entre los distintos tipos de vertedero; además, para conseguir un dato más confiable de caudal, con anticipación se pueden eliminar las partículas precipitadas en el fondo de la cámara desarenadora, para dejar libre la altura del vertedero.

El vertedero a la salida, tiene el problema de que la altura que va del fondo del canal al vértice, tiene una dimensión de 0.065 m (véase figura 42), por lo que está fuera de los límites de aplicación y no es posible calcular con exactitud el caudal, ya que para la aplicación de la ecuación de descarga se requiere de una altura de por lo menos de 0.09 m.

Otro inconveniente con el vertedero a la salida, es que el ancho del canal es de 0.57 m y las limitaciones para la aplicación de un vertedero de cresta aguda con aforo en V y parcialmente contraído, establece que se debe tener un ancho de canal mayor a 0.60 m. El vertedero de salida, tampoco funciona como totalmente contraído, y como se describió en la sección 2.7 no cumple con los requisitos.

A diferencia del vertedero de la entrada, el vertedero de salida, tiene exactamente un ángulo en el vértice de la abertura de 90° , pero por su geometría los valores obtenidos serán aproximados, por lo que su mayor beneficio será como sección de control a la estructura de salida.

En la sección 2.7, se presentó las ecuaciones para conocer los caudales que entran y salen de las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur, teniendo una aplicación práctica cuando se realicen evaluaciones de la planta y se requiera encontrar los caudales a la entrada y a la salida.

4. PUESTA EN MARCHA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN CON SUS MEDIDAS DE CORRECCIÓN Y MEJORAS

4.1 Alcantarillado que conduce a las lagunas

4.1.1 Cajas de registro

Se eliminará el material depositado en las cajas de registro, para dejar completamente limpio el canal del fondo.

Es necesario que el tubo de concreto colocado verticalmente que sirve de caja de registro, este por lo menos a 0.15 m por encima del suelo, para evitar que ingrese tierra a la estructura que cause obstrucciones, asimismo evitar que ingresen aguas de escorrentía que puedan aumentar el caudal que llega a las lagunas de estabilización y aumenten la cantidad de arena.

En los casos donde el nivel superior de la estructura de registro se encuentre a nivel del suelo, se deberá construir una estructura de protección según figura 46, además se construirán las tapaderas, utilizando concreto en proporción en volumen 1:2:3 (cemento, arena de río y pedrín de 1/2" máximo).

Las tapaderas tendrán un espesor de 0.07 m y con un armado de varillas de 3/8" a cada 0.20 m en ambos sentidos utilizando acero grado 40. (véase figura 46).

En los restantes casos donde no se necesita construir una estructura de protección, se deberá colocar tapaderas a las cajas de registro, en donde estas estén destruidas o en aquellos casos donde no exista, según figura 44.

4.1.2 Tuberías

Toda tubería de PVC, que en el futuro sea reemplazada, deberá cumplir con la norma ASTM D-3033/3034 (tubería para drenajes) y no se colocarán tuberías que son propias para bajadas de agua pluvial, como se ha colocado en algunos sectores anteriormente.

Se reemplazarán únicamente las tuberías de ingreso y de interconexión entre lagunas primaria y secundaria.

4.2 Rejas

4.2.1 Consideraciones de diseño

La disposición de las rejas se hace basándose en la mayor eficiencia en cuanto a retener los sólidos gruesos, la facilidad que tenga el operador para la limpieza y con las menores pérdidas de carga posibles.

Existen tres tipos de rejas, gruesas, medianas y finas y son clasificadas de acuerdo a la separación entre las barras. Las rejas finas, tienen un espaciamiento entre sus barras menor a 1.5 cm, las medianas tienen separaciones comprendidas entre 1.5 y 5 cms y finalmente las gruesas que tienen separaciones mayores a los 5 cms. Para este caso se utilizarán las rejas medianas porque se requiere retener partículas entre 2 y 5 cm.

En la tabla VIII, se muestran los valores más usuales para el diseño de rejas de limpieza manual.

Tabla VIII. Valores usuales de diseño para rejas de limpieza manual

Parámetro		Unidad	Valor
Tamaño de La barra	Ancho	Cm	0.5 – 1.5
	profundidad	Cm	2.5 – 3.8
Espaciamiento entre barras		Cm	2 – 5
Inclinación con la vertical		Grados	30 – 45
Velocidad de aproximación		m/seg	0.30 – 0.60
Perdidas admisibles		m	0.15

Fuente: Ron Crites y George Tchobanoglous, Sistema de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados, pag 249.

4.2.2 Ubicación

La ubicación de las rejas, debe ser antes del desarenador, para proporcionar el primer tratamiento. El lugar donde se encuentra la caja de registro 6.1 (véase ubicación de caja de registro en figura 35), es el lugar que presenta condiciones favorables para su construcción

4.2.3 Diseño del canal de acceso

Se diseñará un canal de acceso, con una sección apropiada para controlar la velocidad de aproximación a la reja y facilitar su limpieza.

Para evitar sedimentación, los canales se diseñan con una velocidad mínima de 0.60 m/seg con lo cual se asegura la auto limpieza.

Para un canal de rejas se necesita una velocidad menor a 0.60 m/seg, para evitar que los sólidos atrapados de tamaño cercano al del espaciamiento de las barras, no sean forzados entre ellas y por consiguiente se laven o arrastren.

Algunos autores sugieren que la velocidad mínima de aproximación a la reja sea de 0.30 m/seg, con este valor se evita que se precipite la materia orgánica, no así las partículas de arena. Para este caso se evitará que se sedimenten en el canal las partículas de arena con diámetros menores a 0.50 mm, para lo cual se necesita tener una velocidad mayor o igual a la velocidad crítica de arrastre (véase ecuación 9 en sección 3.2.2.2), que para arenas con densidad relativa de 2.65 y diámetro de 0.50 mm es de 0.44 m/seg, con lo cual se asegura que arenas con diámetros menores o iguales a 0.50 mm no quedarán sedimentadas.

Tomando en consideración los anteriores aspectos se establecerán los límites de velocidad de aproximación a la reja entre 0.45 m/seg y 0.60 m/seg, los cuales están dentro del rango de valores de velocidades de aproximación de la tabla VIII.

El ancho para el canal será de 0.50 m, para facilitar el ingreso del rastrillo para la limpieza de las rejas.

La longitud de la estructura será 1.60 m, con lo cual se tiene una relación $L/A > 3$.

Para evitar que ingresen basuras y partículas del suelo al canal, la estructura estará a 0.30 m arriba del nivel del suelo.

Para el diseño del canal se considera un coeficiente de Manning de $n=0.013$, que es el valor para una superficie de concreto terminado (French, 1993.128). El diseño del canal rectangular, con las variables hidráulicas, se presenta en la tabla IX.

Tabla IX. Diseño del canal de reja

T M	h mm	A m ²	P m	Rh m	s m/m	V m/seg	Q lts/seg	criterio diseño
0.5	6.99	0.0035	0.5140	0.0068	0.04	0.55	1.93	caudal máximo horario
0.5	6.05	0.0030	0.5121	0.0059	0.04	0.50	1.52	caudal medio
0.5	5.08	0.0025	0.5102	0.0050	0.04	0.45	1.14	caudal mínimo horario

donde:

T es el ancho del canal en m

h es el tirante de agua en el canal en mm.

A es el área en m²

P es el perímetro mojado y está dado por $P = (2h+T)$, donde h está en m

Rh es el radio hidráulico en m y esta dado por $Rh = A/P$

s es la pendiente del canal en m/m

v es la velocidad en m/seg, calculada mediante la fórmula de Manning (véase ecuación 7 en sección 3.1.2).

Q es el caudal en lts/seg, determinados en la sección 6.1

Las velocidades encontradas en la tabla IX, son las velocidades de aproximación a la reja, las cuales están en el rango de 0.45 a 0.60 m/seg, establecidos anteriormente.

Según los cálculos realizados en la tabla IX, para conseguir las velocidades de aproximación se necesita de una pendiente del 4% en el canal.

El diseño completo del canal de acceso a la reja, se presenta en la figura 47.

4.2.4 Dimensiones de la reja

Se utilizarán barras de acero de sección 1" x 3/16" (sección hembra) soldadas a un angular de 1" x 1" x 3/16" en la parte superior y a una sección de 1" x 3/16" en la parte inferior.

La separación libre entre barras será de 0.02 m (2 cm) y se colocarán con un ángulo de inclinación de 30° con respecto a la vertical.

4.2.5 Pérdidas de carga

Las pérdidas de carga a través de una reja se pueden determinar mediante la ecuación 12 (Crites y Tchobanoglous, 2000.249)

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{v^2 - v_o^2}{2g} \right) \quad (12)$$

donde:

h_L es la pérdida de carga en m.

v es la velocidad de flujo a través del espacio entre barras de la reja en m/seg.

v_o es la velocidad de aproximación del fluido hacia la reja en m/seg

g es la aceleración de la gravedad en m/seg²

Algunos autores recomiendan, que la velocidad a través del espacio entre las rejillas debe estar entre 0.6 m/seg y 1.2 m/seg. Si se considera que el área de las rejillas es del 25% de la sección transversal del canal, se tiene que el área libre es del 75 %, por tanto la velocidad aumenta en relación de 100% / 75%.

En la tabla X se muestran los cálculos de las pérdidas de carga y velocidades, para los distintos caudales.

Tabla X. Velocidades y pérdidas de carga en la rejilla

critorio de diseño	caudal Q [lts/seg]	velocidad de aproximación v [m/seg]	relación r =100/75	velocidad a través de las rejillas limpias $v=r \times v$ [m/seg]	pérdida de carga h_L [m]
caudal máximo horario	1.93	0.55	1.33	0.73	0.017
caudal medio	1.52	0.50	1.33	0.67	0.014
caudal mínimo horario	1.14	0.45	1.33	0.60	0.011

Las pérdidas de carga son mayores conforme aumente la acumulación de sólidos, aumentando la velocidad en proporción a la ecuación 13. En la tabla XI se presentan los cálculos de las pérdidas de carga para distintos porcentajes de área disponible obstruida, para el caudal máximo horario.

$$r = \frac{100\%}{100\% - \% \text{ obstruido}} \quad (13)$$

donde:

r es la proporción de aumento de velocidad a través de la rejilla según sea el porcentaje de obstrucción.

Tabla XI. Pérdidas de carga para distintos % de obstrucción en la reja

% obstruida	r	velocidad aproximación m/seg	velocidad a través reja limpia m/seg	velocidad a través de la reja obstruida m/seg	h_L m
25	1.33	0.55	0.73	0.97	0.028
30	1.43	0.55	0.73	1.04	0.034
40	1.67	0.55	0.73	1.22	0.051
50	2.00	0.55	0.73	1.46	0.079

4.2.6 Colocación

La reja será colocada como se muestra en el detalle de reja (véase figuras 47 y 48). La reja deberá estar dispuesta de tal forma que sea fácil moverla y poder realizar tareas de limpieza en el canal, para tal fin se construirán sujetadores que eviten que la reja se resbale y que fácilmente pueda ser llevada hacia arriba.

4.2.7 Materiales de construcción

Con el objeto de proporcionar a la estructura adecuada resistencia y durabilidad, el material de construcción del canal donde se colocará la reja, será mampostería reforzada (véase detalle de canal de reja en figuras 47 y 48).

La mampostería consistirá en block de concreto y mortero de arena y cemento en proporción volumétrica de 1:3, repello con sabieta en proporción en volumen de 1:2 (cemento y arena de río) y alisado con cemento para impermeabilizarlo.

El canal se colocará sobre una capa de concreto reforzado de 0.08 m de espesor, armado con varillas de 3/8" a cada 0.20 m en ambos sentidos, con un recubrimiento estructural de 0.03 m.

El refuerzo vertical colocado en los agujeros del block será 3/8", anclado con un dobléz no menor a 0.30 m en el armado de la capa de concreto. Además los agujeros del block con refuerzo serán rellenos con concreto.

Se utilizará varillas de acero legítimo grado 40 y concreto en proporción en volumen de 1:2:3, (cemento, arena de río y piedrín de 1/2" máximo).

Como se mencionó en la sección 4.2.4 las rejas estarán constituidas por barras de acero de sección 3/16" x 1" (sección hembra) y angular de 3/16" x 1" x 1" en la parte superior y sección 3/16" x 1" en la parte inferior.

4.3 Remoción de lodos y material depositado

El lodo seco y el material depositado en las orillas de la laguna primaria que se encuentra actualmente se deberá remover antes de su puesta en operación.

En la laguna secundaria se extraerá el material depositado en las orillas, provenientes de los diques, quedando los niveles del fondo de la laguna, como se muestra en las figuras 36 y 37.

El ingreso de la maquinaria, a las lagunas será en los puntos donde el revestimiento del talud esté dañado, para no destruir los sectores que están en buenas condiciones.

4.4 Disposición de las lagunas

Por los altos períodos de retención que presentan las lagunas (véase sección 6.6), se hace suficiente el tratamiento en las lagunas primaria y secundaria, teniéndose un período de retención total de 69 días para ambas lagunas, por lo que la laguna terciaria se puede utilizar para actividades de mantenimiento, para no tener que parar el tratamiento cuando se realicen reparaciones o limpiezas.

El período de retención no es el único parámetro que interviene en la eficiencia de una laguna, pero es el más importante, y como las lagunas no están funcionando la disposición de estas se hace basándose en el período de retención.

Por tanto, se deben hacer funcionar, las lagunas primaria y secundaria, atendiendo a las medidas de corrección y mejoras que se proponen, además deberá construirse un *by-pass*, para desviar el agua residual hacia la laguna terciaria y que sirva para los futuros procedimientos de mantenimiento, de tal forma que no se interrumpa el tratamiento y que la laguna terciaria, sea utilizada para actividades de mantenimiento.

4.5 Impermeabilización del fondo

Con el objeto de lograr que al inicio de las operaciones de las lagunas de estabilización el agua residual no se infiltre en el suelo y cause contaminación del agua subterránea, se procederá a compactar la capa del fondo de las lagunas primaria y secundaria, para reducir los espacios entre las partículas de arcilla. El rodillo comúnmente conocido como pata de cabra, logra compactar suelos cohesivos como en el caso de la arcilla.

4.6 Diques

Por la consolidación a través del tiempo de los diques, no es necesario reconformar sus taludes, por lo que únicamente será necesario protegerlos de los agentes físicos como el viento y la lluvia, y de la erosión que provocan los movimientos del agua dentro de la laguna en la parte húmeda del talud.

Los árboles existentes en los diques deberán ser eliminados, para evitar problemas en el funcionamiento de las lagunas y obstrucciones para transitar sobre los diques. Por cada árbol cortado se deberá proceder a sembrar un mínimo de 5 árboles en un sector ajeno al de las lagunas.

Cualquier agujero que exista en los diques, ocasionado por los roedores, deberá ser rellenado y compactado apropiadamente.

4.7 Protección de los taludes

Se reconstruirá los sectores dañados del revestimiento de piedra bola, para proteger los taludes de los diques de las lagunas y evitar que los movimientos del agua causen erosión en el talud.

Se colocará la piedra bola sobre el talud, aplicando mortero entre sus unidades en proporción volumétrica 1:3, además se aplicará un recubrimiento al empedrado para tener una superficie uniforme en su contorno.

El recubrimiento de la piedra bola, se hará con un repello con sabieta en proporción 1 : 3 (cemento y arena de río), con un espesor mínimo de 1.5 cms.

En su parte seca, el talud tendrá grama con lo cual se evitará la erosión eólica y de las aguas de escorrentía sobre el dique, evitando por consiguiente acumulación de material en el fondo de la laguna, brindando además un aspecto estético.

Se deberá sembrar grama que no crezca demasiado para asegurar el mínimo de mantenimiento.

La parte superior del dique puede llevar grama, para tener mayor presentación en el conjunto de lagunas, aunque no es necesario debido a que la parte superior del dique se utiliza más que todo para transitar sobre él.

4.8 Estructura de entrada

El desarenador deberá ser limpiado, extrayendo toda el agua, arena y sedimentos acumulados, antes de proceder a realizar las reparaciones.

La estructura de entrada, se repellará con sabieta en proporción 1: 2 (cemento y arena de río) y se realizará un alisado interior con cemento para impermeabilizarla, para tal fin se procederá a picar el repello antiguo para garantizar que el material nuevo aplicado, quede perfectamente ligado a la estructura.

La estructura que sustenta la tubería que ingresa a la laguna primaria deberá reconstruirse, utilizando concreto en proporción 1:2:3 (cemento, arena de río y piedrín), sobre la cual se colocará una tubería de PVC de 6" de diámetro, que cumpla con la norma ASTM D-3033/3034 (tubería para drenaje).

Otro aspecto a tomar en cuenta es que se debe de colocar un recubrimiento sobre la tubería para aumentar su durabilidad y evitar que se destruya, de tal forma que la estructura en el fondo de la laguna cubra por completo la tubería, ya que se ha observado que al quedar expuesta media sección se aumenta las probabilidades de destrucción.

La orientación de la tubería será con la dirección actual, adentrándose una distancia de 15 m, medidos desde la base del talud y finalmente la tubería estará colocada a una altura de 0.30 m del fondo.

4.9 Estructura de interconexión

Es necesario que los vertederos rectangulares de concreto reforzado, ubicados en los canales de las estructuras de interconexión sean reparados, en función de colocar concreto en las partes desprendidas y tallarlos adecuadamente.

Al igual que la estructura de entrada se aplicará un nuevo repello a toda la estructura con sabieta en proporción en volumen 1:2 (cemento y arena de río) con un recubrimiento mínimo de 1 cm y alisado interior. Se picará el repello existente para ligar el nuevo repello a la estructura.

Se procederá a reconstruir las estructuras, que sustentan las tuberías de interconexión, aplicando concreto en proporción 1:2:3 (cemento, arena y piedrín) a las partes desprendidas.

Se reemplazarán las tuberías de interconexión, colocando tuberías de PVC de 6" de diámetro que cumplan con la norma ASTM D-3033/3034 (tuberías para drenaje), colocadas con la orientación actual y en forma sumergida, adentrándose una longitud de 15 m desde la base del talud.

La unión entre la tubería y la estructura de interconexión, deberá estar perfectamente sellada e impermeabilizada, para evitar que el agua salga de la estructura.

4.10 Estructura de salida

La actual estructura de salida, al igual que las estructuras de entrada e interconexión se le aplicará un nuevo repello con sabieta en proporción en volumen 1:2 (cemento y arena de río) con un recubrimiento mínimo de 1 cm y alisado interior, dicha estructura servirá a la laguna terciaria para realizar las labores de mantenimiento.

Se reemplazará la tubería de salida que va al quinel, colocando tubería de PVC de 6" de diámetro que cumplan con la norma ASTM D-3033/3034 (tuberías para drenaje), colocada con la orientación actual.

La opción de colocar la nueva estructura de salida en la laguna secundaria, será analizada y diseñada por ERIS.

4.11 Medidas de seguridad

Ciertamente las lagunas de estabilización de la base aérea están alejadas de las demás instalaciones y quizá rara vez se acerquen niños, pero muchas veces las personas se ven atraídas por los estanques y no saben que se trate de una planta de tratamiento, por lo que podrían utilizarlas para algún tipo de recreación o si hay peces para la pesca, por lo que se debe colocar señales visuales que indiquen los peligros de acercarse a ellas.

El área de la laguna debe ser circulada con malla a una altura de 2 m para evitar que personas entren a la instalación. Al utilizar malla, se asegura que no se obstruirá el libre paso del viento, caso contrario a los muros que provocan problemas de aireación natural.

4.12 Puesta en marcha

Antes de dar paso al funcionamiento las lagunas, se debe realizar una inspección general a toda la instalación.

Las unidades de pretratamiento, tanto las rejillas como el desarenador, deben estar listos, en el sentido de haber efectuado todas las reparaciones y construcciones indicadas en las secciones 4.2 y 4.8, para asegurar su correcto funcionamiento. De igual manera las estructuras de interconexión deben inspeccionarse.

Una vez terminada todas las reparaciones de las lagunas, el llenado debe hacerse lo más rápido posible, para evitar grietas en el fondo.

Para la puesta en marcha de las lagunas no debe de existir ningún tipo de vegetación en el fondo ni en los taludes interiores.

De preferencia la puesta en marcha, debe realizarse en la estación seca, ya que por el aumento de la temperatura favorece la actividad bacteriana. De los datos meteorológicos obtenidos se puede observar que marzo es el mes con mayores temperaturas y aunque no es el mes con menor lluvia, la puesta en marcha debe realizarse en este mes para asegurar que la laguna primaria empiece su funcionamiento adecuadamente, ahora bien, si las reparaciones y modificaciones se realizan en otro mes, las lagunas se pondrán en funcionamiento de inmediato.

5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS

5.1 Operación de las lagunas

Al empezar el funcionamiento en las lagunas, la operación se realiza por medio de las fuerzas de la naturaleza, donde la persona encargada realiza únicamente labores de mantenimiento. Los problemas operativos más frecuentes, están relacionados con la falta de mantenimiento, por lo que un mantenimiento oportuno garantiza la operación adecuada.

5.2 Programa de control en las lagunas de estabilización

Para facilitar las futuras evaluaciones de las lagunas, es necesario medir los caudales de entrada y salida y llevar un control sobre distintos aspectos que se observen cuando se realicen las inspecciones.

Para la medición de los caudales de entrada y salida en los vertederos triangulares instalados, se debe medir la altura del agua sobre el vértice de este y leer el caudal en las tablas XIX y XX.

El funcionamiento en las lagunas de estabilización debe ser supervisado por un ingeniero especialista periódicamente, para medir su eficiencia.

5.3 Signos del buen funcionamiento de las lagunas

Para verificar visualmente que una laguna facultativa este funcionando correctamente, se debe observar que la coloración del agua presente un verde intenso, en la superficie del agua no deben existir materia sólida, y debe haber ausencia de malas hierbas en los taludes.

El adecuado funcionamiento de las lagunas de estabilización, se determina con pruebas de laboratorio, verificando la remoción de carga orgánica y de coliformes en el efluente, para establecer su eficiencia, pero para aspectos prácticos las observaciones visuales son importantes.

En la tabla XII, se presenta, los indicadores del funcionamiento de la laguna a través del color del agua.

Tabla XII. Indicadores del funcionamiento de la laguna a través del color del agua

Color	Indicador
verde oscuro brillante	Bueno, pH alto, OD alto
verde opaco a amarillo	Regular, pH y OD en disminución
Gris a negro	malo, laguna anaerobia

Fuente: Jairo Romero, Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización, pag.198

5.4 Mantenimiento de la infraestructura

Por la simplicidad de las obras el mantenimiento es mínimo, pero se debe realizar las reparaciones de la infraestructura a medida que van sucediendo, para evitar el envejecimiento de la planta de tratamiento, ya que si no se hace se pueden originar problemas de salud, tanto por una mala calidad del efluente como por la proliferación de insectos y animales roedores en el ambiente.

El fontanero de la instalación debe realizar por lo menos una inspección semanal para cerciorarse que todo ande bien, para que no se produzca una sumatoria de problemas que al final hagan incontrolable el acelerado deterioro de la instalación y le dé el mínimo mantenimiento que la instalación merece.

5.4.1 Mantenimiento de la red de alcantarillado sanitario

Se deberá realizar una inspección cada 6 meses en la red de alcantarillado sanitario, con el objeto de detectar cualquier problema en las cajas de registro, con lo cual se procederá a levantar sus tapaderas y observar si el agua fluye libremente.

Se verificará el buen estado de la estructura y su tapadera, observando si existen fracturas o si están desportilladas.

Si existe lodo acumulado, se procederá a limpiarlo para dejar libre el canal del fondo, dicho lodo deberá ser enterrado en el lugar donde se depositan los desechos y basuras de la planta de tratamiento.

Posteriormente a la revisión de las cajas de registro, las tapaderas deberán ser colocadas correctamente en su lugar, para evitar que ingresen basuras y objetos, que provoquen obstrucción.

Si existiese alguna tapadera fracturada, es necesario reemplazarla por una nueva para garantizar la protección de la red de alcantarillado.

Si existe inundación en alguna caja de registro, es indicativo que existe taponamiento y si la caja aguas abajo esta seca existe un taponamiento total en el tramo comprendido entre los dos registros.

Si hubiese taponamiento parcial, se procederá a verter un volumen grande de agua simultáneamente, de manera que la correntada provoque la limpieza del tramo. Si persiste el taponamiento después de aplicar el agua, se puede incrementar el caudal con un camión cisterna, el cual procede a bombear agua a presión.

Si no se logra despejar las tuberías con los anteriores procedimientos, se requiere realizar inspecciones para la limpieza. Primero se determina el punto de la obstrucción, el cual se logra localizar introduciendo una guía en la caja de registro aguas abajo hasta el punto obstruido, al ser ubicado se procede a excavar y descubrir el tubo, para quitar los objetos que causan los problemas o cortar y colocar un nuevo tubo.

5.4.2 Mantenimiento de la fosa séptica

La fosa séptica de la cochiguera, que forma parte del sistema de tratamiento deberá inspeccionarse como mínimo una vez al año.

Para la inspección de la fosa séptica, se procederá a excavar, con una pala en el suelo para descubrir las tapaderas de registro, se prefiere el uso de palas en lugar de piochas para evitar dañar la cubierta de la fosa.

Descubiertas las tapaderas del material del suelo, se procederá a levantarlas, cuidando de no aspirar los gases que pueda emanar la fosa séptica. Es necesario dejarla descubierta antes de la operación por lo menos 30 minutos, para dejar que los gases tóxicos que se generan en su interior escapen, ya que estos pueden ser peligrosos.

Posteriormente se procede a la inspección, donde se verificará el buen estado de la estructura y se medirá la altura de la capa de lodo en el fondo, si esta fuese mayor de 0.40 m, se procederá a limpiarla.

Para la limpieza de la fosa séptica, se puede realizar con cubetas provistas de mangos largos e irlos depositando en carretillas, para luego ser acarreados hacia el lugar designado para enterrar los lodos y desechos de la planta de tratamiento.

Conforme avanza la limpieza, se debe tener el cuidado de dejar una pequeña capa de lodo de aproximadamente 5 centímetros, con el objeto de asegurar la digestión anaerobia futura.

Una vez limpiada la fosa séptica, deberá revisarse los accesorios de la entrada y la salida, verificando que no existan obstrucciones.

Las fosa séptica no debe ser lavada ni desinfectada después de su limpieza.

Posteriormente a la limpieza de la estructura, se deberán colocar perfectamente las tapaderas, para evitar que salgan gases y malos olores.

Con el propósito de facilitar las futuras supervisiones, es recomendable colocar señales en la ubicación de las tapaderas de registro, de manera que se localicen al desenterrarlas.

5.4.3 Mantenimiento de las rejas

El grado de sólidos de gran tamaño es poco, pero las rejas deberán limpiarse cada semana, para evitar obstrucciones que originen pérdidas de carga y problemas de salud por la acumulación de sedimentos.

Los sólidos retenidos en la reja deberán ser enterrados en el lugar asignado para el depósito de lodos y desechos, y así evitar que estos sean arrastrados por animales y provoquen que insectos como las moscas lleven bacterias a la instalación, o de otra forma los sólidos húmedos son criaderos de mosquitos y roedores.

Para la limpieza de las rejas deberá utilizarse un rastrillo que quepa entre las barras que la componen, de forma que con el ángulo de inclinación que esta tiene se puedan llevar con facilidad hacia arriba los sólidos retenidos.

5.4.4 Mantenimiento del desarenador

Para un sistema de alcantarillado del tipo separativo, se puede esperar muy poca arena, aproximadamente de 1 a 3 Lts. per cápita anualmente (Rojas, 1990).

Si se toma un valor de 2 lts por persona por año y una población de 500 personas, se tendrían un total de 1000 lts al año de arena en el sistema que llega a las lagunas de estabilización de la base aérea, tomando un 40% del volumen total del desarenador que es de 940 lts, se tiene una capacidad de 376 lts para arena.

Entonces se puede calcular el período de limpieza, como se muestra en la ecuación 14.

$$plz = \frac{vol}{cla} \quad (14)$$

$$plz = \frac{376 \text{ lts}}{1000 \frac{\text{lts}}{\text{año}}}$$

$$plz = 0.38 \text{ años}$$

donde:

plz es el período de limpieza

vol es el volumen en el desarenador

cla es la cantidad de lodos por año.

Por lo tanto teóricamente se debería realizar la limpieza de la cámara desarenadora cada 4 meses, es decir por lo menos 3 veces por año, pero debido a la precipitación de materia orgánica por las bajas velocidades dentro del canal provocadas por el poco caudal de agua residual que llega, se deberá limpiar cada 3 meses.

La limpieza de la cámara desarenadora se debe efectuar con una pala de mango largo, teniéndose el cuidado de no resbalar, la arena se depositará en una carretilla para ser trasladada al lugar predispuesto para enterrarla.

La arena extraída deberá ser enterrada y por ningún motivo se puede dejar al aire libre para que no provoque malos olores, ni proliferación de insectos.

5.4.5 Mantenimiento de los diques

Se deberán cortar todos los montes y hierbas de maleza que crezcan en los diques, para evitar insectos y animales roedores.

Se debe cuidar que la grama escogida no crezca demasiado, aunque como se mencionó en la sección 4.7.1 si la grama es de una especie que no crece mucho el mantenimiento en este sentido será poco. Otra situación a tomar en cuenta es que se debe mantener el nivel de la grama por lo menos a 0.20 m del nivel del agua de la laguna.

La parte superior del dique no es necesario que tenga grama, ya que su mejor función es para transitar sobre él y desplazarse, cuando se realice el mantenimiento de cualquier parte de las lagunas.

Se debe vigilar que no existan agujeros provocados por roedores en los diques, y si los hubiese deberán ser rellenados y perfectamente compactados, para evitar problemas de estabilidad a los diques y que sirvan de hábitat a dichos roedores.

5.4.6 Mantenimiento del revestimiento de los taludes

Cada inspección semanal que se realice a las lagunas, se debe observar, que no existan desprendimientos en los revestimientos de piedra bola, si los hubiese deberán ser corregidos, procediendo a recolocar las piedras, con mortero de arena y cemento. Además se debe cuidar que no existan desprendimientos del recubrimiento de la piedra.

5.4.7 Mantenimiento de las lagunas

En una laguna facultativa se puede dar la acumulación de materias flotantes en forma de costras, lo que impide la adecuada iluminación del agua y que provoque malos olores tras su pudrimiento, por lo que una medida de mantenimiento es recoger las costras que llegan a la orilla y que son llevadas por el viento por medio de una red como la que se utiliza en el mantenimiento de las piscinas. Estas hay que enterrarlas en el sitio donde se pone la arena y basuras de la laguna.

Se debe tener especial cuidado con las serpientes, ya que las lagunas son un medio atractivo para ellas, por lo que la persona encargada del mantenimiento debe usar siempre botas altas.

5.4.8 Mantenimiento de las estructuras hidráulicas

Se deberá mantener limpias las estructuras de entrada, interconexión y salida y reparar cualquier daño que se presente en la estructura, así como limpiar las materias flotantes que se puedan acumular.

6. PARÁMETROS DE DISEÑO ENCONTRADOS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

6.1 Caudales de aguas residuales

6.1.1 Muestreo

El muestreo para la estimación de caudales de aguas residuales en la Base Aérea del Sur, se realizó mediante aforos volumétricos en la estación 3.1 (véase figura 34). El muestreo puntal realizado en esta estación, representa el caudal de ingreso a las lagunas de estabilización.

La estación de aforo fue elegida, considerando que es el punto donde se intercepta toda el agua residual que se dirige a las lagunas, es el lugar que representa mayor facilidad para efectuar las mediciones y es el punto donde se está desviando el agua hacia el quinel, tal y como se describió en la sección 2.3.

6.1.2 Frecuencia de muestreo

Los aforos se realizaron con una frecuencia de 60 minutos, es decir a cada hora del día, durante una semana. El período para efectuar los aforos, se estableció considerando que es el horario donde se da el consumo de agua en la instalación y donde se cuenta con las horas de iluminación natural para efectuarlo. La medición a cada hora determina la variación de los caudales a lo largo del día.

6.1.3 Aforos

Se efectuaron 3 mediciones a cada hora del día, para encontrar un valor medio indicativo del caudal a determinada hora. Para efectuar los aforos, se utilizó un recipiente con una capacidad de 20 litros y un cronómetro de precisión de hasta 0.01 segundos. En la tabla XIII, se presentan los tiempos promedio en segundos de los aforos realizados.

Tabla XIII. Aforos

Tiempos en segundos

HORA	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO
6.00	11.76	10.89	10.53	11.58	9.39	10.43	11.22
7.00			11.52		9.57	11.17	13.02
8.00	17.00	12.58	13.51	13.25	10.09	10.68	19.94
9.00	18.49	12.42	11.63	12.27	13.07		20.83
10.00	18.03	14.47	11.58	12.50	11.63	12.12	23.40
11.00	19.30	12.79	12.64	12.09	10.20	11.97	18.02
12.00	11.11	11.65	10.19	9.78	9.05	9.63	12.29
13.00	13.70	9.78	9.36	11.11	8.58	11.16	10.23
14.00	11.40	12.09	11.28	11.70	10.84	9.87	18.18
15.00	13.02	11.96	16.92	33.33	12.09	14.19	20.58
16.00	17.47	13.50	17.05	36.36	15.16	20.16	13.75
17.00	26.83	27.50	17.60	15.71	11.75	19.82	14.19
18.00	21.51	18.33	16.79	15.04	17.46	16.67	15.60

6.1.4 Caudales

En la tabla XIV, se presentan los valores de caudales en lts/seg, que ingresan a las lagunas de estabilización a diferentes horas del día, las casillas en blanco, son valores que no se pudieron determinar.

Tabla XIV. Caudales que ingresan a las lagunas de estabilización

Litros / segundo

HORA	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO
6.00	1.70	1.84	1.90	1.73	2.13	1.92	1.78
7.00			1.74		2.09	1.79	1.54
8.00	1.18	1.59	1.48	1.51	1.98	1.87	1.00
9.00	1.08	1.61	1.72	1.63	1.53		0.96
10.00	1.11	1.38	1.73	1.60	1.72	1.65	0.85
11.00	1.04	1.56	1.58	1.65	1.96	1.67	1.11
12.00	1.80	1.72	1.96	2.05	2.21	2.08	1.63
13.00	1.46	2.05	2.14	1.80	2.33	1.79	1.95
14.00	1.75	1.65	1.77	1.71	1.85	2.03	1.10
15.00	1.54	1.67	1.18	0.60	1.65	1.41	0.97
16.00	1.14	1.48	1.17	0.55	1.32	0.99	1.45
17.00	0.75	0.73	1.14	1.27	1.70	1.01	1.41
18.00	0.93	1.09	1.19	1.33	1.15	1.20	1.28

6.1.5 Evolución de los caudales a lo largo del día

Las figuras 22,23,24,25,26,27 y 28 muestran los gráficos de caudales de cada día, los valores de caudales que no se pudieron determinar, son proyectados en los gráficos basándose en el promedio entre el valor anterior y el siguiente.

Figura 22. Gráfico de caudales del domingo

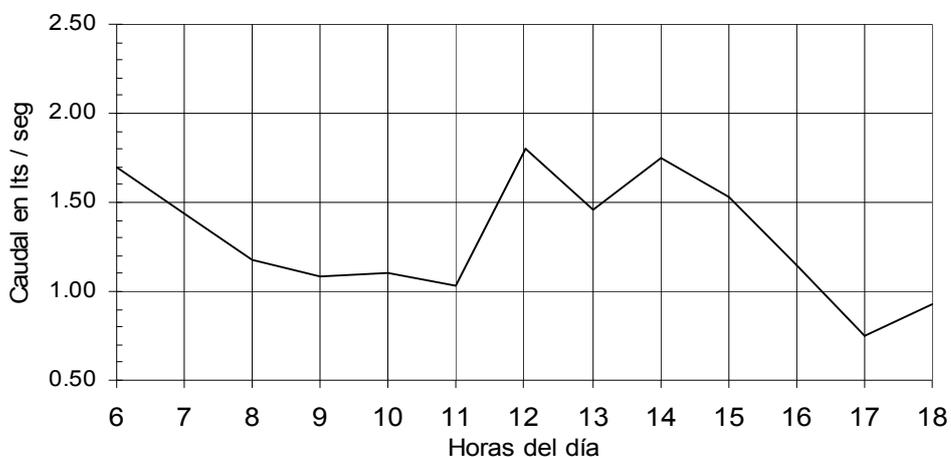


Figura 23. Gráfico de caudales del lunes

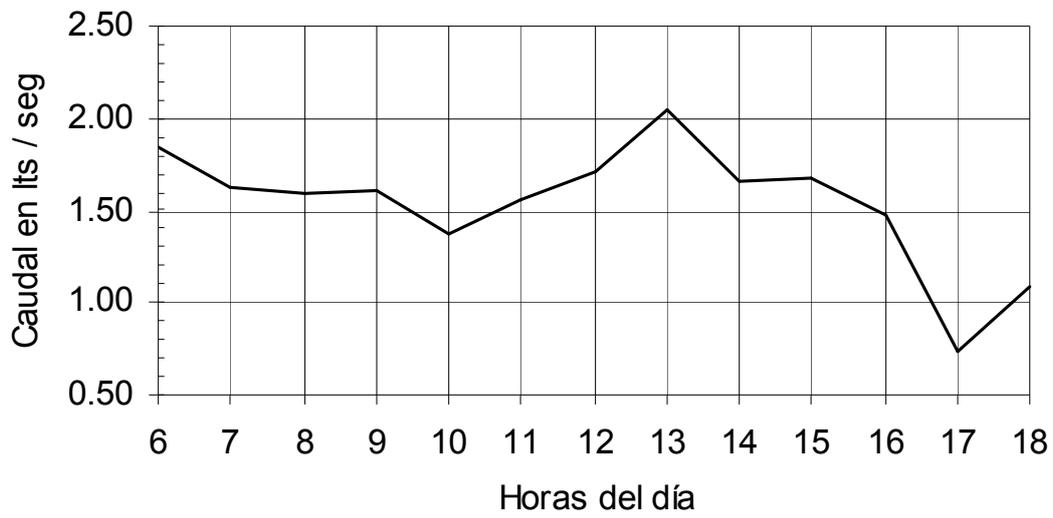


Figura 24. Gráfico de caudales del martes

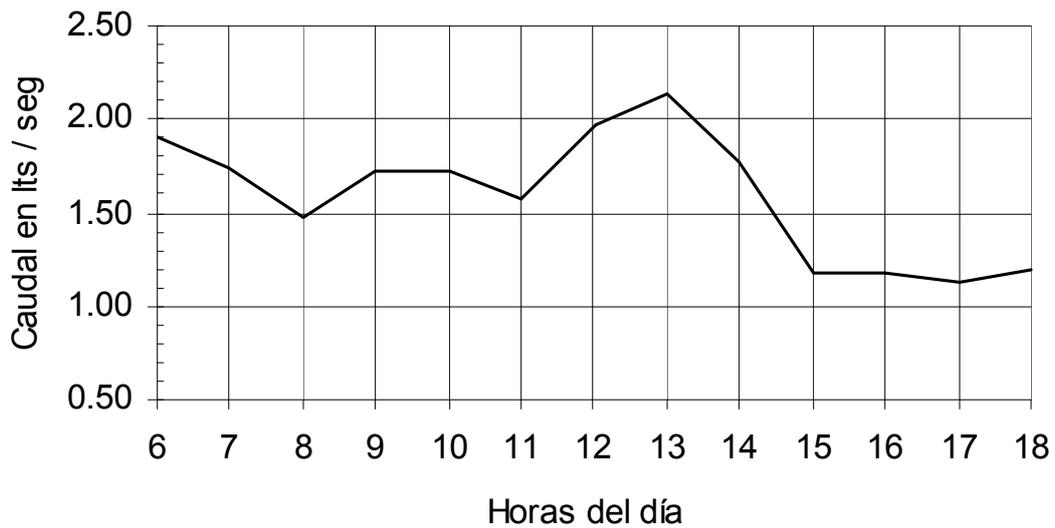


Figura 25. Gráfico de caudales del miercoles

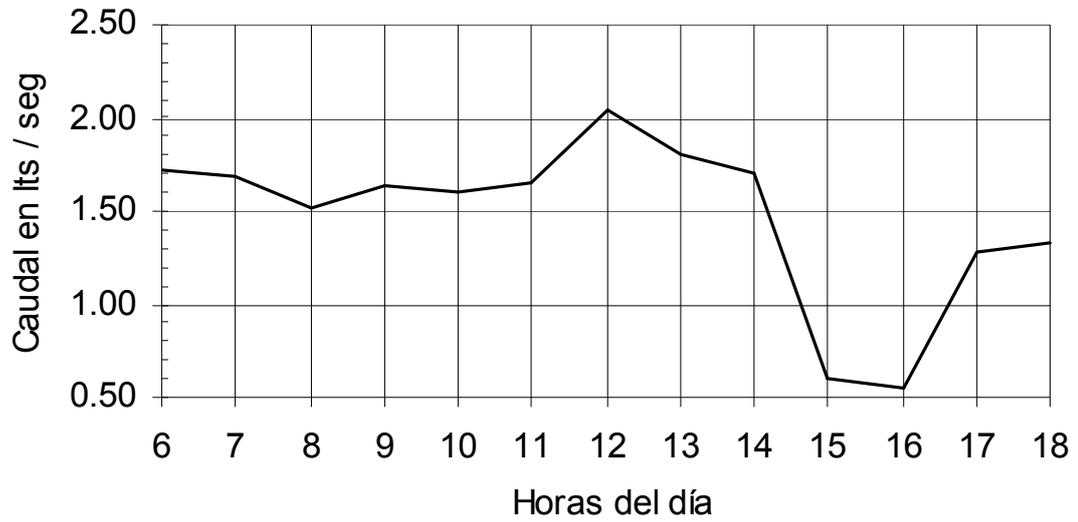


Figura 26. Gráfico de caudales del jueves

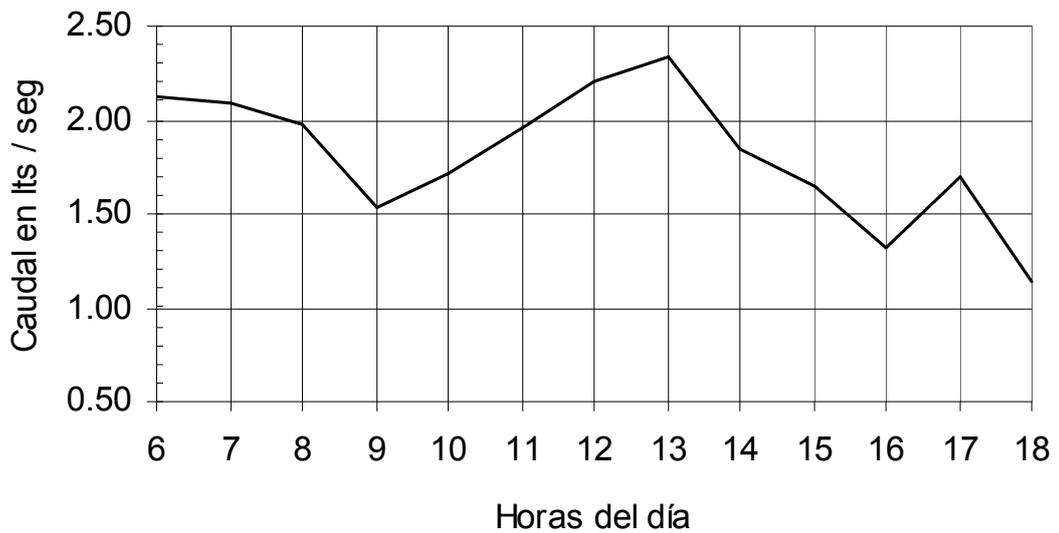


Figura 27. Gráfico de caudales del viernes

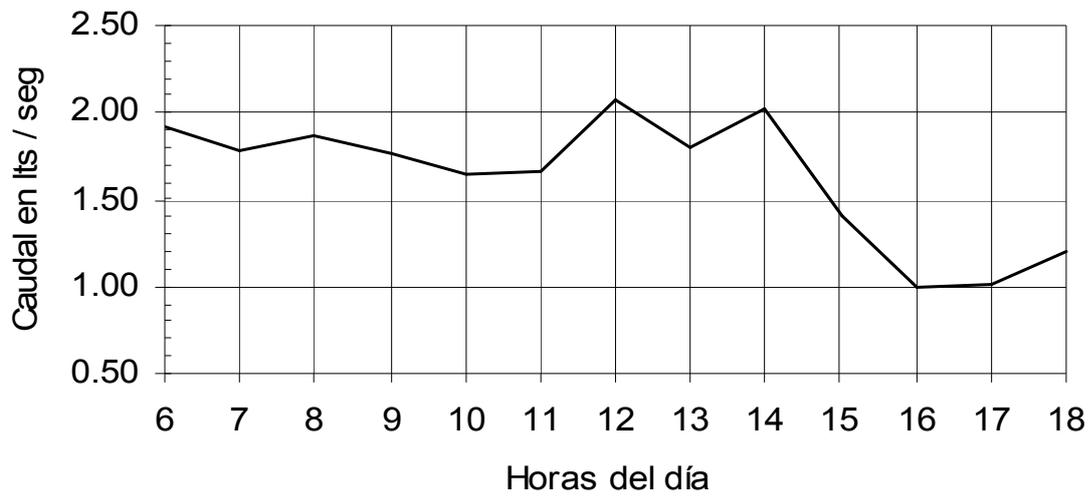
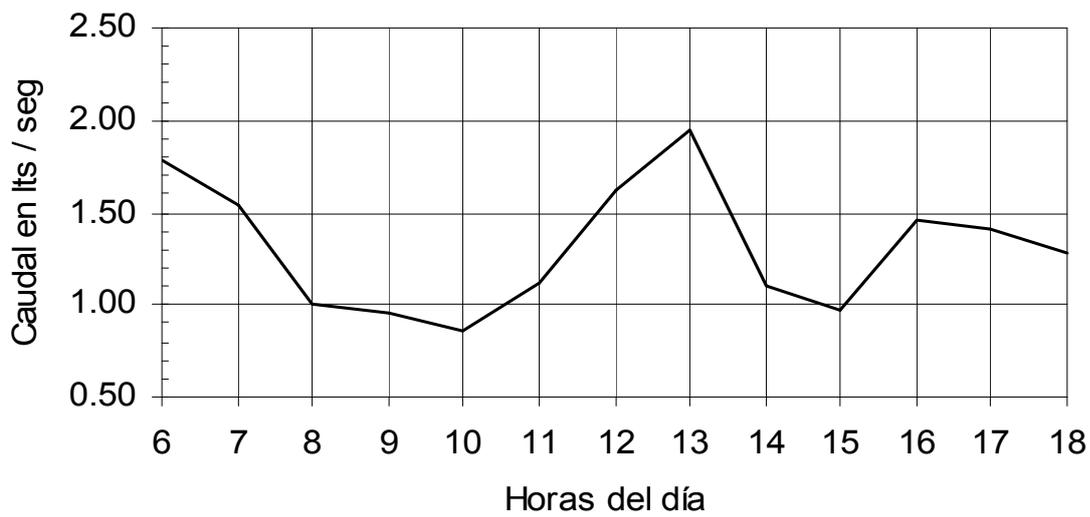


Figura 28. Gráfico de caudales del sábado



6.1.6 Caudal medio horario

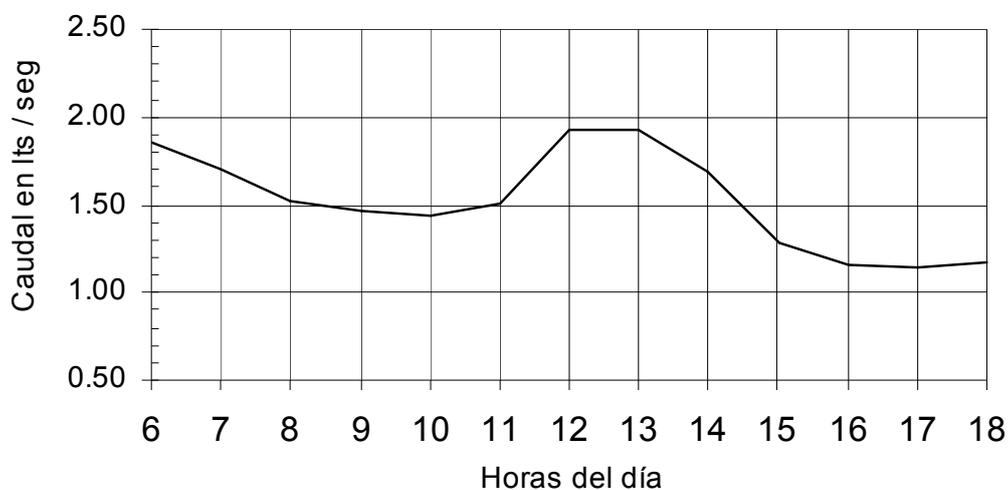
El caudal medio horario, representa la media aritmética o promedio de los caudales de cada hora, en la tabla XV se presentan los valores medios calculados.

Tabla XV. Caudal medio horario

HORA	CAUDAL lts/seg	HORA	CAUDAL lts/seg
6.00	1.86	13.00	1.93
7.00	1.79	14.00	1.69
8.00	1.52	15.00	1.29
9.00	1.42	16.00	1.16
10.00	1.43	17.00	1.14
11.00	1.51	18.00	1.17
12.00	1.92		

En la figura 29, se muestra el gráfico de los caudales de la tabla XV.

Figura 29. Gráfico de caudal medio horario



6.1.7 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario es el valor mayor de los caudales medios horarios y es de 1.93 lts/seg.

6.1.8 Caudal mínimo horario

El caudal mínimo horario representa el valor más pequeño de los caudales medios horarios y es de 1.14 lts/seg.

6.1.9 Caudal medio diario

El caudal medio diario, representa la media aritmética de los caudales de cada día y es el valor más representativo de los caudales que ingresan a las lagunas de estabilización ya que además representa el promedio de todos los caudales muestreados. El caudal medio diario es **1.52 lts/seg**

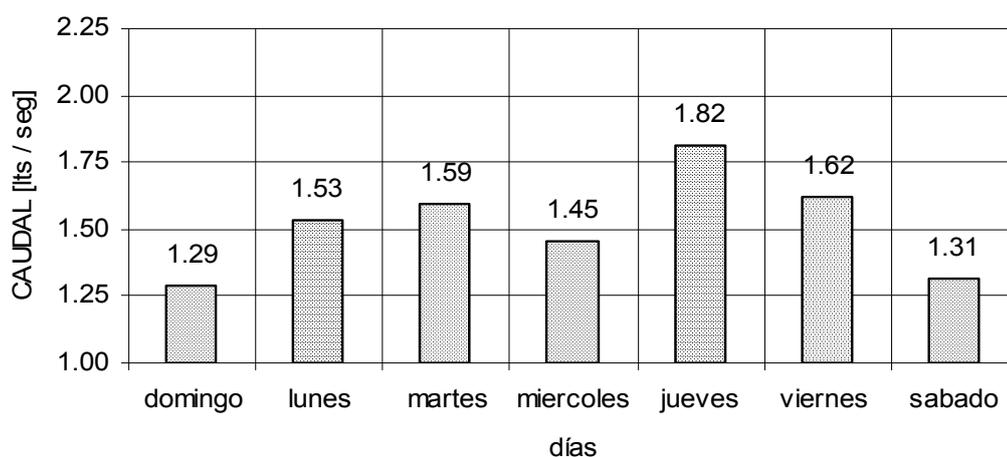
En la tabla XVI se presentan los valores medios calculados para cada día

Tabla XVI. Caudales medios de cada día

DIA	CAUDAL Lts/seg
Domingo	1.29
Lunes	1.53
Martes	1.59
Miércoles	1.45
Juves	1.82
Viernes	1.62
Sábado	1.31

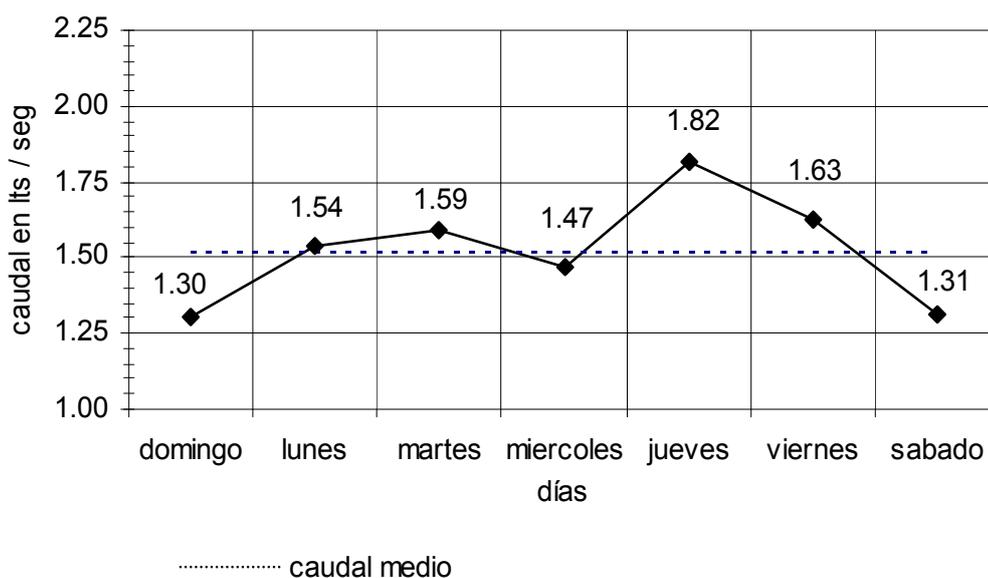
Los caudales de la tabla XVI, se muestran en el gráfico de la figura 30.

Figura 30. Gráfico de caudales medios de cada día



En la figura 31, se muestra con una línea discontinua el caudal medio diario, junto a los caudales medios de cada día.

Figura 31. Gráfico de caudal medio



6.1.10 Caudal máximo diario

El caudal máximo diario, es el caudal máximo de los valores medios de cada día descritos en la sección 6.1.9. y es de 1.82 lts/seg.

6.1.11 Caudal mínimo diario

El caudal mínimo diario, es el valor mínimo de los caudales medios de cada día. El caudal mínimo diario es de 1.29 lts/seg.

6.1.12 Caudal máximo instantáneo

El caudal máximo instantáneo, es el valor máximo absoluto de todos los caudales del muestreo. El caudal máximo es de 2.33 lts/seg, registrado el jueves a las 13:00 horas.

6.1.13 Caudal mínimo instantáneo

El caudal mínimo instantáneo, es el valor más pequeño de todos los caudales muestreados. El caudal mínimo es de 0.55 lts/seg registrado el miércoles a las 16:00 horas.

6.1.14 Factor día máximo

El factor día máximo es la relación que existe entre el caudal máximo diario y el caudal medio diario. El factor día máximo se obtiene mediante la ecuación 15.

$$FDM = \frac{\text{caudal máximo diario}}{\text{caudal medio diario}} \quad (15)$$

$$FDM = \frac{1.82 \text{ lts/seg}}{1.52 \text{ lts/seg}} = 1.2$$

6.1.15 Factor hora máximo

El factor hora máximo es la relación que existe entre el caudal máximo horario y el caudal medio (ver ecuación 5).

$$FHM = \frac{\text{Caudal máximo horario}}{\text{caudal medio}} \quad (16)$$

$$FHM = \frac{1.93 \text{ lts/seg}}{1.52 \text{ lts/seg}} = 1.27$$

6.1.16 Factor pico

El factor pico es la relación entre el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario.

$$FP = \frac{\text{Caudal máximo ins tan táneo}}{\text{caudal medio}} \quad (17)$$

$$FP = \frac{2.33 \text{ lts/seg}}{1.52 \text{ lts/seg}} = 1.53$$

6.1.17 Horas pico

Las horas de mayor gasto, son a las 6:00 AM y 13:00 PM, donde el consumo de agua está dado por las actividades de aseo personal y de alimentación.

6.1.18 Interpretación de resultados

La evolución y variación de los caudales horarios, está relacionada con las actividades, a medida que estas se dan, evolucionan los caudales, aumentando o disminuyendo según el caso.

Los horarios con mayor caudal son los relacionados con las actividades de aseo personal en horas de la mañana y medio día. De las 8:00 horas a las 11:00 horas el caudal no sufre mayores variaciones y está marcado por las actividades de lavandería y limpieza. Los caudales mínimos se registran al finalizar la tarde, donde existen pocas actividades relacionadas con el uso de agua potable.

Un factor determinante en la variación de los caudales diarios, son las interrupciones que se dan en el servicio de agua potable por parte de la red municipal, ocasionando los descensos de caudal.

6.2 Consumo de agua potable

6.2.1 Descripción del sistema de abastecimiento de agua

El sistema de abastecimiento de agua potable para la base aérea del sur, está distribuido de la siguiente manera: un 10 % es abastecido por una fuente de agua subterránea extraída mediante un pozo mecánico de 30 m de profundidad, que posee una bomba sumergible de 5 HP, la cual opera manualmente y que lleva el agua hasta un tanque elevado por medio de una tubería de conducción de PVC de 4" de diámetro. El tanque elevado construido de estructura metálica tiene una capacidad para 75000 lts, el cual por acción de la gravedad distribuye el agua a la red de la instalación.

El restante 90% es abastecido por la red municipal de agua potable de Retalhuleu por medio de una tubería de PVC de 3" de diámetro, la cual alimenta los circuitos de los distintos edificios de la instalación.

Inicialmente el sistema de abastecimiento de agua de la base aérea contaba con 2 pozos, los que se alternaban para alimentar el tanque elevado que distribuía al 100% de la instalación, pero uno de los pozos se dañó por lo que se instaló posteriormente la red municipal.

Cuando el servicio municipal de agua potable se ve interrumpido, el tanque elevado puede funcionar para proporcionar agua a toda la instalación, ya que existe una válvula que conecta la línea de distribución del tanque con la red municipal.

Actualmente el agua no recibe ningún tipo de desinfección, anteriormente se contaba con un sistema de cloración, el cual está en desuso.

6.2.2 Actividades relacionadas con el uso de agua

**Tabla XVII. Principales actividades relacionadas con el uso de agua potable
En la Base Aérea del Sur**

ACTIVIDAD	HORARIO	DIAS
Aseo personal	5:30 - 6:30	todos los días
Desayuno	6:00 - 7:00	todos los días
lavado de ropa (lavado en pilas)	8:00 - 11:00	lunes - viernes
hora de deportes	11:00 - 12:00	todos los días
Aseo personal	12:00 - 13:00	todos los días
Almuerzo	12:00 - 14:00	todos los días
lavado de ropa o planchado	14:00 - 16:30	lunes - viernes
Cena	18:00 - 19:30	todos los días

La tabla XVII, muestra las distintas actividades que requieren el uso del agua potable y que además tienen un horario establecido, existen otras actividades como las de limpieza, que se efectúan a distintos horarios de la mañana y actividades relacionadas con la alimentación, como la preparación de alimentos y el lavado de trastos de cocina, que se realizan en tiempos variados, antes, durante y después de las horas de comida. Finalmente el uso de las unidades sanitarias, que se realiza en cualquier instante del día.

6.2.3 Caudal medio de agua potable

Para las actividades de la sección 6.2.2 se requiere de un promedio de 13 horas de servicio para el abastecimiento del agua potable; para este número de horas de servicio, el consumo diario aproximado es de 89466 litros, lo cual determina un caudal medio de 1.91 lts/seg.

6.3 Población

Según información proporcionada por las autoridades de la Base Aérea del Sur, la población es de 500 personas que constituyen el personal militar. Se estima que la planta de tratamiento, fue diseñada para una población de más de 1000 personas, por lo que durante la vida media de la obra, se ha visto disminuido el caudal de ingreso, caso contrario a lo que ocurre comúnmente, que al transcurrir el tiempo, existe un aumento en la población y por tanto un aumento en el caudal de agua residual.

6.4 Dotación

Según el caudal medio de agua potable encontrado, la población, y el número de horas de servicio al día, el cálculo de la dotación es el siguiente:

$$\text{dotación} = \frac{Q (\text{horas} \times 3600)}{\text{población}} \quad (18)$$

$$\text{dotación} = \frac{1.91 (13 \times 3600)}{500}$$

$$\text{dotación} = 178.77 \text{ lts / hab / día}$$

6.5 Factor de retorno

Basándose en el cálculo del caudal medio de aguas residuales, la dotación, la población y el número de horas de consumo de agua potable, el cálculo del factor de retorno a las lagunas de estabilización, es el siguiente:

$$FR = \frac{Q_m (\text{horas} \times 3600)}{\text{población} \times \text{dotación}} \quad (19)$$

$$FR = \frac{1.52 (13 \times 3600)}{500 \times 178.77}$$

$$FR = 0.796$$

6.6 Período de retención

El tiempo de retención es el parámetro más importante en la determinación de la remoción de coliformes fecales en una laguna y por lo tanto en la eliminación de organismos patógenos del agua residual (Romero, 1999.132).

El tiempo de retención, lo determina el volumen de la laguna y el caudal de agua residual que ingresa.

Para el cálculo del período de retención, se utiliza la ecuación 20.

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} \quad (20)$$

En donde:

t es el período de retención en días

Vol es el volumen de la laguna en lts

Q es el caudal en lts/día,

En la tabla XVIII, se presentan los períodos teóricos de retención para las lagunas de estabilización de la base aérea, en donde se considera el caudal medio de 1.52 lts/seg y 13 horas de servicio al día, con lo cual se tiene 71.14 m³/día.

Tabla XVIII. Períodos de retención en las lagunas de estabilización

laguna	vol m ³	t = vol / 71.14 días
primaria	3659.08	51
secundaria	1298.41	18
terciaria	1387.23	19
		88

6.7 Acumulación de lodo

Se ha visto que únicamente la laguna primaria tiene lodos, la profundidad estimada del lodo seco al distribuirlo uniformemente es de 0.05 m y como el área de la laguna es de 3525.27 m², se tiene un volumen aproximado de lodos de 176.26 m³.

La estimación de la profundidad de lodo seco, se realizó basándose en el levantamiento topográfico (véase figura 43), el cual, si se distribuye uniformemente a lo largo de la línea de medición, se tiene una profundidad promedio de 0.07 m, pero este valor incluye una parte del material arrastrado desde los diques y que se ha mezclado con el lodo seco, el cual se estima en 0.02 m, por lo que la profundidad de lodo seco es de 0.05 m. Otro aspecto a tomar en cuenta, es que la mayor cantidad de lodo se ha acumulado en el vertido de la tubería de ingreso, existiendo varios sectores en la parte central de la laguna sin lodos, por lo que la profundidad encontrada representa un valor promedio de profundidad.

La acumulación de lodo húmedo en las lagunas primarias, está entre 150 a 200 lts/hab/año. Cuando llega el momento de remover los lodos y se procede a drenar y secar la laguna el volumen de lodo seco es del orden de 50 lts/hab/año (Sáenz, 1986).

Tomando en consideración los 176.26 m³ de lodo seco estimado, una población de 500 personas y un período de 10 años sin limpieza, se tiene la siguiente cantidad de lodos por año:

$$\text{cantidad de lodos por año} = \frac{\text{volumen de lodos}}{\text{población} \times \text{tiempo}} \quad (21)$$

$$\text{cantidad de lodos por año} = \frac{176.26 \times 1000}{500 \times 10} = 35 \text{ lts / hab / año}$$

El valor encontrado representa el valor máximo esperado de lodo seco por habitante por año, para la laguna primaria.

Lamentablemente al no estar en funcionamiento las lagunas, no se puede determinar la cantidad de lodo húmedo, pero se puede encontrar una relación en base a los valores propuestos por los investigadores. Entonces para una cantidad de lodo húmedo de 200 lts/hab/año, se tienen 50 lts/hab/año de lodo seco, por tanto para una cantidad de lodo seco de 35 lts/hab/año, se tienen 140 lts/hab/año de lodo húmedo en las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur.

CONCLUSIONES

1. El caudal medio de agua residual que ingresa a las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur, es de 1.52 lts/seg, con un factor día máximo de 1.2 y un factor hora máximo de 1.27, obteniéndose en el muestreo un caudal máximo instantáneo de 2.33 lts/seg y un mínimo instantáneo de 0.55 lts/seg.
2. Para satisfacer las 13 horas de consumo de agua potable al día en la base aérea y abastecer a una población total de 500 personas, se necesita de un caudal medio de agua potable de 1.91 lts/seg, con lo cual, se tiene una dotación de 178.77 lts/hab/día.
3. El factor de retorno a las lagunas de estabilización es de 0.796, lo que es indicativo que el 79.6 % del agua que se consume va directamente a las lagunas de estabilización.
4. Las lagunas de estabilización de la Base Aérea del Sur no están funcionando, a causa de los daños en las obras de infraestructura, los que han sido ocasionados por la falta de mantenimiento oportuno a lo largo de los años de servicio, por lo cual, con un adecuado programa de mantenimiento, se asegura la conservación de los distintos elementos que las conforman, evitándose malos funcionamientos que den origen a bajas eficiencias y por consiguiente causen problemas de salud.

5. El período de retención en las lagunas de estabilización está estimado en 88 días, de los cuales 55 días son para la laguna primaria, 18 para la secundaria y 19 para la terciaria.
6. Originalmente, las lagunas de estabilización fueron diseñadas para una población mucho mayor a la actual, a través de los años, la población en la Base Aérea del sur ha decrecido, por lo que la planta de tratamiento ha aumentado sus períodos de retención, presentando un sobredimensionamiento para tratar los caudales de agua residual actuales.
7. Por los bajos caudales de agua residual que ingresan a las lagunas de estabilización, el desarenador estará trabajando a velocidades bastante bajas y períodos de retención altos, por lo que además de arena se precipitará materia orgánica, lo que da origen al aumento en la frecuencia de limpieza del canal del desarenador.
8. Los problemas de funcionamiento de la red de alcantarillado sanitario en sus últimos tramos se deben, al ingreso de partículas del suelo y basuras en las cajas de registro, por la existencia de tapaderas en mal estado y la falta de protección de la estructura para evitar el arrastre de materiales por parte de las aguas de escorrentía; por otra parte, las tuberías presentan un buen funcionamiento, ya que sus diámetros y pendientes son adecuados originando velocidades del agua que evitan la sedimentación de materia orgánica y erosión en las estructuras de registro.

9. El revestimiento con piedra bola para proteger los taludes de la erosión que provocan los movimientos del agua dentro de la laguna, es un método que presenta una alternativa favorable en lo que respecta a facilidad de construcción, principalmente en los lugares donde se tiene al alcance el material, aunque se ha observado que los daños producidos son causa de la falta de mortero para unir sus unidades y la falta de mantenimiento para limpieza y colocación del mismo, por lo que, al no ligarse perfectamente como unidad de mampostería presenta desprendimientos al paso del tiempo.
10. La erosión eólica y de aguas de escorrentía que presentan los diques de las lagunas, se debe a la falta de protección en la parte seca de los taludes, por lo que en las futuras plantas de tratamiento por lagunaje, se presenta como alternativa proteger sus taludes en la parte seca con grama para evitar que el material erosionado sea depositado en el fondo de la laguna y que cause malos funcionamientos.
11. Las tuberías que ingresan y conectan las lagunas, han sido las más afectadas de todas las obras de infraestructura, por lo que al estar sin funcionamiento, la radiación solar y la quema de vegetación las han destruido, por lo tanto, en las lagunas de estabilización donde se coloquen tuberías sumergidas como en este caso, se debe utilizar tuberías aptas para drenaje, en donde la estructura que la sustenta en el fondo, debe prolongarse hasta protegerla en su totalidad; por otra parte, las estructuras que sustentan las tuberías en el fondo de la laguna, han cumplido con su función de evitar obstrucciones en la salida.

RECOMENDACIONES

1. Que la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria, analice con base a los parámetros de diseño y de calidad del agua tratada, la opción de poner a operar 2 lagunas, de acuerdo a las medidas de corrección propuestas en este trabajo y utilizar la tercera laguna para operaciones de mantenimiento, para evitar interrumpir el tratamiento al momento de realizar reparaciones o limpieza en las lagunas, o la de utilizar las tres lagunas; además analizar la opción de construir un *by-pass*, para facilitar las futuras actividades de mantenimiento que permitan desviar el agua residual hacia la laguna terciaria.
2. Implementar medidas de seguridad en la planta de tratamiento, colocando una cerca en las lagunas de estabilización y señales visuales que eviten que personas ajenas ingresen a las instalaciones, asimismo, utilizar equipo de protección tal como botas y guantes, para evitar mordeduras de serpientes y evitar manipular de forma directa el agua residual.
3. Instaurar un programa para el control de las lagunas de estabilización, que permita que el encargado de la planta de tratamiento mida con frecuencia los caudales que entran y salen de las lagunas por medio de los medidores de caudal instalados, asimismo, lleve un registro sobre aspectos observados en el color del agua, proliferación de insectos, malos olores, presencia de material flotante, crecimiento de vegetación y fallas que se presenten en la infraestructura, para que sean de utilidad al especialista en ingeniería sanitaria quién mida con cierta frecuencia la eficiencia en el tratamiento.

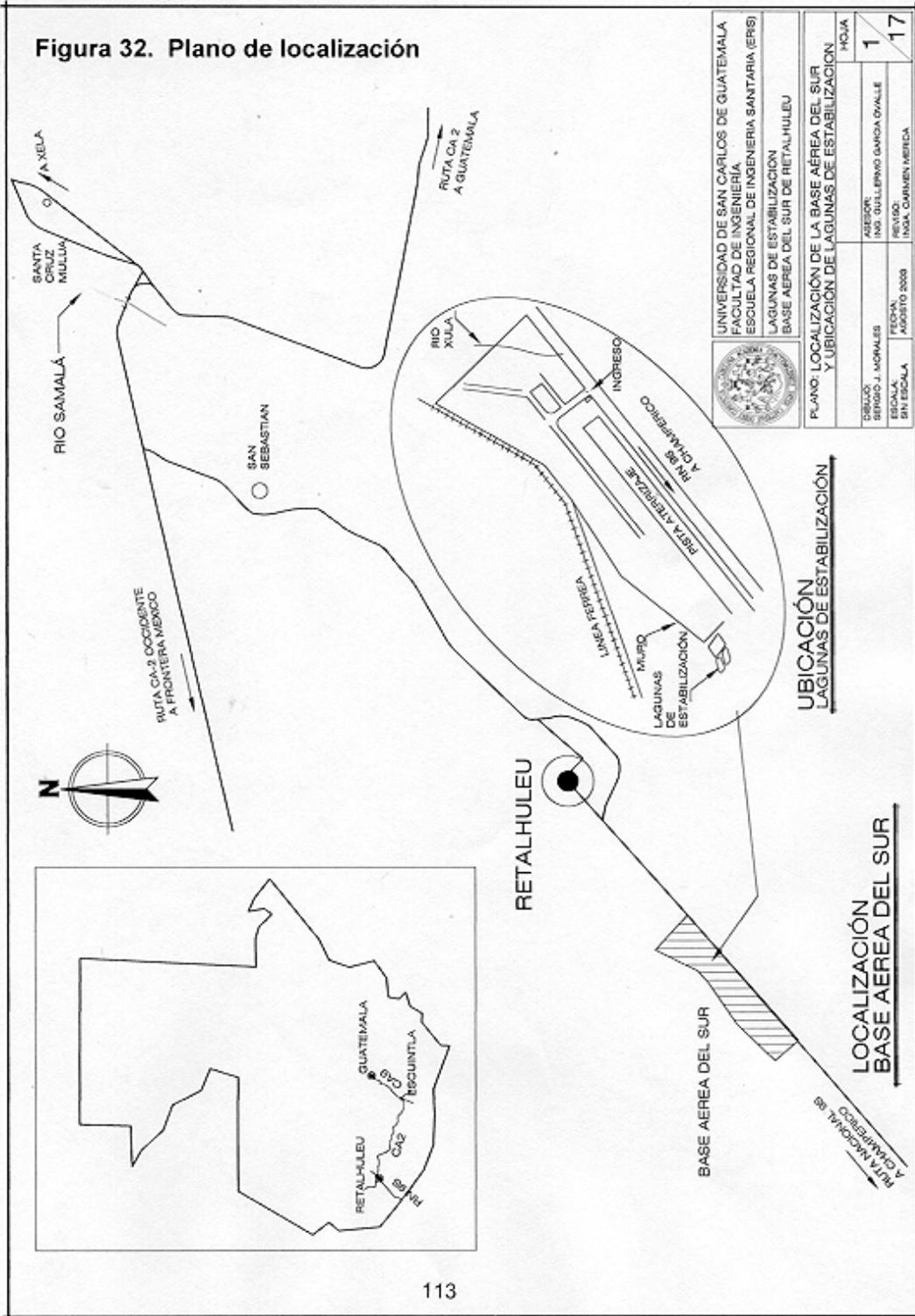
4. Establecer un programa de mantenimiento, de acuerdo a las medidas propuestas en el presente trabajo, para las obras de pretratamiento, red de alcantarillado sanitario y lagunas de estabilización, para conservar las estructuras en condiciones favorables que permitan su adecuado funcionamiento.
5. Construir unas rejillas a la entrada de las lagunas de estabilización para retener los sólidos entre 2 y 5 cms que puedan causar obstrucciones en los distintos elementos de la instalación y retener material flotante que dificulte el tratamiento, según propuesta de diseño realizada en este documento.
6. Seleccionar un sitio adecuado alejado de las lagunas y de la población para enterrar los desechos provenientes de las rejillas, desarenador, lagunas de estabilización y cajas de registro para evitar proliferación de insectos, malos olores y en general problemas de salud.

BIBLIOGRAFIA

1. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua (CIDTA). **Tratamiento de aguas residuales, unidad 6, lagunas**. Documento de curso interactivo. España, universidad de Salamanca. http://cidta.usal.es/Unidad_H/Edar/Unidades/PRINCIPAL/principa6.htm
2. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua (CIDTA). **Lagunas**. Documentos de consulta. España, universidad de Salamanca. http://cidta.usal.es/Unidad_H/Edar/Unidades/LIBROS/logo/IndiDoc.htm
3. Coyoy López, Erick Giovanni. Desarenadores y dispositivos de control de sedimentos. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1991. 91 pp.
4. Crites, Ron y George Tchobanoglous. **Sistema de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados**. (3 volúmenes) Colombia: Editorial McGraw Hill, 2000. 1043 pp.
5. De Azevedo Netto, J.M. y Guillermo Acosta Alvarez. **Manual de hidráulica**. 6ª ed. México: Editorial Harla, 1976. 578 pp.
6. French, Richard H. **Hidráulica de canales abiertos**. México: Editorial McGraw-Hill, 1993. 724 pp

7. Leon Suematsu, Guillermo. Aspectos generales y principios básicos de los sistemas de lagunas de estabilización. Documento CEPIS/OPS/OMS, Colombia: julio 1995.
8. López Cordón, María Magdalena. Aforos en canales y tuberías. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1991. 98 pp.
9. Martínez Sum, Jorge Antonio. Lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 1997. 74 pp.
10. Orozco González, Juan Adolfo. Diseño de drenaje sanitario de aldea San Pedro Petz, municipio de San Pedro Sacatepequez, departamento de San Marcos. Tesis ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1999.
11. Romero Rojas, Jairo Alberto. **Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización.** 3^a. ed. México: Editorial Alfaomega, 1999. 281 pp.
12. Sáenz Forero, Rodolfo. Consideraciones en relación con el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales. Hojas de divulgación técnica CEPIS/OPS/OMS, No. 33, Lima Perú: mayo 1986.
13. Rojas Vargas, Ricardo. Aspectos prácticos de construcción de lagunas de estabilización. Documento CEPIS/OPS/OMS, Lima Perú: noviembre 1990.

Figura 32. Plano de localización



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANTARIA (ERIS)
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU		PLANO: LOCALIZACIÓN DE LA BASE AEREA DEL SUR Y UBICACIÓN DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
AUTOR: INGENIERO GUILLERMO GARCIA OVALLE	FECHA: AGOSTO 2000	HOJA 1 / 17
ESCALA: SIN ESCALA	SERVICIO: INGENIERIA CIVIL	INGENIERO:

Figura 33. Plano de ubicación

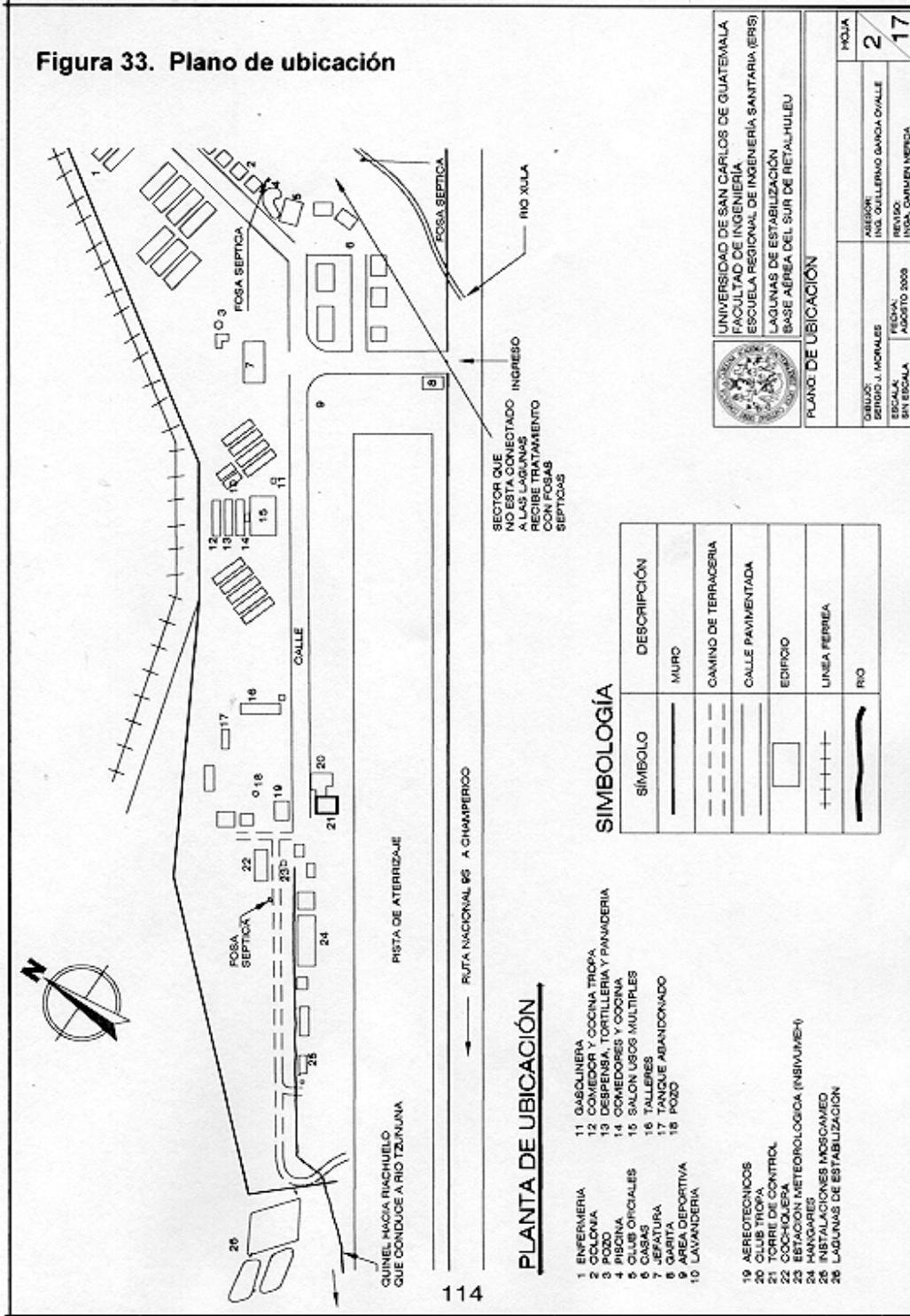
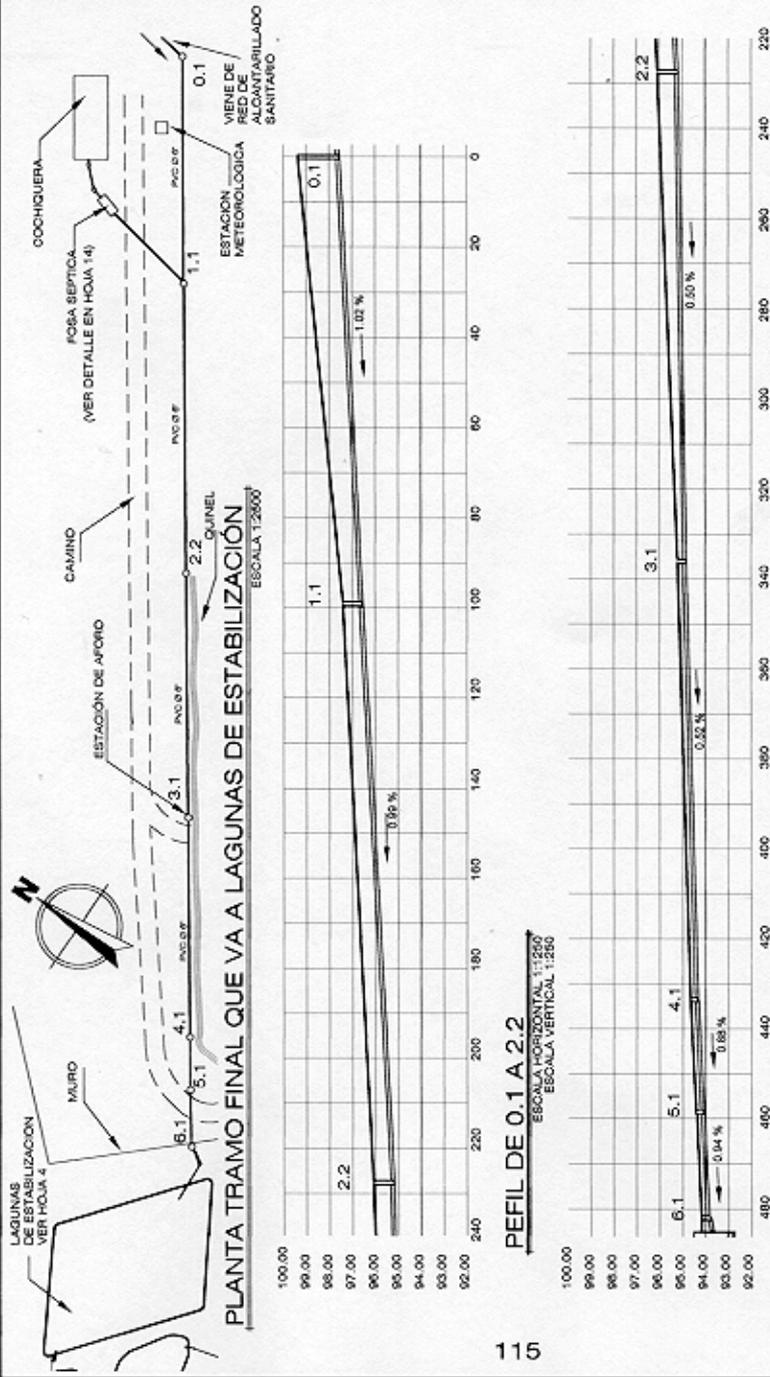


Figura 34. Plano de alcantarillado sanitario



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERS)

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 BASE AEREA DEL SUR DE RETAHULEU

PLANO: RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 BASE AEREA DEL SUR

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO: CALUZO
 CURSIVO DE INGENIEROS DEL IBERO: SENDO J. MORALES
 DIBUJO: SENDO J. MORALES
 ASESOR: ING. GUILBERMO GARCIA OVALLE

ESCALA: 1:2000
 FECHA: ABRIL 2008
 REVISO: ING. CARMEN MEREDA

HOJA 3
 17

NOTAS:
 -> % DIRECCION Y PORCENTAJE DE PENDIENTE
 o CAJA DE REGISTRO Ø 0.90

TOODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.

RUMBOS Y DISTANCIAS			
E	PO	RUMBO	DIRT.
0.1	1.1	S 47° 13' 54.27" W	99.04
1.1	2.2	S 47° 12' 3.29" W	128.46
2.2	3.1	S 47° 12' 5.55" W	108.51
3.1	4.1	S 47° 13' 19.31" W	97.53
4.1	5.1	S 47° 07' 1.51" E	25.06
5.1	6.1	S 48° 29' 49.66" E	23.33

Figura 36. Plano de Secciones (A)

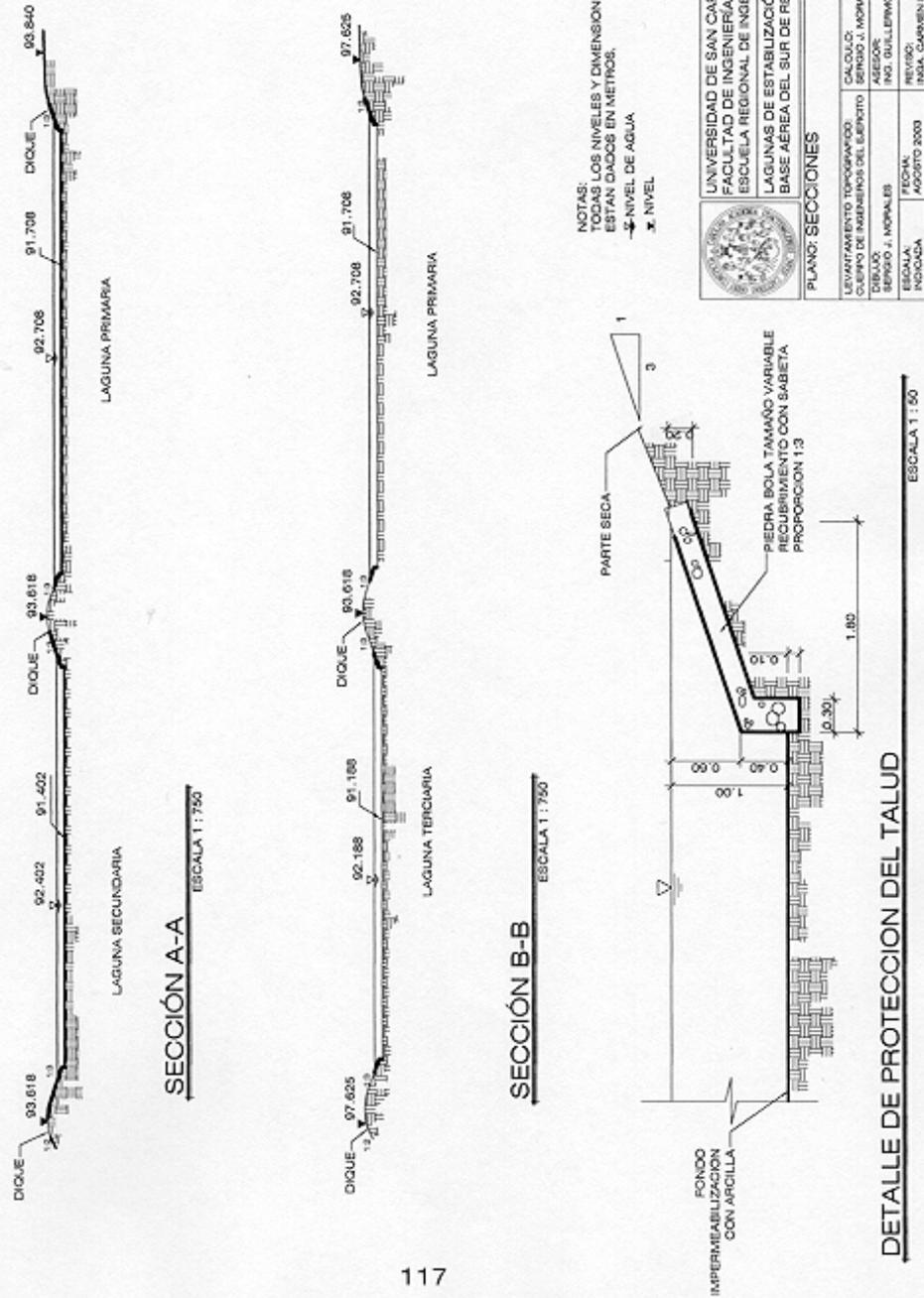
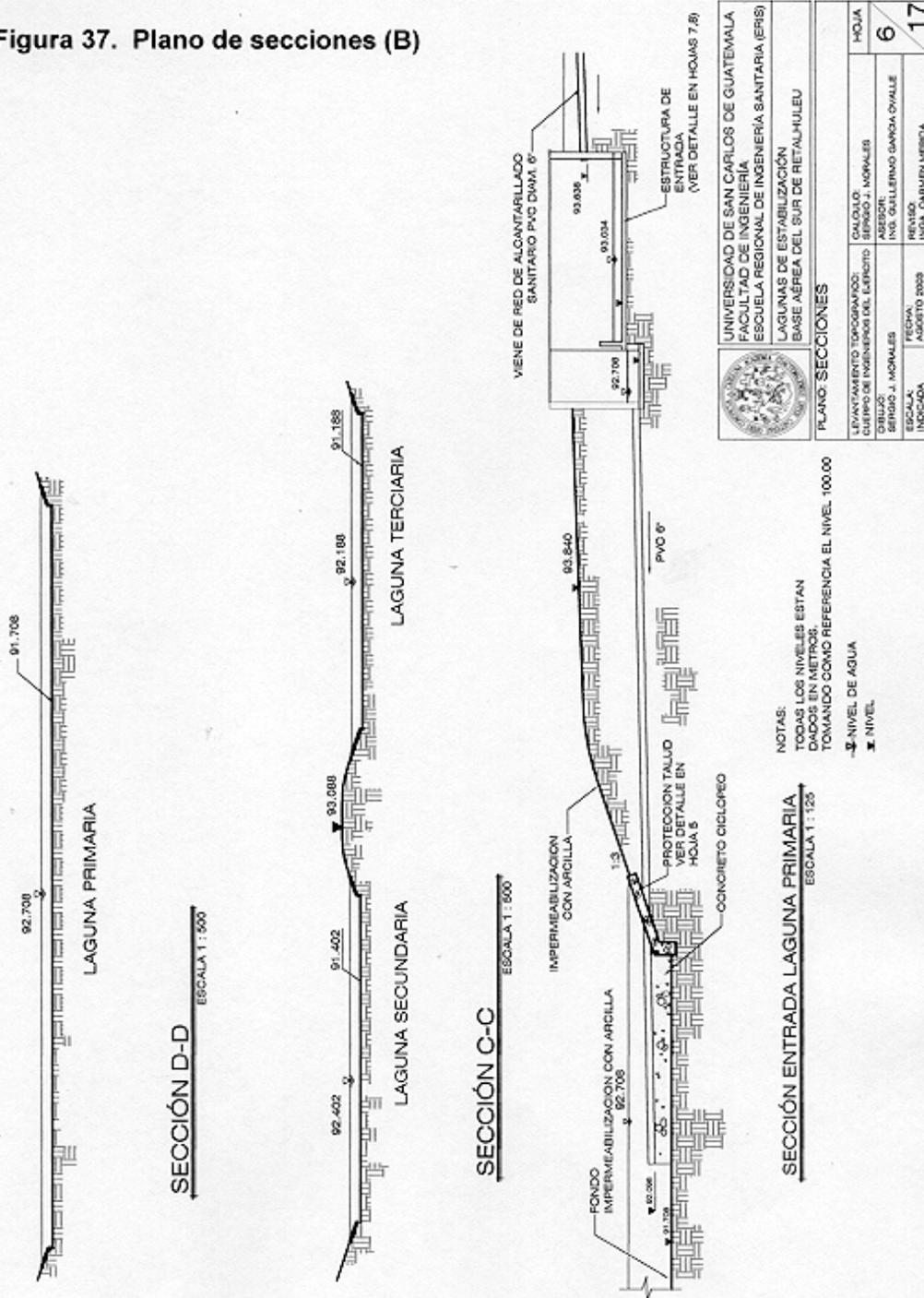


Figura 37. Plano de secciones (B)



NOTAS:
 TODOS LOS NIVELES ESTAN DADOS EN METROS, TOMANDO COMO REFERENCIA EL NIVEL 100.00
 ↓ NIVEL DE AGUA
 ✕ NIVEL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)

LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU

PLANO: SECCIONES

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO: SERGIO J. MORALES	CALCULO: SERGIO J. MORALES	HOJA
DISEÑO: SERGIO J. MORALES	REVISOR: ING. GUILLERMO GARCIA OVALLE	6
ESCALA: INDICADA	FECHA: AGOSTO 2009	17
INDICADA	INDICADA	INDICADA

Figura 38. Detalle de estructura de entrada (A)

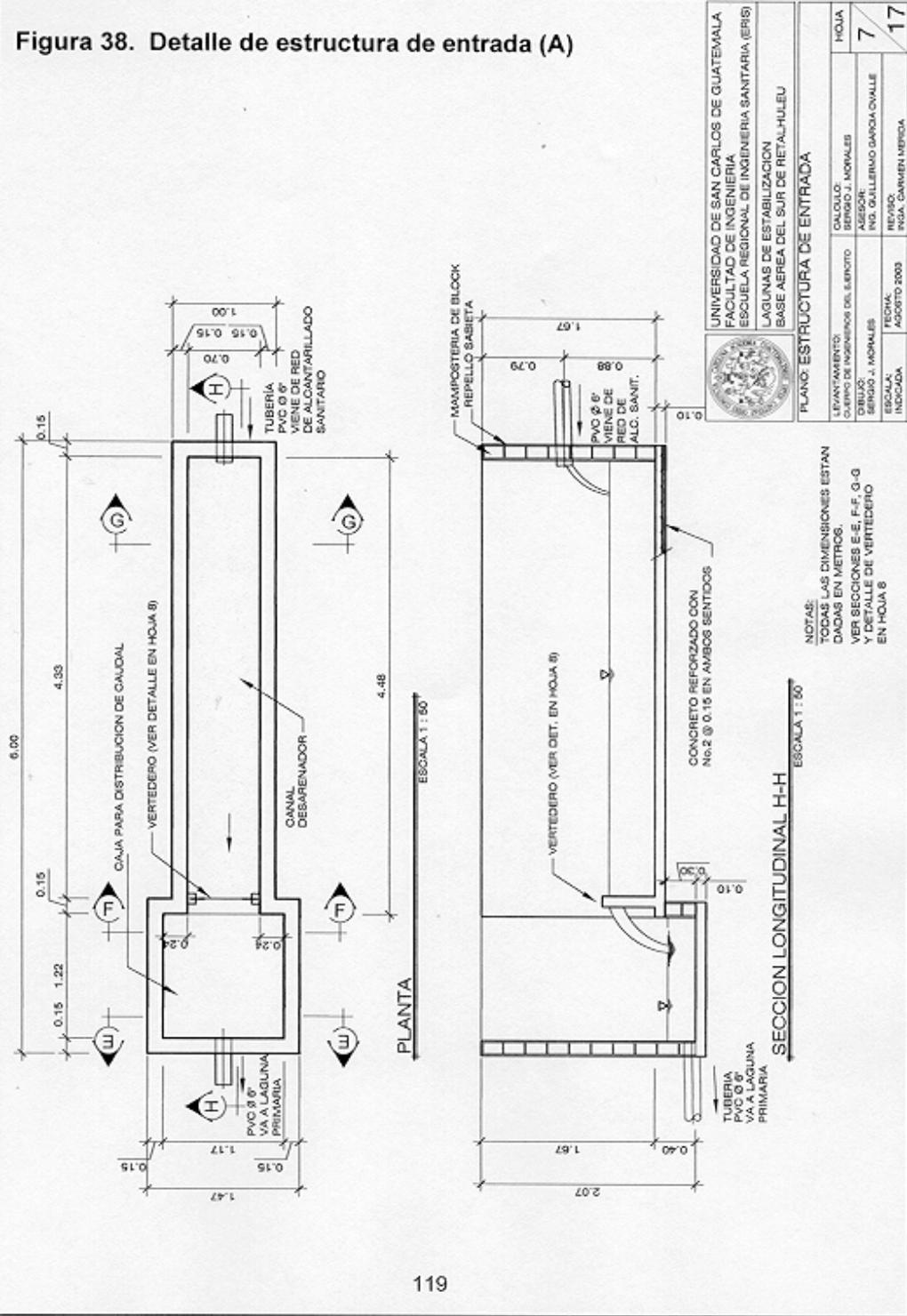
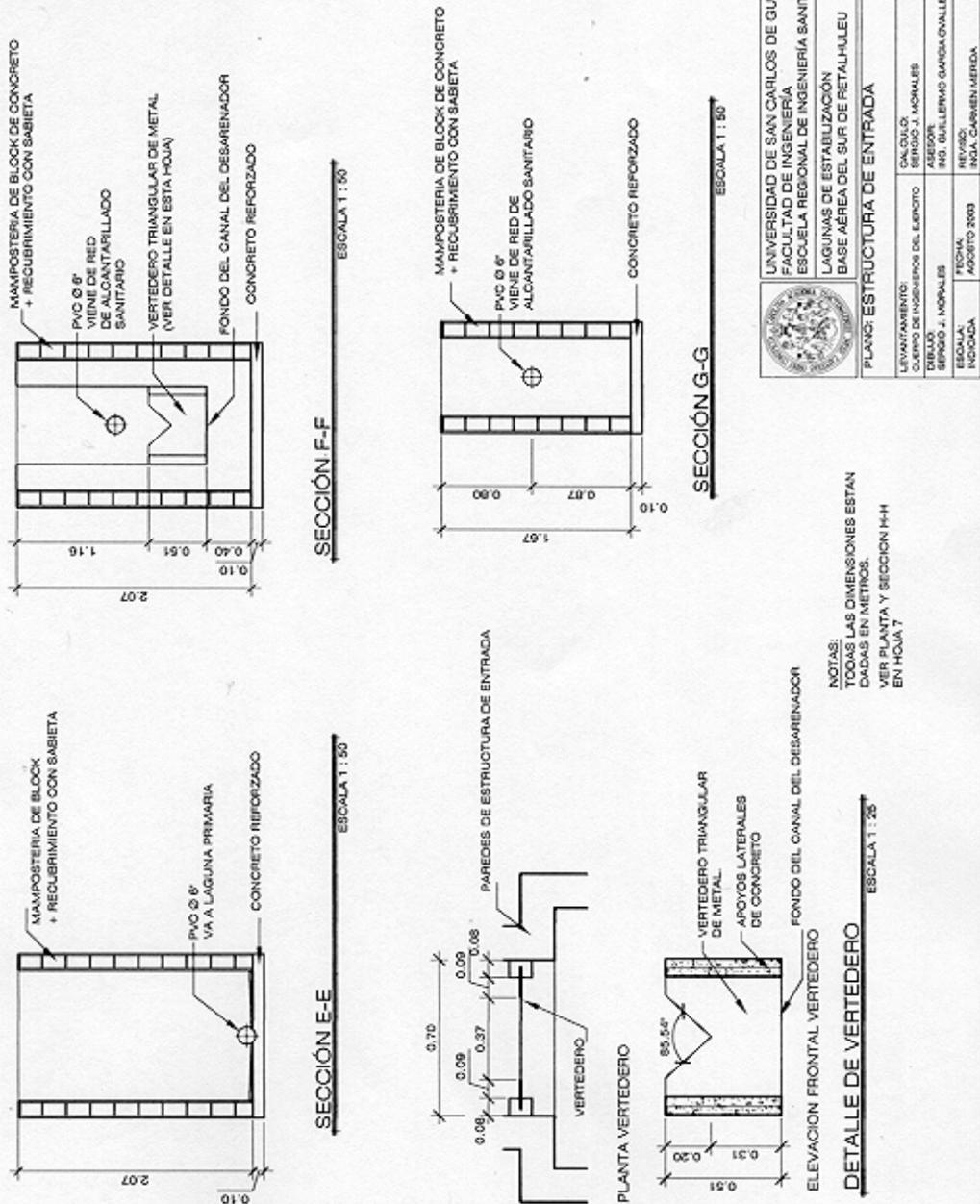


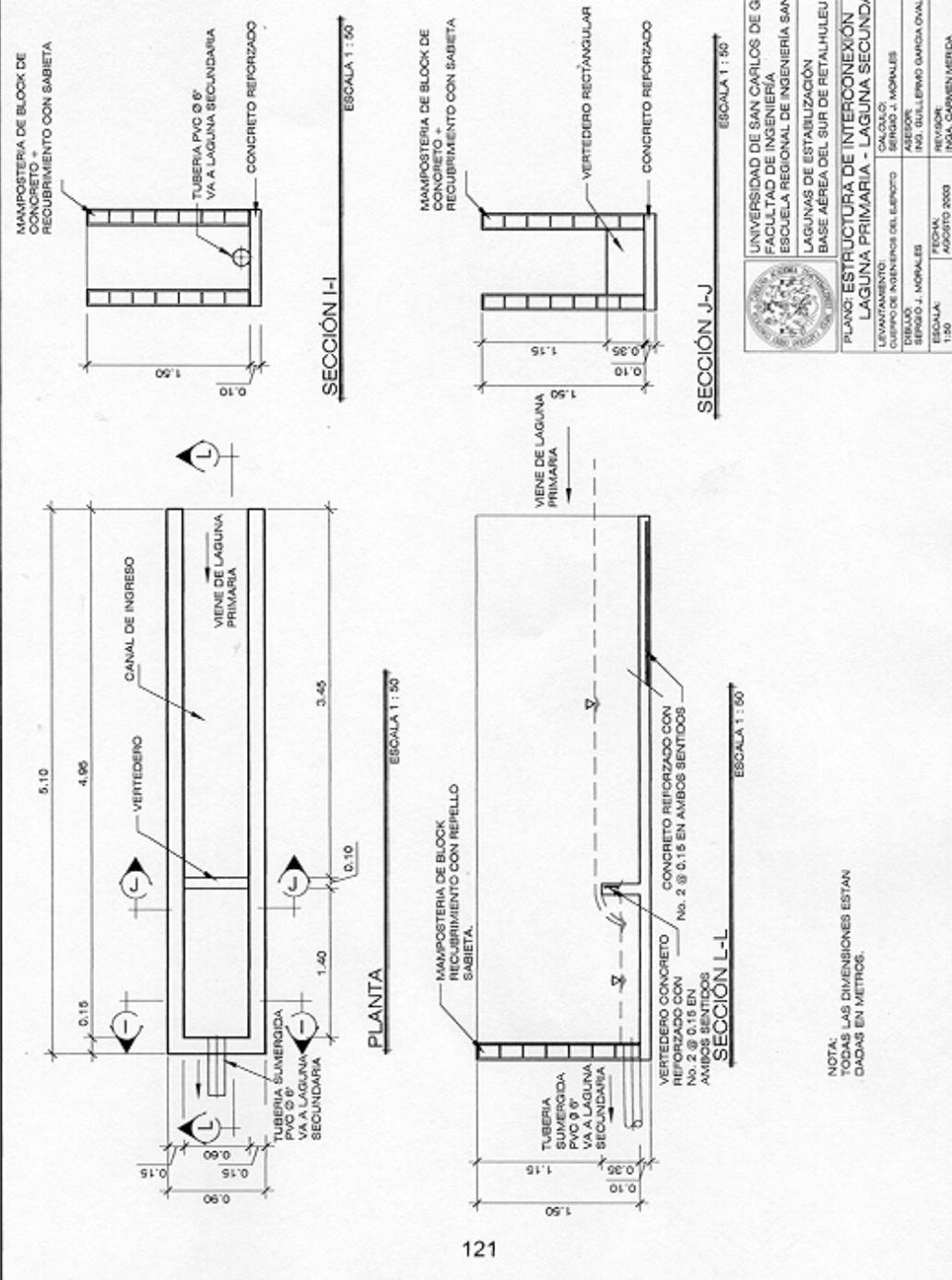
Figura 39. Detalle de estructura de entrada (B)



NOTAS:
TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
VER PLANTA Y SECCION H-H EN HOJA 7

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)	
PLAN: ESTRUCTURA DE ENTRADA		BASE AREA DEL SUR DE RETALHULEU	
LEVANTAMIENTO:	ING. JULIO	CALCULO:	ING. J. NORALES
DISEÑO:	ING. J. NORALES	ASESOR:	ING. GUILHERMO GARCIA GONZALEZ
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	AGOSTO 2003
INDICADA:		REVISOR:	ING. CARMEN MERIDA
HOJA		8	
17		17	

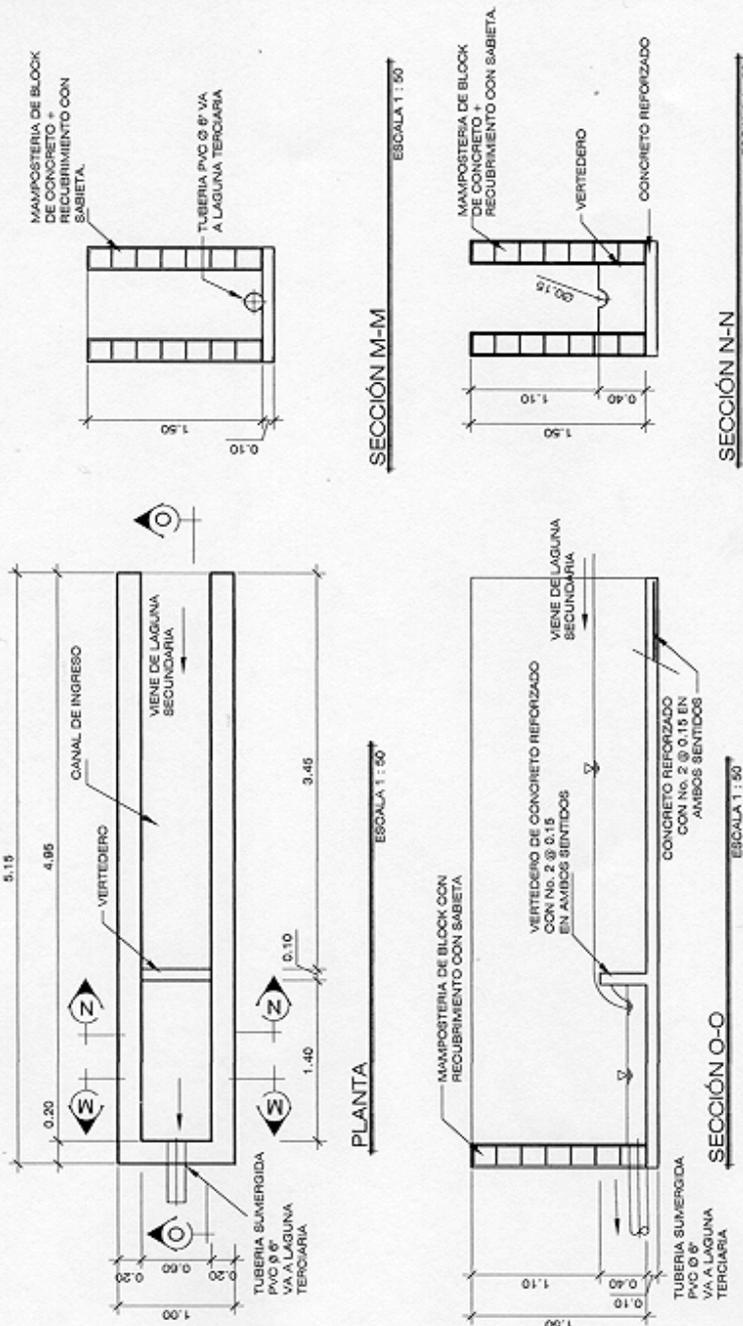
Figura 40. Detalle de estructura de interconexión 1-2



NOTA:
TODAS LAS DIVISIONES ESTAN
DADAS EN METROS.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)	
		LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	
BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU		LAGUNA PRIMARIA - LAGUNA SECUNDARIA	
LEVANTAMIENTO		CALCULO:	
PROYECTO DE INGENIERIA DEL ESPACIO		INGENIERO J. MORALES	
DISEÑO		ING. GUILLELMO GARCIA OVALLE	
REVISOR		ING. GARCIA OVALLE	
FECHA		AGOSTO 2000	
ESCALA		1:50	
HOJA		9	
TOTAL		17	

Figura 41. Detalle de estructura de interconexión 2-3



NOTA:
TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN
DADAS EN METROS.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA (ERIS)	
	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN BASE AÉREA DEL SUR DE RETALHULEU	
PLANO: ESTRUCTURA DE INTERCONEXION LAGUNA SECUNDARIA - LAGUNA TERCERIA		
LEVANTAMIENTO:	DAL OLIO	HOJA
CUERPO DE INGENIEROS DEL SERVICIO	SERGIO J. MORALES	10
DISEÑO:	SERGIO J. MORALES	ASESOR:
ESCALA:	1:50	ING. GUILLERMO GARCIA OVALLÉ
FECHA:	AGOSTO 2003	REVISOR:
		ING. CARMEN MERIDA
		17

Figura 42. Detalle de estructura de salida

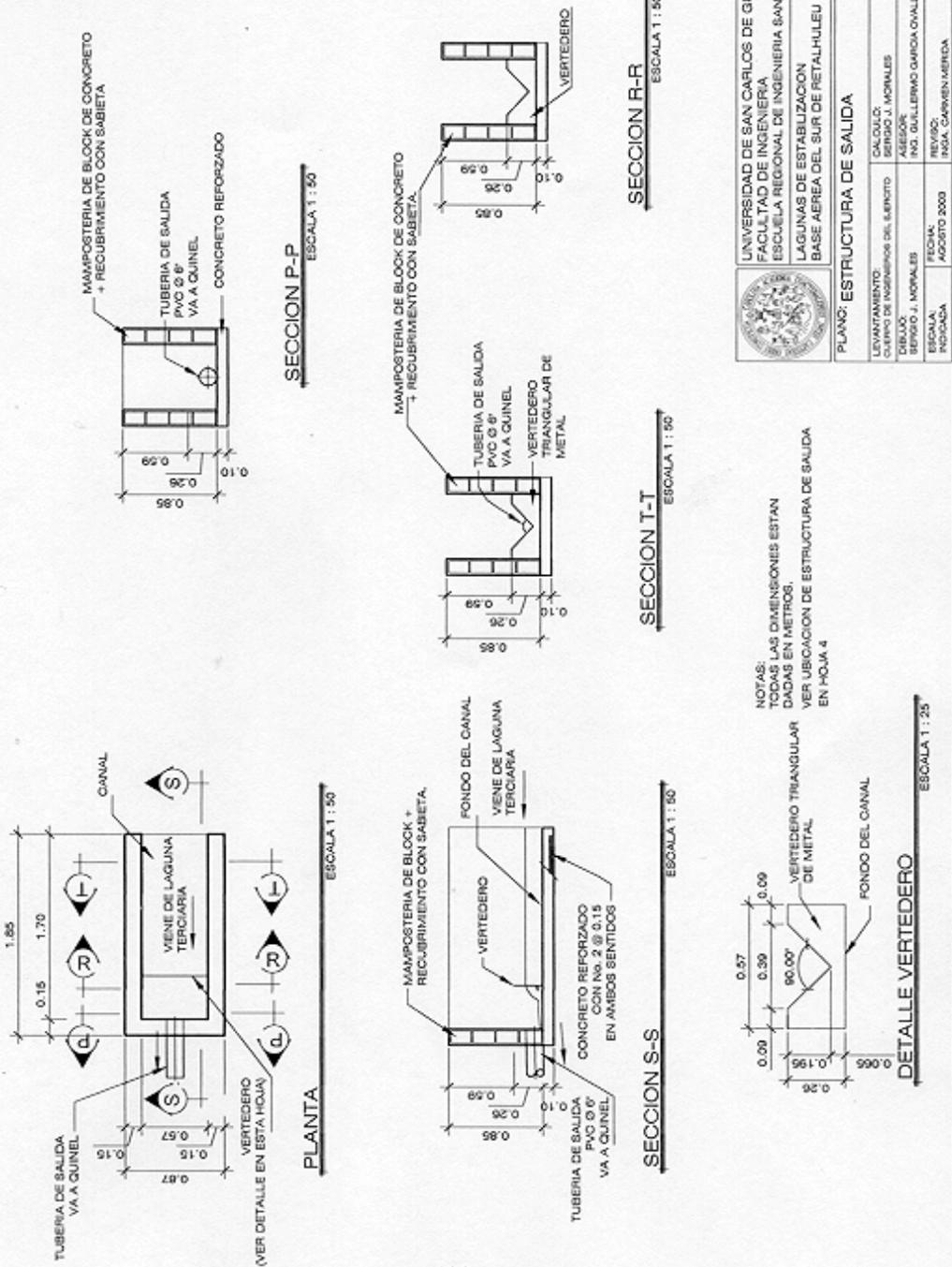


Figura 43. Plano de perfil de lodos

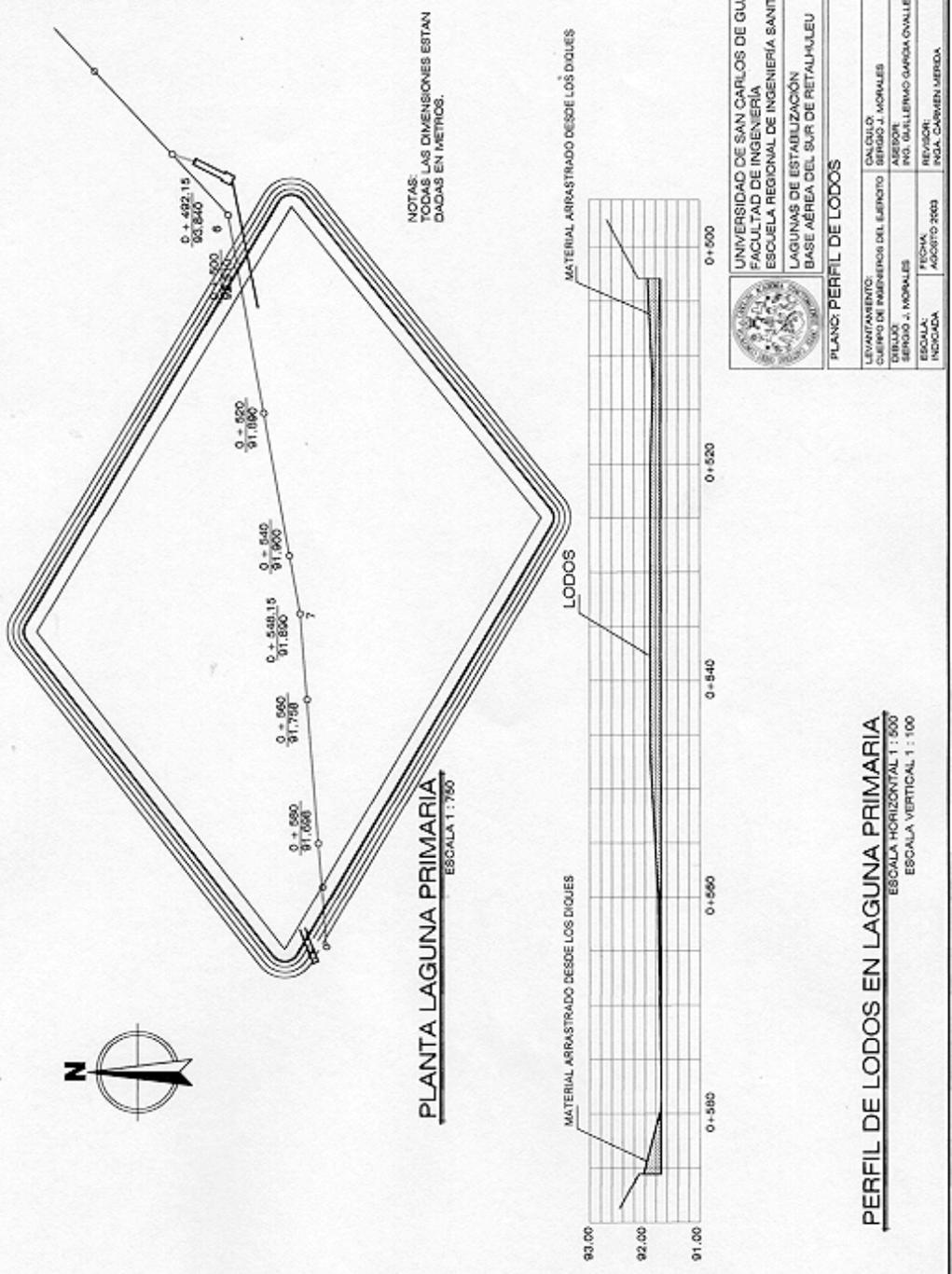
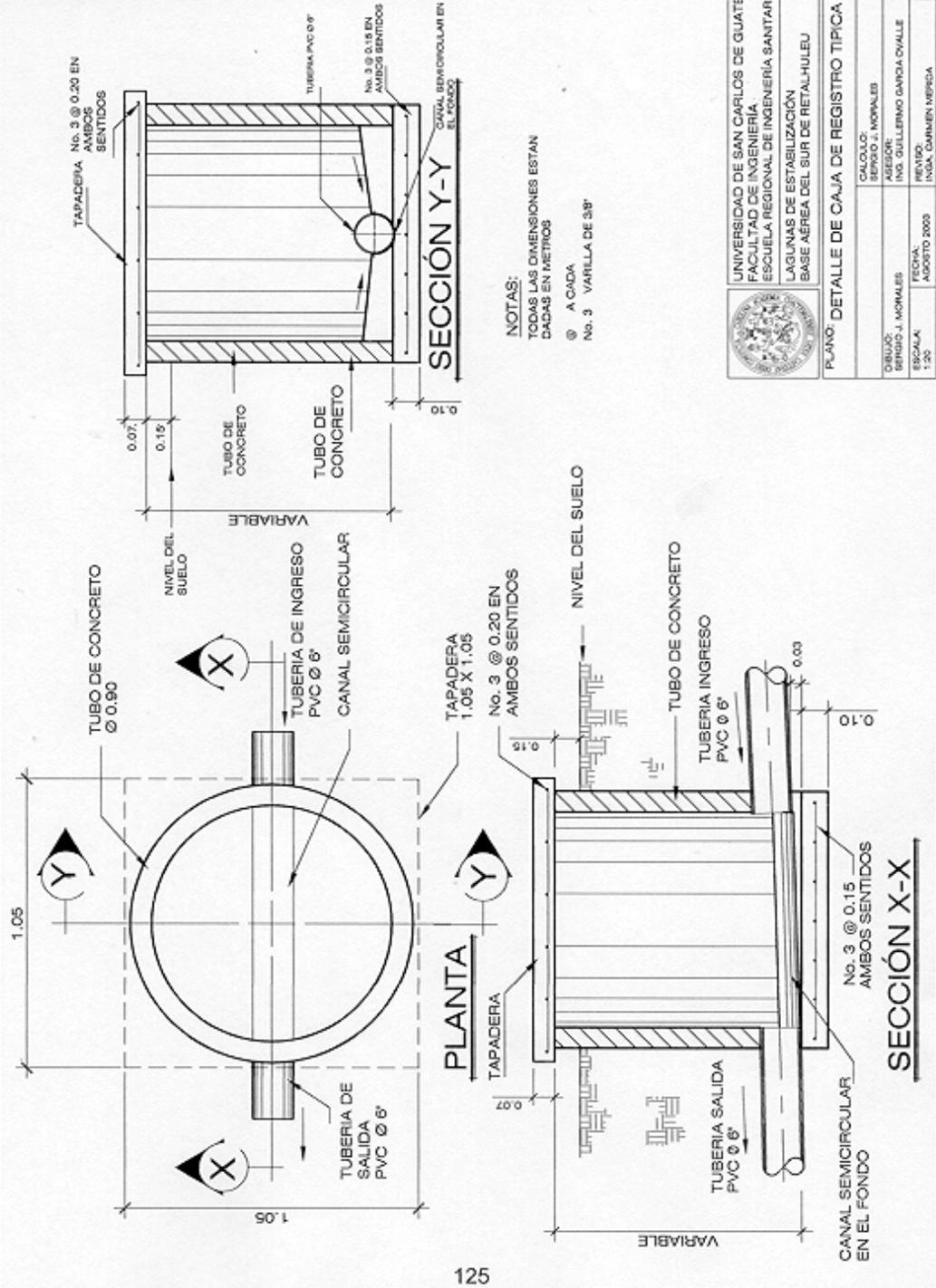


Figura 44. Detalle de caja de registro



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU		PLANO: DETALLE DE CAJA DE REGISTRO TIPICA
CALUCCO: INGEN. J. MONALES	HOJA 13/17	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CUBILCO: INGEN. J. MONALES	INGEN. GUILLERMO GARCIA CIVALLE	ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)
ESCALA: 1:30	FECHA: AGOSTO 2003	INGEN. CAMARON MERRICA

Figura 45. Detalle de fosa séptica

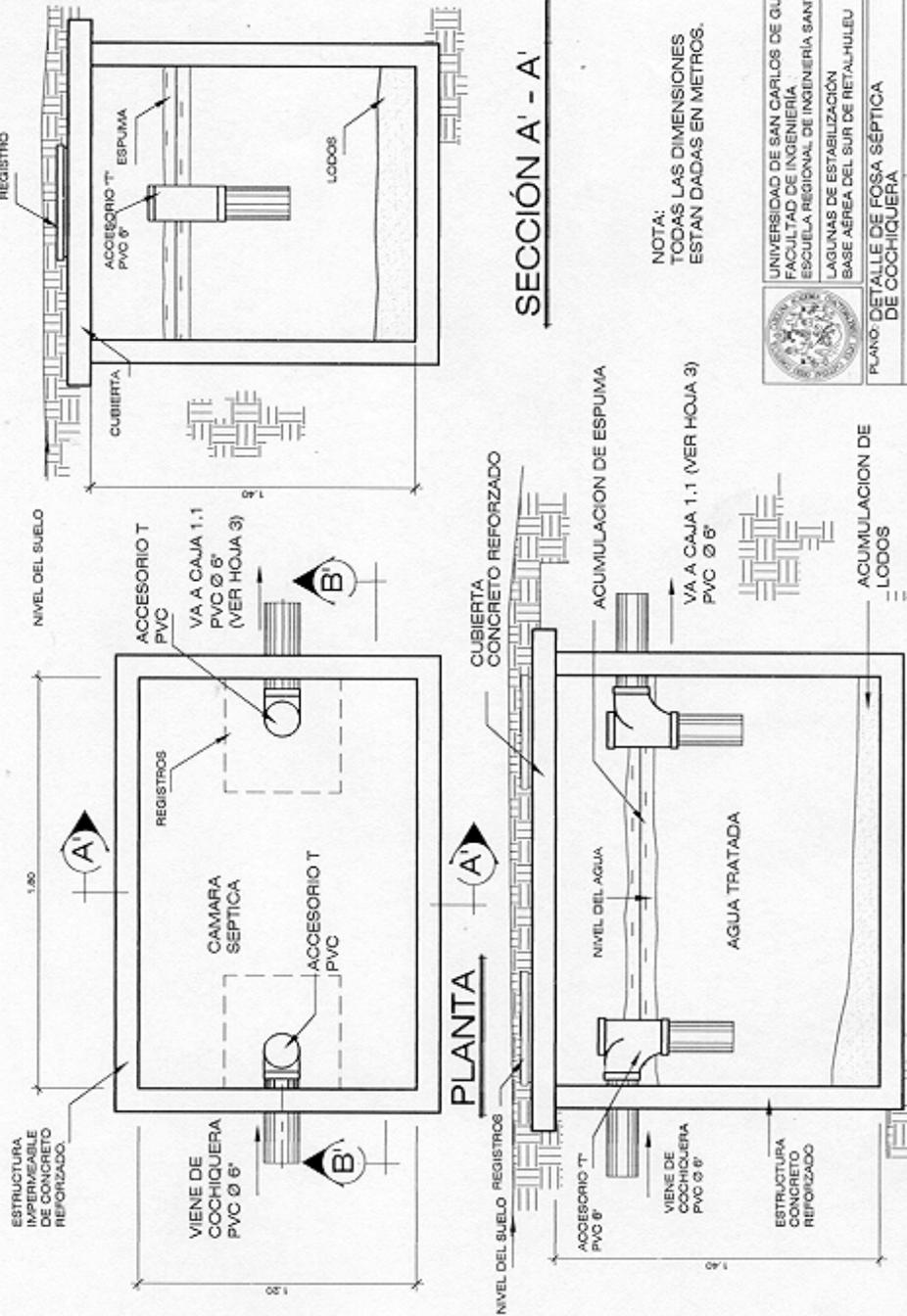
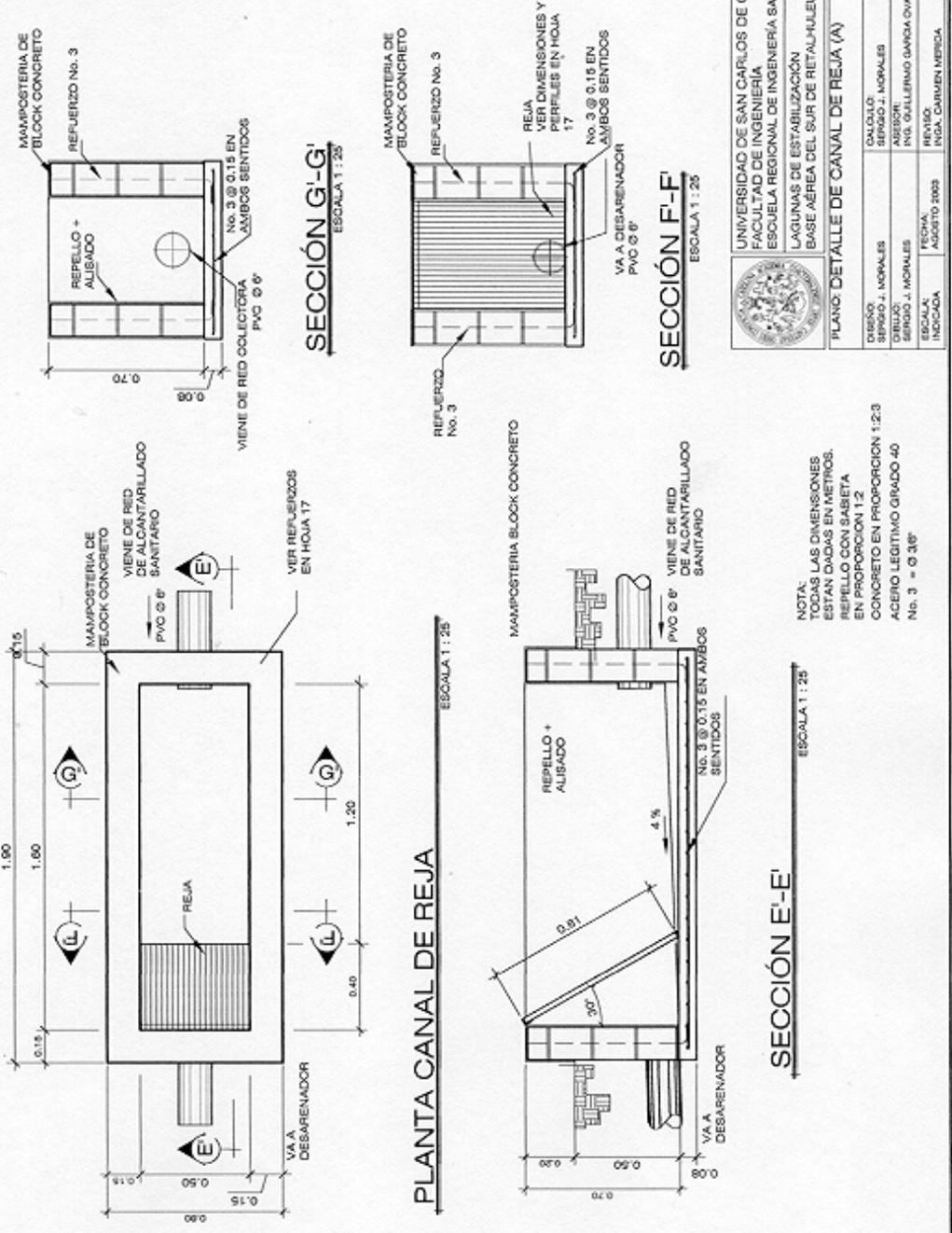
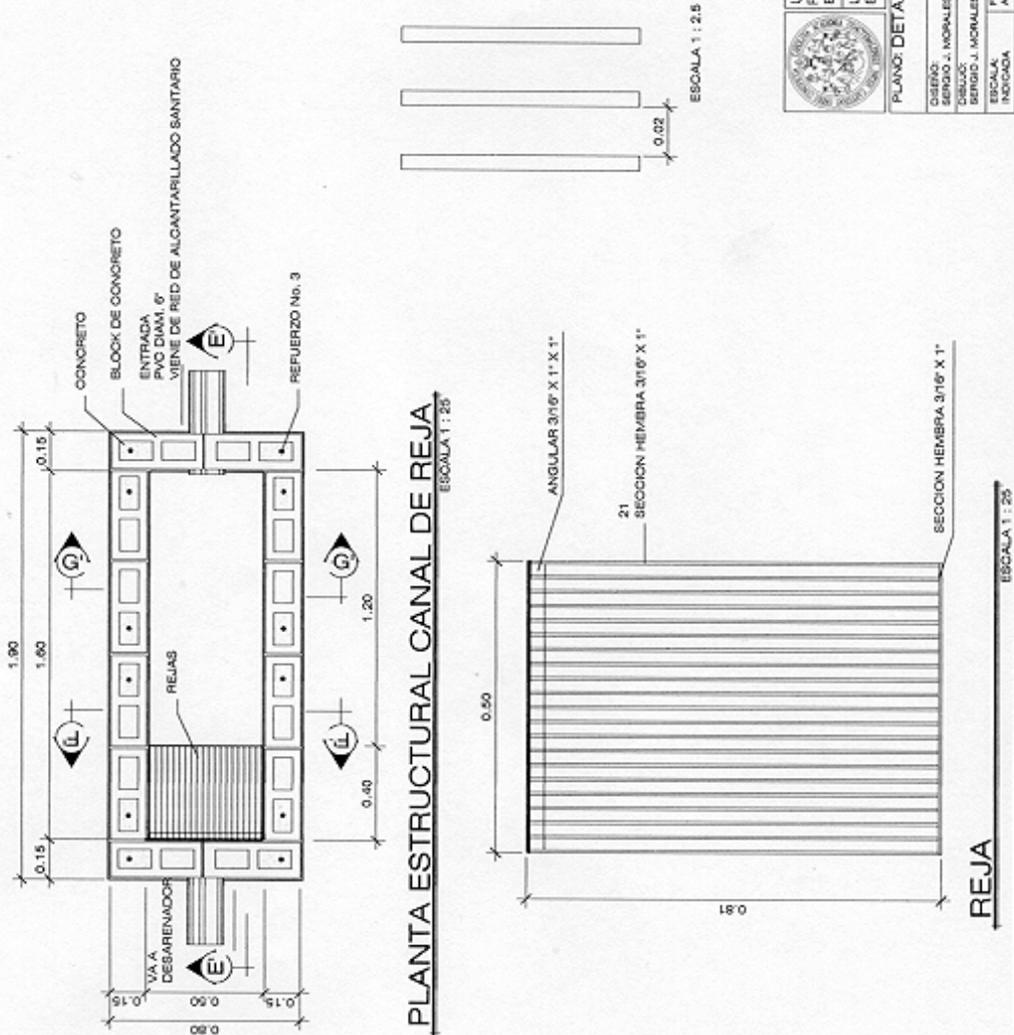


Figura 47. Detalle de canal de rejá (A)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERIA SANITARIA (ERIS)		HOJA	16
LAGUNAS DE ESTABILIZACION BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU		NO. DE HOJA	17
PROYECTO	LAGUNAS DE ESTABILIZACION	FECHA	AGOSTO 2003
CLIENTE	ING. GUILLERMO GARCIA OVALLE	INDICADA	
PROYECTISTA	ING. GUILLERMO GARCIA OVALLE	INDICADA	
REVISOR	ING. CARMEN MERRICA	INDICADA	
APROBADO		INDICADA	

Figura 48. Detalle de canal de reja (B)



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA (IRIS)	
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN BASE AEREA DEL SUR DE RETALHULEU		PLANO: DETALLE DE CANAL DE REJA (B)	
DISEÑO: SERGIO J. NOPALES	CÁLCULO: SERGIO J. NOPALES	HOJA 17	17
ESCALA: INDICADA	FECHA: AGOSTO 2003	INGENIERO ING. GUILLERMO GARCÍA CVALLE	REVISOR INSA GUATEMALA

Tabla XIX. Lectura de caudal para el vertedero a la entrada

h₁ Cms	Caudal lts/seg	h₁ cms	Caudal lts/seg	h₁ cms	Caudal lts/seg	h₁ cms	Caudal lts/seg
1.5	0.04	5.1	0.75	8.7	2.85	12.3	6.77
1.6	0.04	5.2	0.79	8.8	2.93	12.4	6.91
1.7	0.05	5.3	0.83	8.9	3.02	12.5	7.05
1.8	0.06	5.4	0.86	9.0	3.10	12.6	7.19
1.9	0.06	5.5	0.91	9.1	3.19	12.7	7.33
2.0	0.07	5.6	0.95	9.2	3.28	12.8	7.48
2.1	0.08	5.7	0.99	9.3	3.37	12.9	7.63
2.2	0.09	5.8	1.03	9.4	3.46	13.0	7.78
2.3	0.10	5.9	1.08	9.5	3.55	13.1	7.93
2.4	0.11	6.0	1.13	9.6	3.64	13.2	8.08
2.5	0.13	6.1	1.17	9.7	3.74	13.3	8.23
2.6	0.14	6.2	1.22	9.8	3.84	13.4	8.39
2.7	0.15	6.3	1.27	9.9	3.93	13.5	8.54
2.8	0.17	6.4	1.32	10.0	4.04	13.6	8.70
2.9	0.18	6.5	1.37	10.1	4.14	13.7	8.86
3.0	0.20	6.6	1.43	10.2	4.24	13.8	9.03
3.1	0.22	6.7	1.48	10.3	4.34	13.9	9.19
3.2	0.23	6.8	1.54	10.4	4.45	14.0	9.36
3.3	0.25	6.9	1.60	10.5	4.56	14.1	9.53
3.4	0.27	7.0	1.65	10.6	4.67	14.2	9.70
3.5	0.29	7.1	1.71	10.7	4.78	14.3	9.87
3.6	0.31	7.2	1.77	10.8	4.89	14.4	10.04
3.7	0.34	7.3	1.84	10.9	5.01	14.5	10.22
3.8	0.36	7.4	1.90	11.0	5.12	14.6	10.39
3.9	0.38	7.5	1.97	11.1	5.24	14.7	10.57
4.0	0.41	7.6	2.03	11.2	5.36	14.8	10.75
4.1	0.43	7.7	2.10	11.3	5.48	14.9	10.93
4.2	0.46	7.8	2.17	11.4	5.60	15.0	11.12
4.3	0.49	7.9	2.24	11.5	5.72	15.1	11.31
4.4	0.52	8.0	2.31	11.6	5.85	15.2	11.49
4.5	0.55	8.1	2.38	11.7	5.97	15.3	11.68
4.6	0.58	8.2	2.46	11.8	6.10	15.4	11.88
4.7	0.61	8.3	2.53	11.9	6.23	15.5	12.07
4.8	0.64	8.4	2.61	12.0	6.37	15.6	12.26
4.9	0.68	8.5	2.69	12.1	6.50	15.7	12.46
5.0	0.71	8.6	2.77	12.2	6.63	15.8	12.66

Tabla XX. Lectura de caudal para el vertedero a la salida

h₁ cms	Caudal lts/seg	h₁ cms	Caudal lts/seg	h cms	Caudal lts/seg	h₁ cms	Caudal lts/seg
1.5	0.04	5.1	0.81	8.7	3.08	12.3	7.32
1.6	0.04	5.2	0.85	8.8	3.17	12.4	7.47
1.7	0.05	5.3	0.89	8.9	3.26	12.5	7.62
1.8	0.06	5.4	0.94	9.0	3.35	12.6	7.78
1.9	0.07	5.5	0.98	9.1	3.45	12.7	7.93
2.0	0.08	5.6	1.02	9.2	3.54	12.8	8.09
2.1	0.09	5.7	1.07	9.3	3.64	12.9	8.25
2.2	0.10	5.8	1.12	9.4	3.74	13.0	8.41
2.3	0.11	5.9	1.17	9.5	3.84	13.1	8.57
2.4	0.12	6.0	1.22	9.6	3.94	13.2	8.74
2.5	0.14	6.1	1.27	9.7	4.04	13.3	8.90
2.6	0.15	6.2	1.32	9.8	4.15	13.4	9.07
2.7	0.17	6.3	1.37	9.9	4.26	13.5	9.24
2.8	0.18	6.4	1.43	10.0	4.36	13.6	9.41
2.9	0.20	6.5	1.49	10.1	4.47	13.7	9.59
3.0	0.22	6.6	1.54	10.2	4.59	13.8	9.76
3.1	0.23	6.7	1.60	10.3	4.70	13.9	9.94
3.2	0.25	6.8	1.66	10.4	4.81	14.0	10.12
3.3	0.27	6.9	1.73	10.5	4.93	14.1	10.30
3.4	0.29	7.0	1.79	10.6	5.05	14.2	10.49
3.5	0.32	7.1	1.85	10.7	5.17	14.3	10.67
3.6	0.34	7.2	1.92	10.8	5.29	14.4	10.86
3.7	0.36	7.3	1.99	10.9	5.41	14.5	11.05
3.8	0.39	7.4	2.06	11.0	5.54	14.6	11.24
3.9	0.41	7.5	2.13	11.1	5.66	14.7	11.43
4.0	0.44	7.6	2.20	11.2	5.79	14.8	11.63
4.1	0.47	7.7	2.27	11.3	5.92	14.9	11.83
4.2	0.50	7.8	2.34	11.4	6.06	15.0	12.03
4.3	0.53	7.9	2.42	11.5	6.19	15.1	12.23
4.4	0.56	8.0	2.50	11.6	6.32	15.2	12.43
4.5	0.59	8.1	2.58	11.7	6.46	15.3	12.64
4.6	0.63	8.2	2.66	11.8	6.60	15.4	12.84
4.7	0.66	8.3	2.74	11.9	6.74	15.5	13.05
4.8	0.70	8.4	2.82	12.0	6.88	15.6	13.26
4.9	0.73	8.5	2.91	12.1	7.03	15.7	13.48
5.0	0.77	8.6	2.99	12.2	7.17	15.8	13.69

ANEXO

Tabla XXI. Valores climáticos promedios para Retalhuleu

Estación: Retalhuleu

Latitud: 14°31'19" Norte

Longitud: 91°41'48" Oeste

Altura: 205 MSNM

VARIABLE	DIM	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
temperatura media	°C	26.9	27.6	28.3	28.6	28.1	27.4	27.3	27.1	26.3	26.6	26.7	26.7	27.2
Temperatura máxima promedio	°C	34.5	34.9	35.6	35.5	34.2	33.0	33.3	33.6	32.5	32.6	33.4	34.1	33.9
Temperatura mínima promedio	°C	19.4	20.2	20.9	22.1	22.4	22.0	21.5	21.6	21.8	21.3	21.2	19.9	21.2
Temperatura máxima absoluta	°C	37.6	38.0	38.2	39.0	39.8	37.4	37.0	36.4	35.6	36.2	38.2	36.8	39.8
Temperatura mínima absoluta	°C	16.8	16.8	17.4	19.0	18.8	19.8	19.0	17.0	19.6	18.6	18.0	16.0	16.0
humedad relativa media	%	60	56	56	61	69	74	72	72	72	77	70	64	66
Precipitación	mm	9.7	12.2	47.0	152.3	350.6	453.1	362.1	360.1	578.6	412.2	162.9	46.2	2946.9
Precipitación máxima registrada	mm	30.8	72.6	91.8	325.5	700.6	707.0	573.4	610.4	1170.1	581.3	399.1	104.9	3987.6
Precipitación mínima registrada	mm	0.0	0.0	0.0	5.1	32.5	225.2	225.2	180.1	390.3	222.6	17.3	0.0	2387.6
días promedio de lluvia	días	1	2	4	12	20	22	22	22	25	23	11	2	166
días máximos de lluvia	días	4	6	9	22	29	27	25	28	28	26	19	5	189
días mínimos de lluvia	días	0	0	0	3	6	16	15	17	20	18	4	0	143
nubosidad	octas	2	3	3	4	6	7	6	6	7	6	4	3	5
velocidad del viento	km/h	5.8	6.4	6.2	6.0	4.8	4.6	4.9	4.9	4.5	4.5	4.4	4.9	5.2
presión	mm	741.1	740.4	740.4	740.1	740.1	740.5	741.0	740.8	740.1	740.3	740.8	740.7	740.5

Fuente: INSIVUMEH, Tablas de valores climatológicos mensuales y anuales de la estación Retalhuleu del año 1990 a 2002.

Estación: El Asintal

Latitud: 14°35'18" Norte

Longitud: 91°43'28" Oeste

Altura: 355 MSNM

VARIABLE	DIM	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Evaporación piche	mm	3.6	3.9	4.0	3.3	2.5	2.5	2.5	2.4	2.1	2.1	2.4	2.8	2.9

Fuente: INSIVUMEH, Tabla de valores de evaporación piche mensuales y anuales de la estación El Asintal del año 1990 a 1998.

