

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO D
SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 1
TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS CON
REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

OSCAR CONTRERAS OSORIO

Lima- Perú

2007

INDICE

Lista de Figuras	3
Lista de tablas	3
Resumen	4
Introducción	6
CAPITULO 1	8
Características de las aguas residuales domésticas	8
1.1 Características físico-químicas y biológicas del agua residual doméstica	8
1.2 Contaminantes de importancia en el tratamiento de agua residual	13
CAPITULO 2	16
Procesos de tratamiento del agua residual doméstica	16
2.1 Tratamientos para la eliminación de materia en suspensión	16
2.2 Tratamientos para la eliminación de materia disuelta	18
2.3 Tratamientos biológicos	19
CAPITULO 3	26
Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas	26
3.1 Selección del tipo de tratamiento	26
3.2 Ubicación de la planta de tratamiento "UNIPAMPA"	32
3.3 Descripción del método seleccionado	33
3.4 Disposición final del efluente	38
CAPITULO 4	39
Diseño, construcción y operación de la planta de tratamiento	39
4.1 Diseño de los componentes	39
4.2 Costos de construcción	54
4.3 Costos de operación de la planta de tratamiento	62
CONCLUSIONES	66
RECOMENDACIONES	67
BIBLIOGRAFÍA	68

ANEXOS

- Anexo 1: Estudio Socioeconómico.
- Anexo 2 Estudio Hidráulico.
- Anexo 3 Estudio Económico-Financiero.
- Anexo 4: Panel Fotográfico.
- Anexo 5 Planos.

Lista de Tablas

Tabla 1.1: Clasificación de los Microorganismos	12
Tabla 1.2: Contaminantes de importancia en aguas residuales	14
Tabla 1.3: Composición típica del ARO	15
Tabla 3.1: Plantas de tratamiento en México	30
Tabla 3.2: Costos de plantas de tratamiento (Sedapal)	30
Tabla 3.3: Costos comparativos de sistemas de tratamiento de agua residual ..	31
Tabla 4.1: Dimensionamiento del medidor Parshall	39
Tabla 4.2: Dimensiones de medidores Parshall	41
Tabla 4.3: Costos de construcción	62
Tabla 4.4: Costos de operación	63
Tabla 4.5: Calificación del Personal	64

Lista de figuras

Figura 1.1: Composición media de las ARO	15
Figura 3.1: Proceso de lodos activados	27
Figura 3.2: Proceso anaerobio (reactor UASB)	30
Figura 3.3: Reactor UASB + Lagunas	32
Figura 3.4: Flujograma de la PTAR UNIPAMPA	33
Figura 3.5: Pozo séptico	34
Figura 3.6: Rejillas	34
Figura 3.7: Pre-tratamiento	35
Figura 3.8: Canaleta Parshall	36
Figura 3.9: Reactor UASB	37
Figura 4.1: Línea Piezométrica-medidor Parshall	40
Figura 4.2: Dimensionamiento del medidor Parshall.	44

RESUMEN

UNIPAMPA es un área de 1 km², completamente eriaza y descampada que no cuenta con ningún tipo de habilitación urbana. La actividad de la población que se proyectará en esta área generará residuos sólidos y líquidos que serán colectados mediante una red de alcantarillado. Es por eso que se desarrolla un sistema de evacuación de aguas servidas del pueblo de UNIPAMPA, que consiste en una red de alcantarillado con la tecnología condominial, reduciendo así el costo de inversión del proyecto, de las tarifas de conexión a la red y de las tarifas por el servicio de evacuación de las aguas residuales, haciéndolo accesible al usuario final.

Las aguas residuales si no son tratadas adecuadamente producen la contaminación de las aguas naturales, así el tratamiento de aguas residuales se hace indispensable. En este caso la selección del sistema para la recolección y tratamiento deberá considerar, alternativas que incluyan la reutilización del agua debido a que gran parte de la población en la zona de estudio esta dedicada a labores agrícolas.

El presente trabajo formula una alternativa de solución a la problemática de la contaminación de los cuerpos de agua y el medio ambiente para evitar el vertimiento indiscriminado al mar de las aguas provenientes del alcantarillado de un poblado pequeño en el cual se ha proyectado que habitarán unas tres mil personas a lo largo de quince años.

Por tal motivo y en busca de una solución que beneficie tanto al medio ambiente como a los habitantes del pueblo se ha seleccionado uno de los tipos de tratamientos de aguas residuales mas usados en América latina y que también se esta empezando a usar en nuestro país que es el denominado reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB o RAFA) con post-tratamiento de lagunas facultativas, estos tratamientos son del tipo biológico y aseguran la reducción en un 99.9% de los principales contaminantes presentes en al agua residual

doméstica proveniente del pueblo denominado UNIPAMPA estos son los sólidos suspendidos, la demanda bioquímica de oxígeno y los coliformes fecales.

La planta de tratamiento se diseñará con el fin de obtener agua residual apta para riego agrícola, riego de parques y jardines, y descargar el caudal sobrante al mar sin ningún problema ya que se contempla los requisitos mínimos que plantea la ley general de aguas.

La planta esta compuesta de un pre-tratamiento, un reactor UASB, pozos sépticos, lechos de secado de lodos, y lagunas facultativas. En lo referente a la parte constructiva se evaluará la posibilidad de dos tipos de revestimiento para las lagunas, el primero con recubrimiento de una geomanta de alta densidad y el segundo con revestimiento total de concreto, se evaluarán los costos de construcción y se escogerá la mas económica. El caudal que ingresa a la planta de tratamiento es de 5.89 l/s y garantizará una fuente de agua constante para riego agrícola en épocas de estiaje.

Finalmente se realizará el análisis económico-financiero para calcular el máximo beneficio con en método del valor actual neto (VAN).

INTRODUCCIÓN

Debido al alto crecimiento de la población, ligado directamente al crecimiento de las áreas urbanas y rurales, la disposición de las aguas residuales domésticas e industriales se ha convertido en los últimos años en un problema serio, que ha repercutido directamente en el medio ambiente, ocasionando problemas graves de contaminación, especialmente en países como el nuestro en vías de desarrollo. Los sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas tienen como objetivo principal el reducir algunas características indeseables, de manera tal que el uso o disposición final de estas aguas, cumpla con las normas y requisitos mínimos definidos por las autoridades sanitarias y la legislación vigente

La selección del sistema para la recolección y tratamiento de las aguas residuales deberá considerar, alternativas que incluyan el reutilización del agua debido a que gran parte de la población en la zona de estudio esta dedicada a labores agrícolas. Por tal motivo es de vital importancia que cualquier comunidad o urbanizaciones proyectadas tengan dentro de su plan maestro obras de tratamiento de aguas residuales.

El informe se divide en 4 capítulos que se describen a continuación:

En el capítulo 1 se describen las principales características que presentan las aguas residuales domésticas.

En el capítulo 2 se mencionan las tecnologías mas comunes para el tratamiento de aguas residuales domésticas y sus procesos en función de los contaminantes presentes.

En el capítulo 3 se analiza los métodos mas económicos para el tratamiento de aguas residuales en América latina y se discute también cual de ellos es el mas adecuado para la población de UNIPAMPA.

En el capítulo 4 se hace el dimensionamiento de la planta de tratamiento con el fin de obtener el costo de construcción y de operación de la misma.

JUSTIFICACIÓN

Las aguas servidas se denominan también aguas negras o residuales y, como es sabido, se vierten en los sistemas de alcantarillado que las conducen, en la inmensa mayoría de los casos en Perú, a los cuerpos de agua, como mar, lagos y ríos, produciendo por lo tanto la contaminación de estas aguas naturales es por ello que el tratamiento de aguas residuales se hace indispensable tanto para proteger el medio ambiente, disminuir enfermedades, como para dar usos productivos al agua obtenida del tratamiento.

OBJETIVO DEL PROYECTO

El objetivo consiste en dotar a la población proyectada de UNIPAMPA de un sistema para la colección, tratamiento y reutilización de los residuos domésticos dentro de un marco de conservación ambiental, con el fin de aprovechar estos recursos potenciales, ampliando el horizonte agrícola del Valle Cañete mediante nuevas áreas cultivables regadas con las aguas residuales y fertilizadas con lodos provenientes de la planta de tratamiento, evitando así con su reutilización los impactos de su vertido al mar o al río.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Evitar que las aguas residuales se viertan en forma directa a los ríos, mares, etc.
- Que el agua residual se pueda utilizar en irrigación o riego como también disminuir enfermedades causadas por aguas servidas.
- Implementar un sistema de tratamiento de agua residual de tecnología apropiada, accesible, de simple control, operación y mantenimiento, de acuerdo con las características geográficas, ambientales y socioeconómicas de Cañete.

Capítulo

1

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

1.1 Características físico-químicas y biológicas del agua residual doméstica

A. Características Físicas

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

- **Sólidos Totales**

Analíticamente, se define como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación de entre 103° y 105° C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor. Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que se sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono de Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables se expresan en mg/l y constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. Los sólidos totales pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

- **Olores**

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor algo desagradable, que resulta más tolerable que el del agua residual séptica. ☐

olor más característico del agua residual séptica se debe a la presencia del sulfuro de hidrógeno (huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

- **Temperatura**

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática, como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la capacidad del agua para ciertos usos útiles.

- **Color**

El agua residual suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Cuando llega a este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica.

- **Turbiedad**

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

B. Características Químicas

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual. La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por

separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

- **Materia Orgánica**

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y del 40 % de los sólidos filtrables de una agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica. Son sólidos de origen animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos.

También pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%).

- **Medida del Contenido Orgánico**

Los diferentes métodos para medir el contenido orgánico pueden clasificarse en:

1. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO),
2. Demanda química de oxígeno (DQO) y
3. Carbono orgánico total (COT).

Demanda Bioquímica de Oxígeno: El parámetro de contaminación orgánica más empleado, que es aplicable tanto a aguas residuales como a aguas superficiales, es la DBO a 5 días. La determinación de este, está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica. Los resultados de los ensayos de DBO se emplean para:

1. Determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente;
2. Dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales,
3. Medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento y controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos.

- **Materia Inorgánica**

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las

aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto. Las aguas residuales, salvo el caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo de uso. Las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, como por ejemplo los cloruros, la alcalinidad, el nitrógeno, el azufre, algunos otros compuestos tóxicos inorgánicos y algunos metales pesados como el níquel, el manganeso, el plomo, el cromo, el cadmio, el cinc, el cobre, el hierro y el mercurio. Dentro de la materia inorgánica es de suma importancia también hablar de la concentración de ion hidrógeno (PH), ya que es un parámetro de calidad de gran importancia tanto para el caso de aguas naturales como residuales. El agua residual con concentraciones de ion hidrógeno inadecuadas presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración de ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas.

- **Gases**

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno (N₂), el oxígeno (O₂), el dióxido de carbono (CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃) y el metano (CH₄). Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida. Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en la época estival. El problema se agrava en los meses de verano, debido a que los cursos de agua generalmente son menores por lo tanto el oxígeno también es menor.

C. Características Biológicas

Para el tratamiento biológico se deben de tomar en cuenta las siguientes características del agua residual: principales grupos de microorganismos presentes, tanto en aguas superficiales como en residuales, así como aquellos

que intervienen en los tratamientos biológicos; organismos patógenos presentes en las aguas residuales; organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia; métodos empleados para determinar los organismos indicadores, y métodos empleados para determinar las toxicidad de las aguas tratadas.

● **Microorganismos**

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

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, bacterias y arqueobacterias, como se muestra en la siguiente tabla:

Grupo	Estructura celular	Caracterización	Miembros representativos
Eucariota	Eucariota	Multicelular con gran diferenciación de las células y tejido unicelular, con escasa o nula diferenciación de tejidos	Plantas (plantas de semilla, musgos y helechos). Animales (vertebrados y invertebrados) Protistas (algas, hongos y protozoos).
Bacterias	Procariota (b)	Química celular parecida a las eucariota	La mayoría de las bacterias
Arqueobacterias	Procariota (b)	Química celular distintiva	Metanogénesis, halófilos, termófilos

Tabla 1.1 Clasificación de los Microorganismos (Metcalf & Eddy, 1996)

● **Organismos Patógenos**

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son: bacterias, virus y protozoarios. Los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del aparato intestinal como la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería, diarreas y cólera. Debido a la alta infecciosidad de estos

organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países con escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.

● **Organismos Indicadores**

Los organismos patógenos se presentan en las aguas residuales contaminadas en cantidades muy pequeñas y, además, resultan difíciles de aislar y de identificar. Por ello se emplea el organismo coliforme como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias conocidas como organismos coliformes, cada humano evacua de 100,000 a 400,000 millones organismos coliformes cada día. Por ello, se puede considerar que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquellos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades. Pero existe un problema por el cual los coliformes no son tan buenos indicadores, ya que hay algunos patógenos que pueden estar presentes en el agua aún en ausencia de coliformes.

1.2 Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual

El agua residual vertida sobre cualquier fuente de agua natural originará en ella cierto grado de contaminación, por ello debemos controlar los efectos indeseables a fin que el cuerpo receptor no altere sus propiedades, y sus características se vuelvan inaceptables para el uso en el que fue propuesto.

En la tabla 1.2 se muestra en forma muy breve y generalizada la importancia e impacto hacia el medio ambiente de los diferentes contaminantes.

Razones de su importancia:

- **Sólidos suspendidos:** Desarrollan depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se descargan aguas residuales crudas a algún medio acuático.
- **Materia orgánica biodegradable:** Puede producir el agotamiento del O₂ del cuerpo receptor el cual sería desfavorable para la flora y fauna presente en dicho cuerpo, se mide en términos de O₂ y DQO, y está compuesta de proteínas carbohidratos y grasas.
- **Patógenos:** Producen enfermedades.

- Nutrientes: El C, N, P son nutrientes que pueden ocasionar vida acuática indeseable y descargados sobre el suelo, pueden contaminar el agua subterránea.
- Materia orgánica refractaria: Resistente al tratamiento convencional.
- Metales pesados: Proviene de las aguas residuales domésticas e industriales, deben ser removidos si se desea reutilizar el agua.
- Sólidos inorgánicos disueltos: El calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro doméstico original como resultado del uso y deben ser removidos para la reutilización del agua.

Contaminante	Parámetro Típico De Medida	Impacto Ambiental
Materia Orgánica biodegradable	DBO, DQO	Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables.
Materia suspendida	SST, SSV	Causa turbiedad en el agua, deposita lodos.
Patógenos	CF	Hace el agua insegura para consumo y recreación
Amoniaco	NH₄	Desoxigena el agua, es tóxico para organismos acuáticos y puede estimular el crecimiento de algas.
Fósforo	Ortofosfatos	Puede estimular el crecimiento de algas.
Materiales tóxicos	Como cada material tóxico específico	Peligroso para la vida vegetal y animal.
Sales Inorgánicas	SDT	Limita los usos agrícolas e industriales del agua.
Energía Térmica	Temperatura	Reduce la concentración de saturación de oxígeno en el agua, acelera el crecimiento de organismos acuáticos.
Iones Hidrógeno	PH	Riesgo potencial para organismos acuáticos.

Tabla 1.2 Contaminantes de importancia en aguas residuales (Metcalf & Eddy, 1996)



Fig. 1.1: Composición media de las ARO (Metcalf & Eddy 1985)

Constituyente	Concentración			
	Unidades	Fuerte	Media	Débil
Sólidos Totales	ma/l	1200	720	350
Sólidos Disueltos Totales	ma/l	850	500	250
Fijos	ma/l	525	300	145
Volátiles	ma/l	325	200	105
Sólidos Susoendidos	ma/l	350	220	105
Fijos	ma/l	75	55	20
Volátiles	ma/l	275	165	80
Sólidos Sedimentables	ml/l	20	10	5
Demanda Bioquímica de	ma/l	400	220	110
Carbono Orgánico Total	ma/l	290	160	80
Demanda Química de Oxígeno	ma/l	1000	500	250
Nitrógeno (total en la forma N)	ma/l	85	40	20
Orgánico	ma/l	35	15	8
Amoníaco libre	ma/l	50	25	12
Nitritos	ma/l	0	0	0
Nitratos	ma/l	0	0	0
Fósforo (total en la forma P)	ma/l	15	8	4
Orgánico	ma/l	5	3	1
Inorgánico	ma/l	10	5	3
Cloruros	ma/l	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	ma/l	200	100	50
Grasa	ma/l	150	100	50
Sulfato	ma/l	34	22	12
Coliformes totales	N° / 100 ml	10 ⁷ -	10 ⁷ - 10 ⁸	10 ⁶ -
Compuestos orgánicos volátiles	mg/l	>400	100 -	<100

(1) Estos valores dependen de la cantidad presente de agua en el muestreo

Tabla 1.3: Composición típica del ARO (Metcalf & Eddy 1995)

Capítulo

2

PROCESOS DE TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA

El tratamiento de las aguas residuales es una práctica que, si bien se lleva realizando desde la antigüedad, hoy por hoy resulta algo fundamental para mantener nuestra calidad de vida. Son muchas las técnicas de tratamiento con larga tradición y, evidentemente, se ha mejorado mucho en el conocimiento y diseño de las mismas a lo largo de los años. Pero no por eso han dejado de ser técnicas imprescindibles a la hora de tratar aguas industriales, y son las que, de una forma rápida, se pretenden exponer en el presente capítulo.

A la hora de revisar los tratamientos unitarios más convencionales no resulta fácil establecer una clasificación universal. Una de las formas más utilizadas es en función de los contaminantes presentes en el agua residual, o también en función del fundamento del tratamiento (químico, físico o biológico). Una forma de intentar aunar ambas formas de clasificación puede ser considerar que los contaminantes en el agua pueden estar como materia en suspensión, materia coloidal o materia disuelta.

2.1 Tratamientos para la eliminación de materia en suspensión

La materia en suspensión puede ser de muy diversa índole, desde partículas de varios centímetros y muy densas (normalmente inorgánicas), hasta suspensiones coloidales muy estables y con tamaños de partícula de hasta unos pocos nanómetros (normalmente de naturaleza orgánica). También la concentración de los mismos, tanto en el agua a tratar como en el agua una vez tratada, juega un papel fundamental a la hora de la elección del tratamiento más conveniente.

La eliminación de esta materia en suspensión se suele hacer mediante operaciones mecánicas. Sin embargo, en muchos casos, y para favorecer esa

separación, se utilizan aditivos químicos, denominándose en este caso tratamientos químico-físicos.

A continuación se describen las operaciones unitarias más habituales. La utilización de una u otra es función de las características de las partículas (tamaño, densidad, forma, etc.) así como de la concentración de las mismas.

Rejas o cribas de barras

Tienen como objetivo la remoción de los materiales gruesos o en suspensión. Están formadas por barras separadas uniformemente con espaciamentos libres que varían entre 1 y 5 cms., comúnmente 2.5 cm. y colocadas en ángulo de 30° y 60° respecto a la horizontal para facilitar su limpieza manual. Los materiales retenidos en estas unidades pueden ser retirados mecánicamente o manualmente y se eliminan enterrándolos en micro-rellenos sanitarios, ubicados dentro del predio de la planta de tratamiento y en lo posible en las cercanías de la unidad de rejas.

Desarenador

Las aguas residuales contienen por lo general sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que se denomina generalmente como arenas o partículas discretas. La cantidad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente si el alcantarillado es del tipo separativo (sólo recolección de aguas residuales domésticas) o combinado (en conjunto con el drenaje pluvial). Las arenas pueden dañar a los equipos mecánicos por abrasión y causar serias dificultades de operación en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos, por acumularse alrededor de las tuberías de entrada o salida, causando obstrucciones, o formando depósitos dentro de las unidades disminuyendo así su capacidad de tratamiento.

Para poblaciones pequeñas generalmente se diseñan en forma de canales, en los que se controla la velocidad de flujo para propiciar la sedimentación de material inorgánico, manteniendo en suspensión los sólidos orgánicos. De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo, para retirar una de las unidades en el momento de limpieza de las arenas removidas. Las arenas retiradas deben enterrarse conjuntamente con los residuos retirados de las rejas.

Coagulación-Floculación

Los equipos en los que se lleva a cabo este proceso, suelen constar de dos partes bien diferenciadas: Una primera donde se adicionan los reactivos, y se somete el agua a una fuerte agitación y durante un corto periodo de tiempo, con el objetivo de conseguir una buena y rápida mezcla de reactivos y coloide para llevar a cabo la coagulación. A continuación se pasa a una zona donde la agitación es mucho menos intensa y donde el agua permanece más tiempo. En este caso el objetivo es que se produzca la floculación. De esta forma la materia en suspensión tiene unas características mucho más adecuadas para su eliminación mecánica, según las operaciones ya mencionadas anteriormente las cantidades a dosificar son mucho menores que para las sales, pero tanto la eficacia como el costo es mucho mayor.

2.2 Tratamientos para la eliminación de materia disuelta

Al igual que en el caso de la materia en suspensión, la materia disuelta puede tener características y concentraciones muy diversas: desde grandes cantidades de sales inorgánicas disueltas (salmueras), orgánicas (materia orgánica biodegradable en industria de alimentación), hasta extremadamente pequeñas cantidades de inorgánicos (metales pesados) y orgánicos (pesticidas) pero es necesaria su eliminación dado su carácter peligroso.

Desinfección

Cuando se descargan aguas residuales tratadas en cuerpos de agua que van a utilizarse, o que pueden ser utilizados como fuentes de abastecimiento público, o para propósitos recreativos, se requiere un tratamiento suplementario para destruir los organismos patógenos, a fin de que sean mínimos los peligros para la salud debido a la contaminación de dichas aguas, tal tratamiento se conoce como DESINFECCIÓN. Si se utiliza una tecnología distinta a las lagunas de estabilización debe evaluarse la necesidad de utilizar este proceso en función al impacto en los usos del cuerpo receptor de los efluentes o la reutilización de las aguas residuales.

Existen varios métodos de desinfección:

- Físicos, tales como: filtración, ebullición, rayos ultravioleta.
- Químicos, aplicación de: cloro, bromo, yodo, ozono, iones plata, etc.

Cloración

El cloro y sus derivados son indudablemente los compuestos más importantes que existen para la desinfección del agua dado su amplio uso, además se utilizan para eliminar olores, decolorar, ayudar a evitar la formación de algas, ayudar a la oxidación de la materia orgánica, ayudar a eliminar las espumas en los decantadores.

Los compuestos más comunes del cloro son: cloro gas, hipoclorito de sodio y de calcio; estos últimos son más utilizados en plantas pequeñas, donde la simplicidad y la seguridad son más importantes que el costo. En plantas de tratamiento donde se manejan grandes volúmenes de agua es más recomendable utilizar cloro gaseoso.

En ambos casos deben tomarse las debidas precauciones para garantizar la mezcla correcta de la solución de cloro con el agua sometida a tratamiento. Se requiere un tiempo mínimo de contacto de 30 minutos, al cabo del cual el contenido de cloro residual debe ser de 0.5 a 1.0 mg/l. (miligramos por litro).

23 Tratamientos biológicos

En este tipo de tratamiento se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los cuales en su proceso de alimentación, degradan la materia orgánica, convirtiéndola en material celular, productos inorgánicos o material inerte.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno)

En los procesos aerobios, los microorganismos presentes utilizan el oxígeno para metabolizar los compuestos orgánicos complejos hasta llegar a compuestos más simples. Estos procesos generalmente son más rápidos pero requieren de condiciones favorables que permitan el desarrollo de microorganismos y la alimentación continua de oxígeno.

Los procesos anaerobios se producen en ausencia de oxígeno molecular. En estos se desarrollan bacterias formadoras de ácidos, las cuales hidrolizan y fermentan compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, en el método conocido como proceso de fermentación ácida; éstos compuestos ácidos son transformados por un segundo grupo de bacterias en gas metano y anhídrido carbónico.

En el tratamiento de aguas residuales municipales, por lo general, se utilizan los procesos aerobios. Existe un gran número de variantes en estos procesos y dependen del contenido de organismos con relación a la materia orgánica presente, de si los microorganismos se encuentran suspendidos o fijos, de la forma y cantidad de oxígeno suministrado, etc.

Dependiendo de la forma en que estén soportados los microorganismos, existen dos grandes tipos de procesos.

Con microorganismos fijos

- Filtro anaeróbico
- Filtros percoladores (rociadores)
- Biodiscos

a) Filtro anaerobio

Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio. El coeficiente de vacíos debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $20 \text{ Kg.DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d} \cdot \text{d} \cdot \text{d}$.

b) Filtros percoladores (o biofiltros)

El mecanismo principal de remoción de la materia orgánica de este sistema no es la filtración sino la adsorción y asimilación biológica en el medio de soporte. Generalmente, no requieren recirculación, a diferencia del sistema de lodos

activados (donde esta recirculación es determinante para mantener los microorganismos en el contenido del tanque de aeración "licor mezclado").

Una vez que el filtro se encuentre operando, la superficie del medio comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno necesario, para que se lleve a cabo el metabolismo biológico aerobio, es suministrado por la circulación del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y, parcialmente, por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. Al cabo de un tiempo, comienza el crecimiento microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que junto con los organismos aerobios forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica.

El efluente del filtro percolador deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. La sedimentación primaria es necesaria antes de los filtros para minimizar los problemas de obstrucción.

e) Biodiscos (filtros rotativos)

Originalmente, este sistema consistía en un tanque por donde fluían las aguas residuales, previamente decantadas, y en cuyo interior existía una serie de discos de madera, con diámetros entre 1 a 3.5 m, montados sobre una flecha horizontal que permitía el giro de los discos; durante el movimiento, cerca del 40% del área superficial de los discos se encontraba sumergida en el agua residual contenida en el tanque. Actualmente se utilizan placas de plástico corrugado y otros materiales en vez de los de madera. Cuando el proceso inicia su operación, los microorganismos del agua residual afluyente se adhieren a la superficie del material plástico y se desarrollan hasta que toda esta área queda cubierta con una capa o película microbiana.

Al girar los discos, la película biológica adherida a estos entra en contacto alternadamente con el agua residual que está en el tanque y con el oxígeno atmosférico. Al emerger la porción sumergida, los discos arrastran una capa líquida sobre la superficie de la película biológica, lo cual permite la oxigenación del agua y los microorganismos. Debido a la sucesión de inmersiones, la capa líquida se renueva constantemente. La oxigenación se lleva a cabo por difusión a través de la película líquida que queda adherida a la biomasa. Los

microorganismos utilizan el oxígeno molecular disuelto para efectuar la degradación aerobia de la materia orgánica que se utiliza como fuente de nutrientes. El exceso de microorganismos se desprende de los discos debido a las fuerzas cortantes originadas por la rotación de los discos al pasar por el agua. Los microorganismos desprendidos se mantienen en suspensión en el líquido, salen del tanque con el efluente y se requiere de un sedimentador secundario para retirar estos nuevos sólidos en suspensión.

En forma general, el sistema está constituido por un sedimentador primario, biodiscos y un sedimentador secundario.

Con microorganismos en suspensión

- Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) o UASB.
- Lagunas de estabilización.
- Lodos activados convencionales.
- Aeración extendida.
- Zanjas de oxidación.

Dentro de estos procesos, para aguas residuales municipales, han sido más utilizados los procesos de microorganismos en suspensión.

a) Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) o UASB

Corresponde a Lettinga el desarrollo de este reactor que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o flóculos. Estos granos o flóculos cuentan además con una actividad metanogénica², muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante en su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede

provocar que ciertas zonas del manto de lodos no sean alimentadas, desperdiciando así su actividad. Esto es particularmente cierto en las aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida. El punto débil del proceso consiste en la lentitud del arranque del reactor (generalmente de 6 meses); por otro lado, en desagües diluidos como son las aguas residuales domésticas, las variables críticas de diseño son las hidráulicas (velocidad ascensional, velocidad de paso a través del separador de fases, dispositivos de entrada y salida) y no así la carga orgánica.

b) Lagunas de estabilización

Se conoce con este término a cualquier laguna o estanque o grupos de ellos, proyectados para llevar a cabo un tratamiento biológico. Existen diversos tipos de lagunas, dependiendo de sus características y pueden ser:

● Lagunas Anaerobias

Generalmente se usan como una primera atapa de depuración; se puede considerar como un gran digestor ya que se le aplican cantidades de materia orgánica o carga orgánica por unidad de volumen, de manera tal que prevalezcan las condiciones anaerobias, es decir ausencia de oxígeno. La eficiencia esperada en este tipo de lagunas varía con el tiempo de retención hidráulico; con tiempos de 1 a 5 días se obtienen eficiencias de remoción de DBO de 40 a 60%, respectivamente (La reglamentación nacional recomienda usar un valor promedio de 50%). La temperatura es uno de los factores que más influencia tiene en estas unidades, se puede decir que su eficiencia decrece notablemente con valores inferiores a 15° C (En general, la Norma S090: Plantas de tratamiento de aguas residuales, no recomienda su uso para temperaturas promedio mensuales menores de 15 °C). Una desventaja de estas lagunas es la producción eventual de malos olores que impide su localización en lugares cercanos (500 m) de zonas habitadas. Generalmente son estanques profundos, de 3 a 4 metros de profundidad.

- **Lagunas Facultativas**

Se diseñan con una profundidad que varía normalmente entre 1.5 m a 2.5 m (aunque pueden utilizarse profundidades mayores) y una cantidad de materia orgánica o carga orgánica por unidad de superficie que permita el crecimiento de organismos aerobios y facultativos (estos últimos pueden reproducirse tanto en presencia como en ausencia de oxígeno) y algas microscópicas que gracias al fenómeno de la fotosíntesis producen el oxígeno requerido para la estabilización de la materia orgánica presente en el agua residual. Este es el tipo de lagunas más usado, por su flexibilidad y no producen los posibles olores de las lagunas anaerobias. Como en todos los procesos biológico . el factor principal que afecta su eficiencia es la temperatura. Las eficiencias esperadas en estas lagunas van desde 60% hasta 85% en remoción de DBO. La eficiencia en la remoción de bacterias, especialmente del grupo coliforme, puede alcanzar valores de 99,99%, debido a los tiempos de retención hidráulicos prolongados, valores de periodo de retención hidráulica superiores a 10 días permiten la remoción total de parásitos (huevos de nematodos y quistes de protozoos). Su gran capacidad de remoción de patógenos, sin el uso de desinfección, hacen que las lagunas de estabilización sean la alternativa tecnológica a favorecer en nuestro país caracterizado por una alta incidencia de enfermedades diarreicas y parasitosis.

- **Lagunas Aireadas**

En estas lagunas el oxígeno es suministrado por equipos mecánicos de aireación y también por la actividad fotosintética de las algas y por la transferencia de oxígeno de la interfase aire-agua. Este tipo de lagunas es usado para aumentar la capacidad de las lagunas facultativas sobrecargadas o cuando la disponibilidad de terreno es reducida, generalmente se diseñan con profundidades de 2 a 6 metros y tiempos de retención de 3 a 10 días.

Dependiendo de la potencia de los equipos de aireación con relación al volumen de la laguna, estas pueden operar en un régimen de completo mezclado o parcialmente mezcladas; en las primeras la actividad es netamente aerobia y en las segundas en las zonas en donde no hay influencia de los aireadores, se sedimentan los lodos y se producen condiciones anaerobias. Las eficiencias de remoción de DBO son del orden de 80 al 90%.

e) Otros sistemas que requieren de aireación

Existen otros sistemas de tratamiento que al igual que las lagunas aeradas requieren de equipamiento para el suministro de oxígeno, estos sistemas son conocidos como lodos activados y existen muchas variantes como aireación extendida y zanjas de oxidación entre otras, existen, además, sistemas patentados. El alto costo de inversión y de operación y mantenimiento, así como las necesidades de tratamiento de lodos y personal altamente calificado, hacen que cualquier planta de tratamiento con aeración y en general con uso de equipamiento sean tecnologías no apropiadas para el medio rural o urbano marginal.

Capítulo

3

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.1 Selección del tipo de tratamiento

A. Criterios técnicos para la selección de tratamientos de aguas residuales

La información presentada a continuación, tiene como objetivo básico el facilitar la comparación relativa entre las alternativas de tratamiento, para la toma de decisiones en la selección del proceso que mejor se ajuste a las necesidades de cada localidad y al mismo tiempo dar una idea del monto de las inversiones requeridas, que involucra cada sistema.

Es importante resaltar que las alternativas de tratamiento que se describirán no presentan las mismas características respecto de los procesos de tratamiento y no entregan la misma calidad de efluente por lo que su selección final principalmente se condiciona a los requerimientos y exigencias de las leyes ambientales, en función de los usos a los cuales se destinen las aguas residuales tratadas y a los usos de los cuerpos receptores de éstas, los criterios de selección mas importantes se enumeran a continuación:

- a) La viabilidad económica y técnica de la construcción y operación de la planta.
- b) La calidad de efluente que es posible obtener con cada tecnología (frente a la calidad exigida en la descarga o reutilización del agua).
- c) La confianza que las tecnologías ofrecen a las autoridades, por haber sido probadas o no en un número suficiente de instalaciones en el mundo.

A continuación se comentan los principales procesos de tratamiento empleados en México, en función de los tres criterios mencionados.

- **Proceso de lodos activados**

Es el proceso estándar en los países industrializados. Es un proceso aerobio mecanizado, construido en plantas de concreto. Tiene en general elevados

costos de inversión y operación, y en general produce efluentes de mayor calidad que otros procesos simples, como el anaerobio o las lagunas.

Para el proceso de lodos activados de flujo continuo, los costos de inversión en México, estimados a partir de plantas reales, son de 18 000 - 36 000 USD/ (Lis), en función del gasto de diseño de la planta, mientras los costos de operación son de 0,07 - 0,22 USD/m³. En plantas muy grandes con digestión aerobia de lodos y cogeneración con biogás, los costos de operación pueden ser menores.

La calidad del efluente del proceso de lodos activados es elevada, aunque puede requerir algo más que desinfección (coagulación, sedimentación o filtración terciarias) para uso público urbano. El proceso discontinuo de lodos activados (reactores biológicos secuenciales, RBS) produce un efluente en general de mejor calidad y permite una gran flexibilidad de operación, además de requerir menos espacio en planta para su construcción.

Al ser un proceso relativamente compacto, el proceso de lodos activados se ha empleado frecuentemente en México para el tratamiento de medianos y grandes caudales en zonas urbanas con terreno escaso y/o caro, especialmente en aplicaciones de reutilización del agua en uso público urbano, ya que proporciona una calidad adecuada. Por otro lado al ser un proceso largamente probado en muchos países y venir respaldado por fuertes compañías del sector, ha sido en muchos casos la tecnología seleccionada.

En diciembre de 2004, en México, 22% de las 1300 PTAR municipales en operación eran procesos de lodos activados que, sin embargo, sumaban 43% del caudal instalado en las plantas en operación, con un caudal instalado promedio de 136 Lis por planta. El proceso de lodos activados, se perfila entonces como un proceso apto para cumplir con los límites más estrictos de la legislación vigente con respecto a la calidad del agua residual tratada, pero con considerables o elevados costos de inversión y operación.



Fig. 3.1: Proceso de lodos activados

- **Lagunas de estabilización**

Cuando el terreno es barato e impermeable, y no se requiere bombear el agua residual a grandes distancias o elevaciones, las lagunas de estabilización suponen costos de inversión bajos o moderados, con valores en México en torno a los 7 000 - 8 000 USD/(L/s) para un caudal elevado (900 Lis). En plantas menores el costo aumenta, en torno a los 13 000 USD/(L/s), para un caudal de 100 Lis. Cuando el terreno es caro, poco apto para la excavación o permeable, los costos aumentan considerablemente. Los costos de operación de las lagunas de estabilización son en México bajos o muy bajos (en torno a los \$0,03 - 0,05 USD/m³), a no ser que se requiera bombear el agua residual desde una cierta distancia o desnivel. La calidad del efluente de las lagunas de estabilización no es en general tan buena como la del proceso de lodos activados, a no ser que se utilicen tiempos de retención muy elevados y, en algunos casos, postratamientos para remover sólidos y patógenos. Sin embargo, las lagunas son adecuadas para cumplir con la mayor parte de los límites establecidos en la NOM-001-SEMARNAT-1996 (riego agrícola directo, y descarga a cuerpos de agua destinados al riego agrícola).

Por ello, y por ser procesos económicos y de operación sencilla, que resisten bien las oscilaciones de carga y caudal, se han aplicado ampliamente en México, especialmente en poblaciones con disponibilidad de terrenos cercanos al núcleo urbano. En diciembre de 2004, 549 PTAR municipales operaban en México basadas en lagunas de estabilización (42% del total), aunque sólo sumaban 18% del caudal instalado de las plantas en operación, con un caudal instalado promedio de 29,2 Lis por planta. Las lagunas aireadas facultativas tienen costos de inversión intermedios entre el proceso de lodos activados y las lagunas de estabilización, y suponen una alternativa para considerar cuando existen amplias extensiones de terreno pero su disponibilidad o su precio no hace viable la construcción de lagunas de estabilización: las lagunas aireadas ocupan menos terreno y tienen menores costos de inversión que el proceso de lodos activados. En diciembre de 2004 operaban en México 15 PTAR municipales basadas en lagunas aireadas, que sumaban 6,7% del caudal de instalado en las plantas en operación.

- **Tratamiento anaerobio**

La calidad del efluente del proceso anaerobio es en general peor que la del proceso aerobio. Sin embargo, es posible combinar el proceso anaerobio con un postratamiento aerobio, o con lagunas de estabilización o humedales artificiales, para conseguir una mejor calidad del efluente. El tanque séptico (o fosa séptica) y el tanque Imhoff representan dos formas tradicionales de tratamiento anaerobio descentralizado de los efluentes domésticos, normalmente en lugares donde no existe red de alcantarillado. También se han utilizado en el tratamiento de aguas residuales municipales.

El reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente (*upflow anaerobic s/udge blanket reactor, UASB reactor*) se ha llamado en México reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA). Este reactor permite tratar aguas residuales a temperatura ambiente, para temperaturas del agua residual de 15°C o más. Esto incluye durante todo el año las regiones de clima tropical y subtropical, como el sureste mexicano o la mayor parte de Colombia. Según la misma referencia, para temperaturas del afluente de 12-15°C. Las regiones incluidas en esta última categoría incluyen los países mediterráneos, el centro y norte de México y el norte de Chile y Argentina.

Los costos de inversión y operación para el tratamiento anaerobio son bajos. El sistema UASB+lagunas facultativas tiene costos de inversión de 9,000 -18,000 USD/ (Lis), para una planta de 360 Lis, con unos costos de operación bajos, en torno a los 0.03 USD/m³. A diciembre de 2004, operaban en México 65 RAFA, que representaban 5% de las plantas en operación, y sólo 1,7% del caudal instalado en plantas en operación. Asimismo, funcionaban 125 plantas basadas en tanques sépticos o Imhoff, que trataban otro 1% del volumen instalado en las plantas en operación. Sumando al tratamiento anaerobio las lagunas de estabilización, los humedales artificiales (64 plantas, 0,7% del caudal), y las plantas con tratamiento primario resulta que 862 PTAR municipales (66% del total, 30% del caudal) se basan en tecnologías de bajos costos de inversión y operación, y de bajo consumo energético, ver Tablas 3.1, 3.2, y 3.3

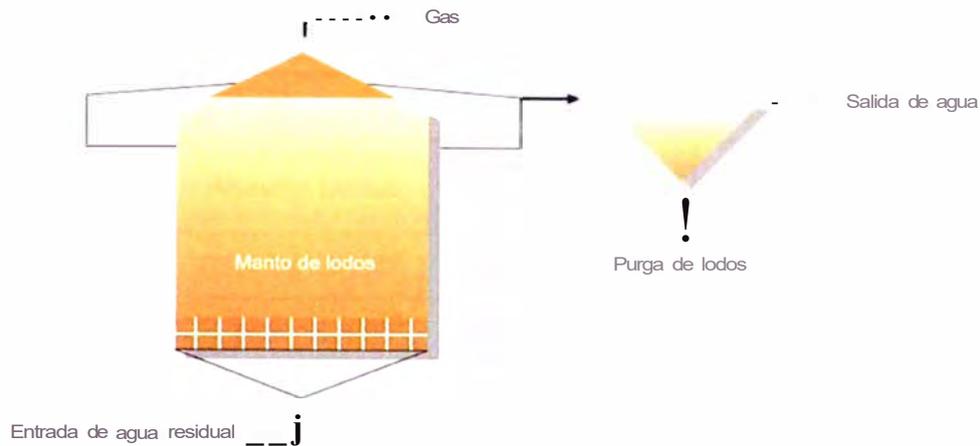


Fig. 3.2: Proceso anaerobio (reactor UASB)

Tipo de Proceso	N° plantas	Caudal Lis	% N	% Caudal
Dual	3	3300	0.2	3.7
Lagunas de estabilización	549	16050	42.2	18.1
Primario	13	3145	1	3.5
Tanque Imhoff	58	659	4.5	0.7
Tanque Séptico	67	305	5.2	0.3
Wetland	64	330	4.9	0.4
Filtro biológico	46	4318	3.5	4.9
RAFA	65	1476	5	1.7
Biodiscos	7	734	0.5	0.8
Lagunas aireadas	15	5932	12	6.7
Zanjas de oxidación	28	2612	2.2	2.9
Primario avanzado	16	11235	12	12.7
Lodos Activados	280	38120	21.5	43
Reactor enzimático	41	102	3.2	0.1
Otros	48	401	3.7	0.5
Total	1300	88718		

Tabla 3.1: Plantas de tratamiento en México

Tipo de Tratamiento	Costo de Capital	Costo de O & M	Costo Total
Primario	0,10	0,05	0,15
Biológico	0,15-0,20	0,05 - 0,10	0,20 - 0,30
Químico	0,12-0,13	0,07 - 0,08	0,19-0,21
Remoción de nutrientes	0,17-0,28	0,10-0,16	0,27 - 0,44
Lagunas de estabilización	0,01 - 0,04	0,006 - 0,018	0,016 - 0,058

Tabla 3.2: Costos de plantas de tratamiento (Sedapal)

Fuente	Tipo de sistema	(hab.)	Caudal (1/s)	Temp. (°C)	Inversión \$us/hab.	Costo de Const. \$us
Alcacer (1994)	Reactor UASB ¹	10,300	14.09	20.00	7.87	81,061
van Haandel (1998)	Reactor UASB	-	-	-	15.00	-
Giralda (1998)	Reactor UASB ²	-	370.00	24.00	-	2,590,000
Giralda (1998)	Reactor UASB ³	-	45.00	24.00	-	751,500
Giralda (1998)	Reactor UASB ⁴	-	5.00	-	-	120,000
El presente trabajo	Reactor UASB	2,897	5.89	1ñ.30	120	350,000
van Haandel (1998)	Reactor UASB	-	-	-	15.00	-
Alcacer (1994)	Laguna de Sedimentación ⁵	10,300	14.09	20.00	3.63	37,389
van Haandel (1998)	Laguna de estabilización	-	-	-	28.00	-
Giralda (1998)	Laguna facultativa ⁴	-	5.00	-	-	66,667
Arvizu (1996)	Tratamiento anaerobio	-	-	-	30.00	-
Jürgensen (1997)	RALF	625	-	-	22.40	14,000
Jürgensen (1997)	RALF	1,250	-	-	16.00	20,000
Giralda (1998)	Reactor anaerobio a pistón	-	13.00	-	-	117,000
Giralda (1998)	Reactor anaerobio a pistón ⁴	-	5.00	-	-	113,333
Arvizu (1996)	Tratamiento aerobio	-	-	-	50.00	-
van Haandel (1998)	Lodos activados	-	-	-	50.00	-
Giralda (1998)	Lodos activados	-	22.00	20.00	-	990,000
Giralda (1998)	Aireación extendida ⁴	-	5.00	-	-	173,333

Tabla 3.3: Costos comparativos de sistemas de tratamiento de agua residual

¹ Con calentamiento al afluyente desde B°C; ² Incluye costo de lagunas para tratamiento secundario; ³ Incluye costos de control de olores; ⁴ Referidos a un costo de 4 \$us/m² y a 1 \$us=750 Pesos Colombianos; ⁵ Postratamiento al reactor UASB.

B. Selección del tratamiento adecuado

De las tres tecnologías citadas al comienzo de este capítulo se puede apreciar que tanto las lagunas como el reactor UASB requieren costos de operación del orden de 0.03 a 0.05 USD/m³ y casi ningún costo energético además de adecuarse a los parámetros de legislación peruana referente a los vertidos y la protección del medio ambiente.

Para el caso de reutilización del efluente que es uno de los objetivos del presente trabajo, requerimos parámetros mínimos de acuerdo a la ley general de aguas (calidad de los cuerpos de agua respecto a sus usos).

Para cubrir los requerimientos mínimos del uso tipo 11 de la ley general de aguas necesitamos disminuir casi en un 99% parámetros como la DBO y los coliformes fecales, con el reactor UASB obtenemos un alto porcentaje de remoción de la DBO, mientras que con las lagunas facultativas secundarias obtenemos un alto porcentaje de remoción de coliformes fecales, es así que la combinación de estos dos tratamientos (UASB + LAGUNAS FACULTATIVAS) cubren la necesidad de obtener un efluente apto para riego, tecnología económica tanto en la operación y la construcción, además de descargar los excedentes al mar sin ningún peligro de contaminación.

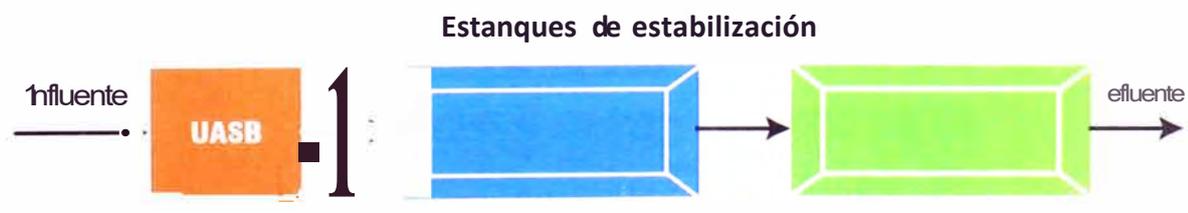


Fig. 3.3: Reactor UASB + Lagunas

3.2 Ubicación de la planta de tratamiento UNIPAMPA

UNIPAMPA esta ubicada en el Departamento de Lima, Provincia de Cañete, en el kilómetro 158 de la Panamericana Sur La PTAR "UNIPAMPA" es un conjunto de operaciones y procesos unitarios relativamente sencillos (Tabla 1). Ocupa una extensión aproximada de 1.5 Ha. y tiene capacidad para tratar las aguas residuales domésticas de una población proyectada de 2897 personas que

habitarán en la zona denominada. Para la ubicación de la planta de tratamiento se tomaron en cuenta factores como dirección del viento, distancia a la población no menor de 200 metros y de preferencia la zona más plana para evitar bombeo.

Tabla 1 Operaciones y procesos unitarios PTAR "UNIPAMPA"

<u>Tratamiento</u>		<u>Estructura</u>
Tratamiento preliminar	:	Cribado y desarenador.
Tratamiento biológico	:	Reactor UASB.
Postratamiento	:	Lagunas facultativas.
Tratamiento de lodos	:	Lechos de secado.
Disposición de Biogás	:	Quemador.
Disposición final del efluente	:	Tuberías hacia el mar.

FLUJOGRAMA

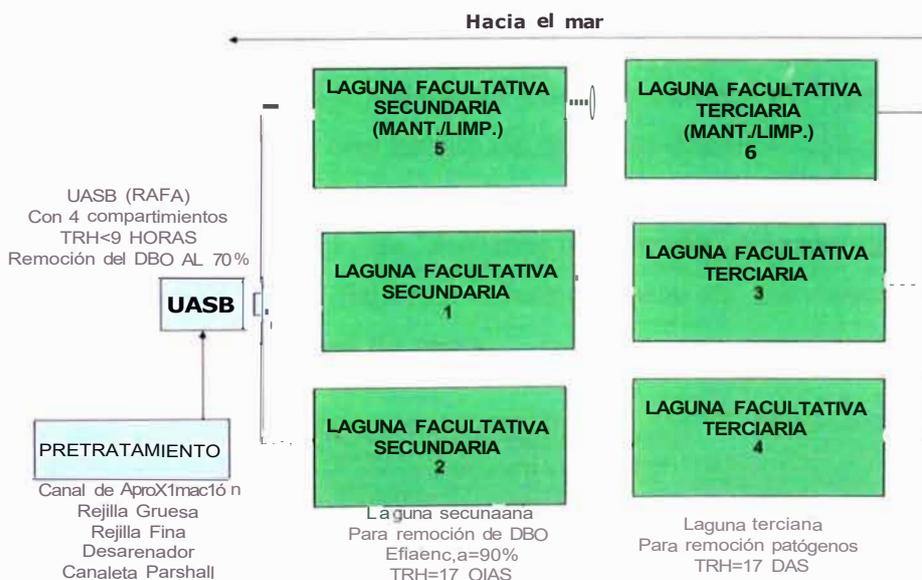


Fig. 3.4: Flujograma de la PTAR UNIPAMPA

3.3 Descripción del método seleccionado

A. Pre-tratamiento

Remoción de Sólidos Gruesos

Para la separación de sólidos gruesos se utilizarán rejillas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en

el enrejado. El material debe ser retirado manualmente con un rastrillo y enterrado diariamente. La cantidad de material retenido varía dependiendo sobre la abertura entre las barras de las rejillas. Estudios en Brasil y Perú han encontrado cantidades de sólidos gruesos retenidos entre 0.008 y 0.038 m³/1,000 m³ en rejillas con aberturas entre 20 a 50 mm. (Reglamento nacional de edificaciones, Junio del 2006). Utilizando estos rangos, y asumiendo un caudal por persona de 220 L/hab.-día, una población de 2893 habitantes podría tener una producción de material retenido entre 0.003 y 0.015 m³/día (3-15 L/día). El sistema de cribado de la planta estará compuesto de dos tipos de rejillas conectadas en serie.

Rejas Gruesas: Se ubicarán en la entrada del pre-tratamiento. Tienen por finalidad retener cuerpos extraños o sólidos gruesos como ramas, trapos, plásticos, latas, animales muertos, bolsas, residuos de vegetales, etc. Esta reja es de acero con inclinación de 30° y cuenta con barras de 5 mm de espesor, con separación entre barras de 35 mm.

Rejas Finas: Estarán ubicadas aguas debajo de la cámara de rejillas gruesas junto al Desarenador. Esta conformada por una cámara de rejillas de acero, con inclinación de 30° y cuenta con barras de 5 mm de espesor, con separación entre barras de 20 mm.

Relleno sanitario manual: Se encuentra ubicado próximo a la unidad de captación, su finalidad es disponer sanitariamente de los desechos orgánicos que se retiran de las cámaras de rejillas.



Fig. 3.5: Pozo séptico



Fig. 3.6: Rejillas

B. Remoción de Sólidos Arenosos

Desarenador: Esta unidad tiene por finalidad separar material inorgánico por sedimentación a través de una velocidad controlada de 0.20 *mis* por una canaleta parshall ubicada al final del desarenador. El desarenador es una estructura diseñada para retener la arena que traen las aguas servidas a fin de evitar que ingresen al proceso de tratamiento y lo obstaculicen creando serios problemas.

Su funcionamiento se basa en la reducción de la velocidad del agua y de las turbulencias, permitiendo así que el material sólido transportado en suspensión se deposite en el fondo, de donde es retirado periódicamente. Normalmente se construyen dos estructuras paralelas, para permitir la limpieza de una de las estructuras mientras la otra está operando.



Fig. 3.7: Pre-tratamiento

Medidor de Caudales

Canaleta Parshall: Estará ubicada aguas abajo del desarenador, se usa la canaleta Parshall normalmente con la doble finalidad de medir el caudal afluente y realizar la mezcla rápida. Generalmente, trabaja con descarga libre. La corriente líquida pasa de una condición supercrítica a una subcrítica, lo que origina el resalto.



Fig. 3.8: Canaleta Parshall

3.3.3 Tratamiento Biológico

Reactor Anaeróbico De Flujo Ascendente (Rafa o UASB)

Se ha proyectado una estructura de concreto armado de 7m de largo por 7m de ancho y 4m de altura. De los cuatro metros de altura, 2.6m corresponden al digestor, 1m al sedimentador y 0.4 m de borde libre. El reactor tiene un dispositivo de extracción de exceso de lodos, ubicado a 1.5m de alto desde el fondo del reactor.

Para reducir las presiones en los muros del reactor se ha dividido en 4 compartimientos iguales de 3.5x3.5x4 m³. Esta división además dotará de flexibilidad la operación del reactor ya que los compartimientos no requieren ser utilizados simultáneamente.

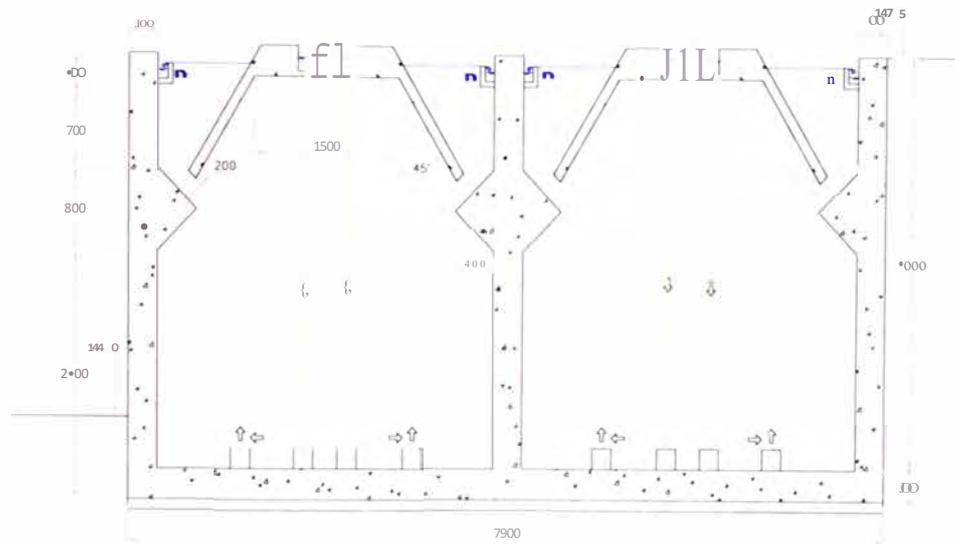


Fig. 3.9: Reactor UASB

Sistema de alimentación: Se realizara por medio de 4 tuberías que se encuentran en el canal de distribución ubicado después de la canaleta parshall, estas tuberías están ubicadas en la parte inferior del canal a manera de sumideros que luego por presión llevan el agua a cada uno de los 4 canales repartidores que alimentan a cada compartimiento del reactor.

Cámara de gases: El reactor contara con 2 cámaras ubicadas en la parte superior del reactor, cada una de ellas tiene como área de influencia la mitad del reactor es decir 4.3x8.6m., tiene una altura de 30cm, una longitud de 8.6m y un ancho de 1.1 m. La cámara cuenta con dos salidas de gas de 4" diámetro.

Sistemas de recolección: Se ubicaran en la parte superior de los sedimentadores, consistirán en cuatro canaletas laterales de sección rectangular ubicadas en la parte interna y lateral del RAFA. Cada canaleta contara con vertederos colocados en toda su longitud. El desagüe de dichas canaletas será colectado por un canal principal y será conducido a una caja de distribución para repartir el caudal proporcionalmente a las Lagunas de estabilización.

3.3.4 Lagunas Facultativas

El tratamiento para remoción de patógenos y coliformes fecales en la Planta de Tratamiento UNIPAMPA, estará constituido por baterías de lagunas del tipo facultativo en serie para las cuales se han proyectado 2 alternativas las cuales se diferencian básicamente en el tipo de revestimiento. Las tres primeras estarán en paralelo, y serán de forma rectangular con un ancho que es la mitad del largo, dos de ellas serán netamente para tratamiento y la tercera se construirá para labores de limpieza y mantenimiento de cualquiera de las otras dos, las tres siguientes conectadas en serie son de características similares y cumplen el mismo propósito. El efluente del reactor UASB ingresa a la laguna secundaria mediante tres entradas distanciadas proporcionalmente en todo el ancho de la laguna, el efluente sale de esta laguna por medio de tres dispositivos en los que se puede realizar la medición de caudales por medio de tres vertederos triangulares, estas salidas se unen posteriormente para repartir el caudal nuevamente hacia las tres entradas en la laguna terciaria.

El modelo hidráulico de las lagunas es de flujo disperso. Los procesos desarrollados en las lagunas son: sedimentación, estabilización aeróbica de la materia orgánica, fotosíntesis con formación de algas y producción de oxígeno y consumo de dióxido de carbono CO_2 , y remoción de bacterias y organismos patógenos.

3.3.5 Disposición final del efluente

Una vez tratadas, las aguas residuales se podrán reutilizar, las principales categorías de reutilización que se contemplan son: riego agrícola, riego de áreas verdes y vertido al mar, en esta última disposición el agua tratada será reintroducida al ciclo hidrológico por evacuación al medio ambiente de la siguiente manera: el agua residual será llevada por medio de tuberías hasta el acantilado próximo para luego descender por medio de tuberías verticales y finalmente ser evacuado al mar.

Capítulo

4

DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE TRATAMIENTO

4.1 Dimensionamiento de los componentes

- **Diseño del sistema del pretratamiento**

1.- Determinación del caudal de diseño.

$$Q_{prom} = 0.00589 \text{ m}^3/\text{s}; Q_{max} = 0.00849 \text{ m}^3/\text{s}.$$

2.- Seleccionamos el ancho de garganta de la canaleta Parshall.

$$W = 0.076 \text{ m}$$

Ancho de garganta (m)	Caudal (m³/s)		Caudal (m³/día)	
	m³/s	m³/día	m³/s	m³/día
0.076	0.00589	0.51	0.053	4.6
0.151	0.01178	1.02	0.110	9.5
0.227	0.02356	2.04	0.211	18.2
0.303	0.03534	3.06	0.315	27.3

Tabla 4.1: Dimensionamiento del medidor Parshall Fuente: Mara y van Haandel, 1996.

3.- Calculamos la carga máxima en el canal desarenador.

$$H_{max} = \left[\frac{L_i \cdot Q^{0.667}}{2.27 \cdot W} \right]^{1.667} = \left[\frac{0.00849^{1.667}}{2.27 \cdot 0.076} \right]^{1.667} = 0.14 \text{ m}.$$

4.- Calcular R y C_r

$$R = 0 \text{ max } 10 \text{ min } = 5 ; C_r = \frac{R^{1/3} - 1}{R} = \frac{5^{1/2} - 1}{5} = 0.14.$$

5.- Calculamos el resalto Z

$$Z = C_r \cdot H_{\max} = 0.14 \cdot 0.14 = 0.03 \text{ m}$$

6.- Calculamos la profundidad máxima de agua en el canal del desarenador,

P_{\max} -

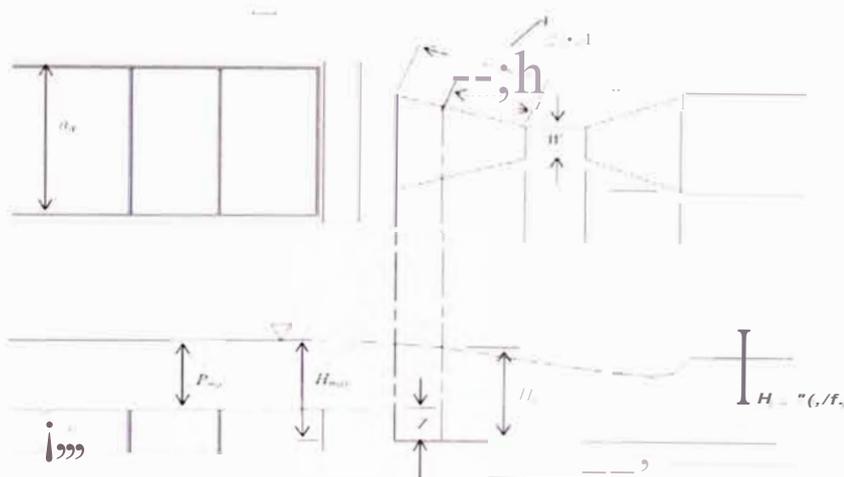


Fig. 4.1: Línea Piezométrica-medidor Parshall

$$P_{\max} = H_{\max} - Z = 0.15 \text{ m} - 0.03 \text{ m} = 0.12 \text{ m}.$$

7.- Calculamos el ancho del canal de desarenador.

$$a_d = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot V_{\max}} = \frac{0.00849}{0.12 \cdot 0.3} = 0.22 \text{ m}$$

8.- Determinamos el factor de C_v .

$$C_v = 2.6 \cdot C_0^{0.5} - (1 - C_0) = 2.6 \cdot (0.14)^{0.5} - (1 - 0.14) = 0.84$$

9.- Escogemos el largo del canal de desarenador.

$$13.5m \leq L \leq 18-C_v \Rightarrow 13.5m \leq L \leq 15.12m \Rightarrow L=14 \text{ m}$$

10.- Calculamos el volumen y la profundidad de sólidos arenosos acumulados. Se asume que el tiempo entre limpiezas, t_{op} , es 15 días y la carga de sólidos arenosos, C_{sa} , es 0.085 m³/1,000m³.

$$V_{sc} = \frac{t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa}}{1000} = \frac{(15d) \cdot (0.006m^3/s \cdot 86400s/d) \cdot (0.085m^3/1000m^3)}{1000} = 0.65m^3$$

$$P_{sa} = \frac{V_{sc}}{a_d \cdot L} = \frac{0.65}{0.25 \cdot 14} = 0.2 \text{ Om.}$$

11.- Se diseña la cota del canal aguas abajo de la canaleta Parshall para que la carga en el canal sea 0.60 de la carga en el desarenador (H_{max}), todas medidas con referencia a la base de canaleta Parshall, para asegurar flujo libre en la canaleta Parshall.

12.- Determinar el ancho y abertura, a_b y e_b , de las barras de la rejilla.

$$a_b = 10mm; e_b = 35mm$$

13.- se calcula el ancho, a_{canal} , del canal de aproximación antes de la rejilla.

$$a_{canal} = \frac{Q_{max}}{0.6 \cdot P_{max}} \left[\frac{a_b + e_b}{e_b} \right] = \frac{0.00849}{0.6 \cdot 0.12} \cdot \left[\frac{10 + 35}{35} \right] = 0.15m$$

a_{canal} = ancho de canal de aproximación, m

Q_{max} = caudal máximo, m³/s.

0.6 = velocidad máxima a través de las barras, m/s.

P_{\max} = profundidad máxima de agua en el canal cuando $Q = Q_{\max}$, m

a_b = ancho de barras, mm.

e_b = espaciamiento (abertura) entre barras, mm.

14.- Calculamos la velocidad en el canal de aproximación y las pérdidas de carga a través de la rejilla.

Rejilla gruesa

Calculo de la velocidad en el canal de aproximación,

$$V_a = \frac{0.6}{\frac{a_b + e_b}{e_b}} = \frac{0.6}{\frac{10 + 35}{35}} = 0.47 \text{ m/s}$$

Calculo de la pérdida de carga

$$H_l = \frac{1}{0.7} \cdot \left[\frac{V_1^2 - V_2^2}{2 \cdot g} \right] = \frac{1}{0.7} \cdot \left[\frac{0.6^2 - 0.47^2}{2 \cdot 9.81} \right] = 0.01 \text{ m}$$

Calculo del área neta

$$A_n = \frac{e_b}{e_b + a_b} \cdot a_{\text{canal}} \cdot h_{\text{canal}} = \frac{35}{35 + 10} \cdot 0.15 \cdot 0.3 = 0.045 \text{ m}^2$$

Calculamos número de orificios

$$N = \frac{A_n}{e_b \cdot h_{\text{canal}}} = \frac{0.045}{0.035 \cdot 0.30} = 4$$

Rejilla delgada

$$V_a = 0.4 \text{ m/s}$$

$$H_1 = 0.015 \text{ m}$$

$$A_n = 0.0355 \text{ m}^2$$

$$N = 6$$

15.- Dimensionamiento estandarizado de los medidores Parshall.

Dado que $W = 76 \text{ mm}$

W(mm)	A	B	C	D	F	G	K	N
76 (3")	466	457	178	259	152	305	25	57
152 (6")	621	610	294	393	305	610	76	114
229 (9")	880	864	380	575	305	457	76	114
305 (1 ")	1,370	1,440	610	845	610	915	76	229
457 (11 1/2")	1,449	1,420	762	1,026	610	915	76	229
610 (2')	1,525	1,496	915	1,207	610	915	76	229
915 (3')	1,677	1,645	1,220	1,572	610	915	76	229
1220 (4')	1,830	1,795	1,525	1,938	610	915	76	229
1525 (5')	1,983	1,941	1,830	2,303	610	915	76	229
1830 (6')	2,135	2,090	2,135	2,667	610	915	76	229
2135 (7')	2,288	2,240	2,440	2,020	610	915	76	229
2440 (8')	2,440	2,392	2,745	2,400	610	915	76	229
3050 (10')	2,745	2,470	3,660	4,579	915	1,830	152	343

Tabla 4.2: Dimensiones de medidores Parshall Fuente: Azevedo Netto and Alvarez, 1973

Para el dimensionamiento de la canaleta Parshall tenemos que:

$A = 466 \text{ mm}$, $B = 457 \text{ mm}$, $C = 178 \text{ mm}$, $D = 259 \text{ mm}$, $F = 152 \text{ mm}$, $G = 305 \text{ mm}$, $K = 25 \text{ mm}$, $N = 57 \text{ mm}$

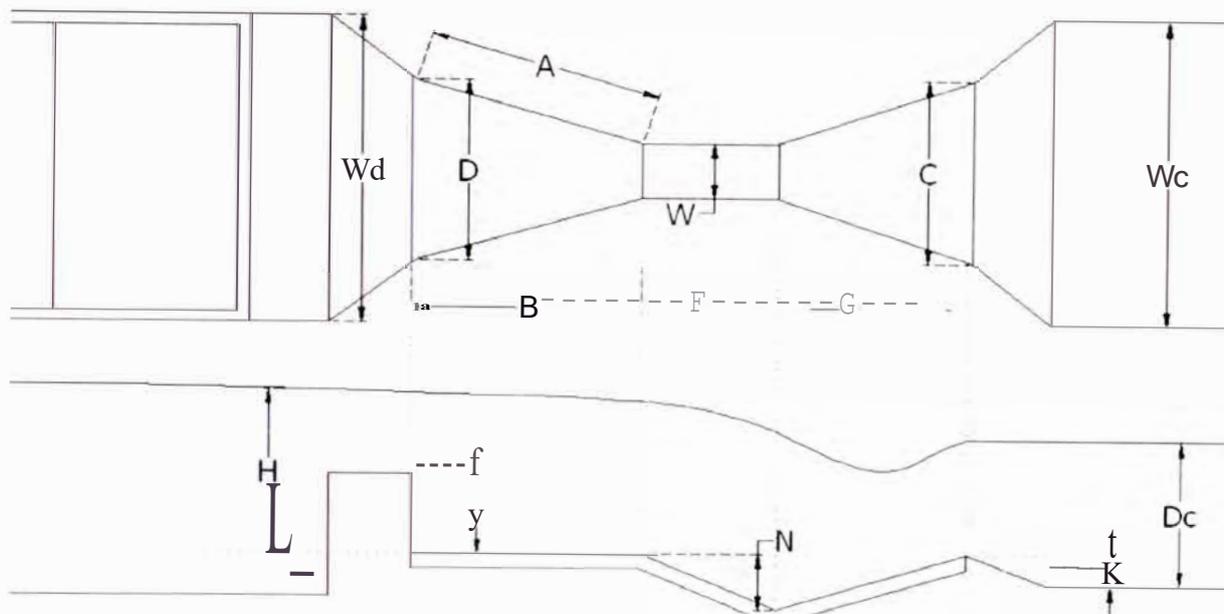


Fig. 4.2: Dimensionamiento del medidor Parshall

• **Diseño del Reactor UASB**

1- Dimensiones del Reactor

El volumen del reactor se ha calculado a partir del caudal medio y se verificara para la condición de caudal máximo horario para un periodo de 2-4 horas.

$$Q_{\text{medio}} = 21.24 \text{ m}^3 / \text{hora} = 509.872 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

$$Q_{\text{maxhorano}} = 31.86 \text{ m}^3 / \text{hora} = 764.808 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

El tiempo de permanencia horaria de las aguas residuales en el reactor se ha estimado en 8 horas. La experiencia en otros reactores UASB recomienda que el TRH sea igual o superior a 6 horas. Se ha tomado un valor superior por preferir utilizar un criterio conservador.

$$TRH = 8 \text{ horas}$$

El volumen de reactor necesario se obtiene de TRH y el *Q_d*:

$$V_{\text{reactor}} = TRH \times Q_d$$

$$V_{\text{reactor}} = 8 \times 21.24 = 169.92 \text{ m}^3$$

El parámetro que limita la altura del reactor es la velocidad media del líquido que normalmente no debe exceder el valor de 1 m/h, por tanto adoptando un margen de seguridad se define en 0,50 m/h.

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del reactor UASB permiten calcular la altura del reactor a partir de la ecuación:

$$v_a = \frac{Q_a}{A} = \frac{V_r}{\text{TRH} \times A} = \frac{H}{\text{TRH}}$$

Siendo el TRH = 8 h se tiene una altura de:

$$H = \text{TRH} \times v_a = 8 \times 0.5 = 4 \text{ m}$$

El área en planta del reactor será:

$$A = \frac{v_r \times V_r \times \text{TRH}}{H} = \frac{169.92}{4} = 42.48 \text{ m}^2 \quad 7 \times 7 \text{ m}$$
$$V_{\text{reactor}} = 7 \times 7 \times 4 = 196 \text{ m}^3$$

Verificamos para el caudal máximo horario:

Tenemos la condición de que $v_a < 1 \frac{1}{2}$,

Entonces:

$$v_a = \frac{H \times Q_{\text{max}}}{V_{\text{reactor}}} = \frac{4 \times 31.86}{196} = 0.65 \text{ m/h} \quad \text{1 ok!}$$

Para reducir las presiones en los muros del reactor se ha dividido en 4 compartimientos iguales de 3.5x3.5x4 m³. Esta división además dotara de flexibilidad la operación del reactor ya que los compartimientos no requieren ser utilizados simultáneamente.

Verificaremos para el caso de operación y limpieza del reactor, es decir 3 compartimientos funcionando y 1 en mantenimiento.

$$v_a = \frac{H \times Q_{\max}}{v_{eac/or}} = \frac{4 \times 31.86}{196 \times 0.75} = 0.86 \text{ m/h} \quad 1 \text{ OK!!}$$

2- Sistema de distribución del afluente

Este sistema tiene como función dividir el caudal de forma que cada punto de la entrada al reactor tenga el mismo caudal.

Consideraremos que el área en planta afectada por un punto de entrada sea de 1 a 2 m². En el presente proyecto esto se traduce en 40 puntos de entrada del afluente. 10 por compartimiento. Cada punto de entrada afecta a un área cuadrada de 1.225 m².

Para distribuir el caudal total en esos 40 puntos se ha proyectado el siguiente sistema:

1. Un canal que distribuye el caudal procedente del desarenador a dos canales independientes.
2. En cada uno de los canales se divide el caudal en 2 partes iguales. Se transporta estos 4 caudales a presión hasta 4 canales situados en la parte superior del reactor.
3. Los 4 canales distribuyen su caudal en 40 tuberías que conducen su porción a los 4 compartimientos (10 por cada compartimiento).

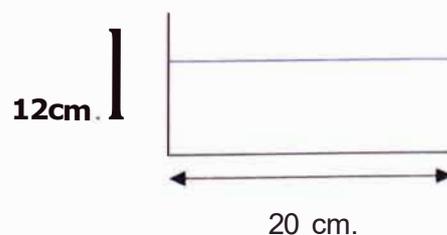
2.1 Distribución 1: Canal procedente del desarenador.

$$Q_{\max} = 8.49 \text{ Ys}$$

Ancho Inferior= 20 cm.

Tirante= $\gamma_e = 12.10 \text{ cm}$

Se construye un canal (01) de concreto de sección:



- Cálculo de tirante normal sección Trapezooidal, Rectangular, 1 angular

Lugar: IPAMPA CLARITA **Proyecto:** IUNI PAMPA
Tramo: Canal de Oshibucio **Revestimiento:** Concreto

Datos:
 Caudal (Q): 10000 l raJ/s
 Ancho de solera (b): ..
 Talud (Z):
 Rugosidad (n):
 Pendiente (S): , , ,



Resultados:
 Tirante normal (y): 10.1210 m Perimetro (p): 10.4420 m
 Area hidráulica (A): 10.0242 m² Radio hidráulico (A): 10.0548 m
 Espejo de agua (T): 10.2000 m Velocidad (v): 10.3508 m/s
 Número de Froude (F): 10.1219 Energía específica (E): 10.1273 m-Kg/Kg
 Tipo de flujo: subcrítico

Limpiar Pantalla Menú Principal

Ingresar el nombre del lugar del Proyecto

2.2 Distribución 2: Canales repartidores

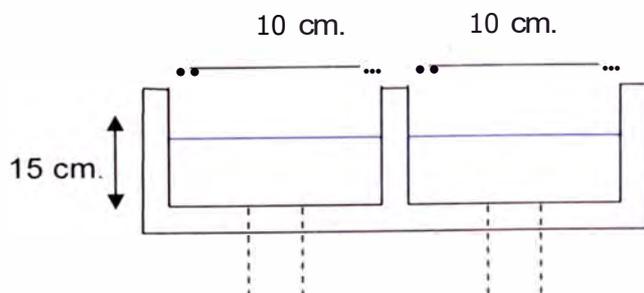
Los dos canales son de 7 metros de largo y están contruidos de lado. Cada uno de ellos tiene 4 tuberías salientes de igual diámetro. Su sección es:

$$Q_{\max} = 4.25 \frac{l}{s}$$

Ancho Inferior= 10cm.

Tirante = y e= 15cm

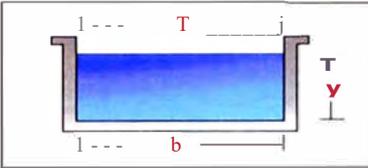
Se divide el canal (01) de concreto en 2 canales (02):



-- Cálculo de tirante normal sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: IPAMPA CLARITA **Proyecto:** IUNI PAMPA
Tramo: Canales repartidores1 **Revestimiento:** Concreto

Datos:
Caudal (QJ): 1.00425 1 m³/s
Ancho de solera (b): m
Talud (ZJ):
Rugosidad (n):
ndiente (SJ): m/m



Resultados:
Tirante norraal (?): 10.1551 1 m **Perímetro (p):** 10.4102 1 m
Area hidráulica (A): 10.0155 1 m² **Radio hidráulico (AR):** 10.0378 1 m
Espejo de agua (TJ): 10.1000 1 m **Velocidad (v):** 10.2740 1 m/s
Número de Froude (FJ): **Energía específica (E):** 10.1589 1 m³/g/g
Tipo de flujo: isubcrítico

Ejecutar Limpia, Pantalla Imprimir Menú Principal

Realiza la impresión de la pantalla

Para el cálculo de la pérdida de carga en la tubería (tramo D2-1) se utiliza la ecuación de la energía de Darcy-Weisbach. Los parámetros utilizados son:

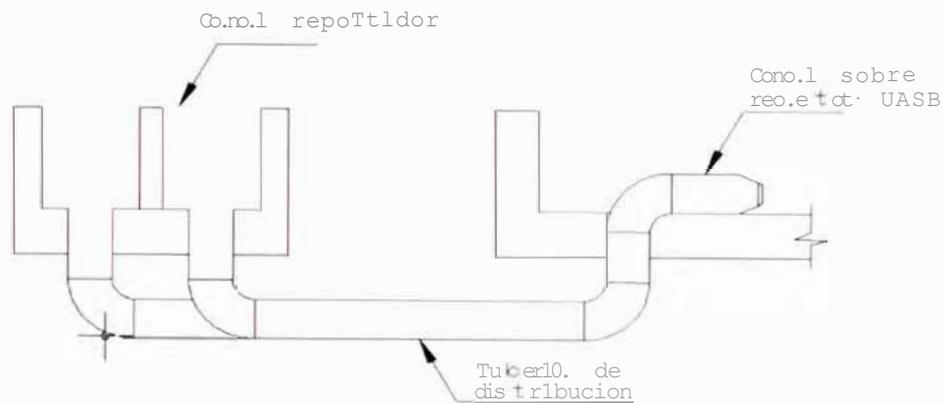
$$h_f = \frac{f \cdot L}{d} \times \left(\frac{V^2}{g} \right) \dots \dots \dots (A)$$

Donde:

- f: coeficiente de fricción (adimensional)
- L: Longitud de la tubería (m)
- d: Diámetro de la tubería (m)
- V: Velocidad en la tubería (m/s)
- g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

Mientras que la pérdida de carga por accesorios estará dado por:

$$h_f = k_{accesorio} \times \left(\frac{V^2}{2 \times g} \right) \dots \dots \dots (B)$$



Del gráfico tenemos:

$\phi = 60 \text{ mm}$, $f = 0.0186$, $v = 0.75 \text{ m/s}$

$L = 3.2 \text{ m}$

3 codos $K = 0.3$

1 embocadura $K = 0.5$

Reemplazando en la fórmula A y B tenemos:

$$h_1 = \frac{f \times L \times (v^5)}{d \times 2 \times g} = \frac{0.0186 \times 3.2 \times (0.75^5)}{0.06 \times 2 \times 9.81} = 2.84 \text{ cm}$$

$$h_f = k_{\text{accesono}} \times \left(\frac{v^5}{2 \times g} \right) = 1.4 \times \left(\frac{0.75^5}{2 \times 9.81} \right) = 4.01 \text{ cm}$$

$$h_{\text{total}} = 2.84 + 4.01 = 6.85 \text{ cm}$$

2.3 Distribución 3 Distribución dentro del reactor UASB

2.3.1 Diseño de canales de distribución

Son necesarios 4 canales (tipo 03-1) y el concepto seguido para el diseño de los canales de distribución es plantearlos como depósitos. De esta forma se tiene una lámina libre de agua aproximadamente horizontal y en consecuencia, igual carga en la entrada de las tuberías de cada canal (1 O en cada canal).

Para comprobar que la altura de agua en el canal es suficiente como para considerarlo un depósito se ha calculado utilizando una pendiente próxima a cero concretamente $i = 0.0001$ usando el programa Hcanales tenemos:

iii. Cálculo de tirante normal sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: IPAMPA CLARITA **Proyecto:** IUNI PAMPA

Tramo: I CANAL DE OISTAIB **Avestimimiento:** I CONCRETO

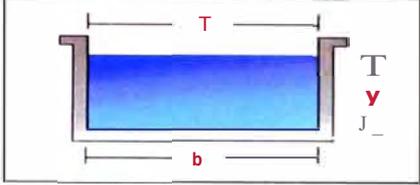
1002125 m³/s

Ancho de solera (bJ): m

Talud (ZJ):

Rugosidad (nJ):

Pendiente (SJ): m/m



Resultados:

Tirante normal (yJ): <input type="text"/> m	Perlmeho (pJ): <input type="text"/> m
Area hidráulica (AJ): <input type="text"/> m ²	Radio hidráulico (AJ): <input type="text"/> m
Espejo de agua (TJ): <input type="text"/> m	Velocidad (vJ): <input type="text"/> mis
Número de Froude (FJ): <input type="text"/>	Energía específica (EJ): <input type="text"/> m-Kg/Kg
Tipo de llujó: <input type="text"/>	

fjecutar !limpiar Pantalla Jmpfjm Menú P,incipal

Ingresar el valor de la pendiente del canal

2.3.2 Diseño de tuberías de distribución dentro del reactor

Considerando una velocidad de descenso del flujo en la tubería de 0.3 mis. Esta condición determina el diámetro mínimo de las tuberías:

$$\phi \geq 30 \text{ mm.}$$

En el punto de entrada al reactor requiere cierta turbulencia en el flujo para remover los lodos depositados en el reactor. Se recomienda una velocidad de entrada en el reactor de 0.6 mis. Para ello se propone un estrechamiento de:

$$\phi \geq 15 \text{ mm.}$$

Ahora calcularemos la pérdida de carga en las tuberías, se utiliza la ecuación de la energía con la fórmula de Darcy-Weisbach. Los parámetros utilizados son:

$$\phi \geq 30 \text{ mm.} \Rightarrow \text{Coeficiente de rozamiento} = 0.018; v = 0.3 \text{ mis}$$

$$\phi \geq 15 \text{ mm.} \Rightarrow v = 0.6 \text{ mis}$$

$$L = 5.8 \text{ m}$$

$$1 \text{ TEE} \Rightarrow K = 0.6; v = 0.3 \text{ mis}$$

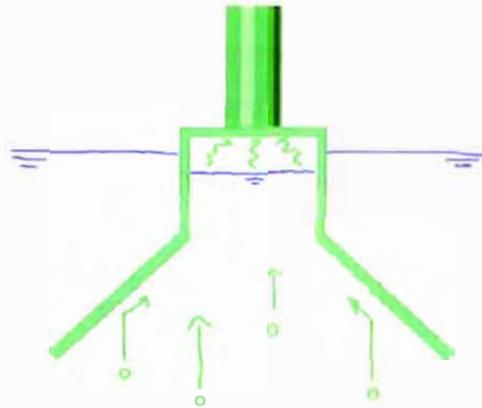
$$2 \text{ embocaduras} \Rightarrow K = 0.5; v = 0.3 \text{ mis}$$

$$2 \text{ salidas} \Rightarrow K = 1; v = 0.6 \text{ mis}$$

Utilizando las fórmulas A y B anteriormente mencionadas tenemos:

$$L_{separador} = 6.05 \text{ cm}$$

3.- Separador de gas liquido Sólido



Este elemento es característico de los reactores UASB. En el se produce el proceso de sedimentación de los sólidos en suspensión y la separación del biogás. Los parámetros que definen su diseño son los siguientes.

- $V_{\text{ascension max.}} = 1 \text{ m/h}$
- Angulo de inclinación elementos = 45°
- Recolección del bogas sea segura

Para que la velocidad máxima sea del valor estipulado debe haber siempre un área libre mínima de 5.301 m^2 en cada compartimiento:

$$Q = 5.89 \text{ l/s} = 21.204 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q_{\text{compartimiento}} = \frac{21.204}{4} = 5.301 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$A_{\text{mínima}} = \frac{Q_{\text{compartimiento}}}{V_{\text{ascension}}} = \frac{5.301 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m/h}} = 5.301 \text{ m}^2 = L_{\text{compartimiento}} \times L_{\text{separador}} = L_{\text{separador}}$$

$$L_{\text{separador}} = 5.301 = 1.5 \text{ m}$$

4.- Sistema de recolección del efluente

Para la recolección en el reactor UASB se han proyectado un total de 4 canales (04-1). Las aristas donde se vierta el agua estarán dentadas de manera que tengan un vertedero de tipo triangular cada 0.5 metros. Esto conlleva a un total de:

8 aristas x 3.5 m x 2 vertedero/m = 56 vertederos triangulares.

El caudal que debe verter cada vertedero es:

$$Q_v = \frac{Q_{\max}}{56} = \frac{8.49}{56} = 0.151 \text{ l/s}$$

Se ha dimensionado la geometría del vertedero triangular a partir de la fórmula de Kindsvater.

$$Q = C_e \cdot \frac{1}{\sqrt{5}} \cdot \tan\left(\frac{a}{2}\right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^5}$$

Donde

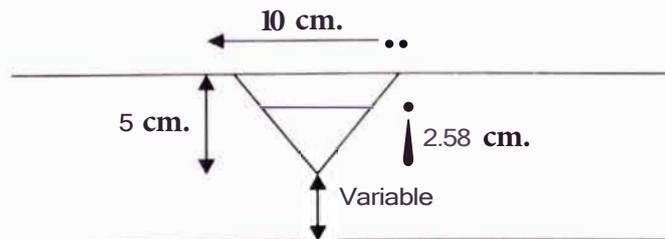
Q = caudal = 0.151/s

C_e = Coeficiente de descarga = 0.58

a = ángulo del vertedero = 90°

Despejando el valor de h tenemos la siguiente ecuación:

$$h = \left(\frac{Q \cdot \sqrt{5}}{C_e \cdot \tan\left(\frac{a}{2}\right) \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{1}{5}} = 2.58 \text{ cm}$$



Finalmente diseñamos el canal de recolección del efluente.

Cálculo de tirante normal sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: PAMPA CLAAITA **Proyecto:** IUNI-PAMPAI

Tramo: DE RECOLECCION 1 **Revestimiento:** CONCRETO

Datos:

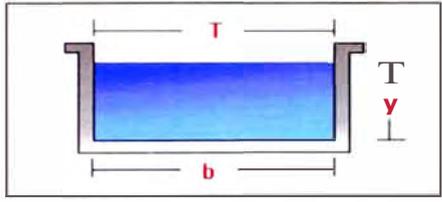
Caudal (Q): 1.002122 m³/s

Ancho de solera (b): 10.1 m

Talud (Z): 0

Rugosidad (n): 1.013

Pendiente (S): 1.001 m/m



Resultados:

Tirante normal (y): 0.0010 m

Perímetro (p): 0.2140 m

Área hidráulica (A): 0.0001 m²

Radio hidráulico (R): 0.0310 m

Espejo de agua (T): 10.1000 m

Velocidad (v): 10.2439 m/s

Número de Froude (F): 0.2640

Energía específica (E): 0.0900 m-l(g)/l(g)

Tipo de flujo: Subcrítico

Ejecutar Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal

Realiza la impresión de la pantalla

• **Diseño del Lagunas Facultativas**

Se asume que el propósito en orden de prioridad es remoción de patógenos, principalmente huevos de helmintos y coliformes fecales con el objetivo de cumplir los límites de la ley general de aguas para la clasificación tipo 111, con TRHF 2 10 días. Se diseña una batería de lagunas facultativas.

MODELO DE FLUJO DISPERSO Simplificación de Thirimurthy (1969).

Ver anexo 2

Tenemos que el Q_d = 509.87 m³/día y asumiendo un TRH = 17 días el volumen de la laguna sería:

$$V = Q_d \times TRH = 509.87 \times 18 = 9177.7 \text{ m}^3$$

Considerando una profundidad de 2 metros el área de la laguna sería:

$$A = \frac{V}{H \times 10000} = \frac{2177.7}{2 \times 10000} = 0.46 \text{ HA}$$

Para $n =$ número de lagunas = 2 y considerando que cada laguna tiene un ancho igual a la mitad del largo ($L/W = 2$) se tiene:

$$A_1 = 0.23 \text{ HA}; \quad L \times W = 0.23 \times 10000$$

$$2 \times W^2 = 2300 \quad W = \sqrt{1150} = 34 \quad \therefore \quad L = 68 \text{ m}$$

Considerando una profundidad de 2.0 m tendremos un volumen de:

$$V = L \times W \times H = 34 \times 68 \times 2 = 4624 \text{ m}^3 \text{ para cada laguna en paralelo.}$$

- En una laguna de estabilización siempre existirán cortos circuitos hidráulicos y volúmenes muertos que influirán sobre el período de retención
- El período de retención real siempre es menor que el período de retención teórico o nominal = V/Q
- El $TR_{\text{REAL}} = TR_{\text{TEÓRICO}} \times F_{\text{CH}}$

Con $F_{\text{CH}} = 0.7$ tenemos que $TR_{\text{REAL}} = R = 18 \times 0.7 = 12.6$ días.

$$d = \frac{1.158 \left[\frac{R(W + 2Z)}{(T + 42.5)^{0.734}} \right]^{4.89} W^{1.511}}{(L - Z)^{1.489}} = \frac{1.158 [1.26 \times (34 + 2 \times 2)]^{0.489} 34^{1.511}}{(16.3 + 42.5)^{0.734} (68 \times 2)^{1.489}} = 0.16$$

$$K_b = 0.9$$

$$K_{b_1} = K_b \times 1.05^{-(T-20)} = 0.9 \times 1.05^{-(16.3-20)} = 0.75$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times K_b \times R \times d} = \sqrt{1 + 4 \times 0.75 \times 12.6 \times 0.16} = 2.68$$

$$N_1 = \frac{N_{10^7} \times 4ae^{\frac{1-a}{2}T}}{(1+a)^2} = \frac{10^7 \times 4 \times 2.68 \times e^{\frac{1-2.68}{2} \times 16}}{(1+2.68)^2} = 4.6 \times 10^5 \text{ CF} / 100 \text{ ml} \geq 10^3$$

Debemos colocar una laguna facultativa en serie.

$$Q_a = \frac{Q'}{2} = \frac{509.87}{2} = 254.93 \text{ m}^3 / \text{a}$$

$$DBO = \frac{L_0}{K_d} = \frac{43.455 \times 1000}{254.93} = 170.46 \text{ mg} / \text{L}$$

$$F_{cs} = 0.95$$

$$L_0 = L \times F_{cs} = 170.46 \times 0.95 = 161.94 \text{ mg} / \text{L}$$

$$K_d = 0.25$$

$$K_{dn} = K_{dn} \times 1.05^{(t-20)} = 0.25 \times 1.05^{(163-20)} = 0.21$$

$$a_r = \sqrt{1 + 4 \times K_m \times R \times d} = \sqrt{1 + 4 \times 0.21 \times 12.6 \times 0.18} = 1.86$$

$$L_1 = \frac{L_0 \times 4a_r e^{\frac{1-a_r}{2d}}}{(1+a_r)^2} = \frac{10^7 \times 4 \times 1.86 \times e^{\frac{1-1.86}{2 \times 0.18}}}{(1+1.86)^2} = 10.63 \text{ m l} / \text{l} \quad \therefore 10$$

$$Q_e = \frac{1}{2} (E \times L \times W \times 0.01) = \frac{50.87}{2} - (0.7 \times 34 \times 68 \times 0.01) = 238.75 \text{ m}^3 / \text{d}$$

A continuación procederemos a diseñar las lagunas en serie para lograr el efluente admisible para la clasificación tipo 11 de la ley general de agua.

Si TRH = 17 días el volumen de la laguna seria:

$$V = Q_e \times TRH = 238.75 \times 17 = 4058.78 \text{ m}^3$$

Considerando una profundidad de 3 metros el área de la laguna seria:

$$A = \frac{V}{H \times 10000} = \frac{4058.78}{3 \times 10000} = 0.14 \text{ HA}$$

Considerando que cada laguna tiene un ancho igual a la mitad del largo (L/N=2) se tiene:

$$A_1 = 0.14 \text{ HA}; \quad L \times W = 0.14 \times 10000$$

$$2 \times W^2 = 1400 \Rightarrow W = \sqrt{700} \approx 26 \quad \therefore \quad L = 52 \text{ m}$$

Considerando una profundidad de 3 m tendremos un volumen de:

$$V = L \times W \times H = 26 \times 52 \times 2 = 2704 m^3 \text{ para cada laguna en paralelo.}$$

Con $FdH = 0.7$ tenemos que $TRH_{REAL} = R = 17 \times 0.7 = 12$ días.

$$d = \frac{1.158 [R(w + 2z)]^{0.489} w^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (Lz)^{0.489}} =$$

$$\frac{1.158 [12.6 \times (26 + 2 \times 3)]^{0.489} 26^{1.511}}{(16.3 + 42.5)^{0.734} (52 \times 3)^{0.489}} = 0.08$$

$$K_b = 0.9$$

$$K_{b'} = K_b \times 1.05^{(17-20)} = 0.9 \times 1.05^{(16/20)} = 0.75$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times K_{b'} \times R \times d} = \sqrt{1 + 4 \times 0.75 \times 12.6 \times 0.08} = 1.96$$

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

$$\frac{8.9 \times 10^4 \times 4 \times 1.96 \times e^{\frac{1-1.96}{2 \times 0.08}}}{(1+1.96)^2} = 979.5 \text{ CF/} \frac{100}{mi} < 103 \quad \text{ok!!}$$

4.2 Costos de construcción

El Presupuesto de la PTAR UNIPAMPA, como todo presupuesto de Obra fue determinado bajo los siguientes parámetros:

- Partidas involucradas
- Metrado de cada partida
- Costos unitarios de cada partida
- Porcentajes de Gastos Generales y Utilidad
- El Impuesto General a las ventas (I.G.V.)

Se evaluaron 2 alternativas de construcción, la primera contempla lagunas facultativas con revestimiento con manta geotextil, mientras la segunda alternativa contempla un revestimiento de concreto en todas las lagunas.

En la primera alternativa se obtuvo un costo menor en la cual el monto total de la obra asciende a: 314,736.42 \$ (Trescientos catorce mil setecientos treinta y seis con 42/100 dólares) incluidos los gastos generales, la utilidad y el I.G.V.

Fecha de elaboración del presupuesto: Marzo del año 2007.

Tipo de Cambio: 3.18 soles¹

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1

Cod. Item	Descripción	UMed.	Qtd.	Costo Unitario	Total
	PTAR UNIPAMPA				220,403.66
1	OBRAS PRELIMINARES				59,992.98
1.01	TRAZO Y REPLANTEO	MES	6.000	884.45	5,306.70
1.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.000	208.28	208.28
1.03	CASETA PARA GUARDIANIA Y/O DEPOSITO	GLB	1.000	1,258.30	1,258.30
1.04	SSHH-OBROEROS	M2	5.000	18.30	91.50
1.05	OFICINA Y ALMACEN DE OBRA	M2	30.000	175.94	5,278.20
1.06	CARTEL DE OBRA	M2	6.250	40.00	250.00
1.07	CERCO PERIMETRICO H=3MT	M	680.000	70.00	47,600.00
2	PRETRATAMIENTO				1,305.19
2.1	CANAL DE APROXIMACION				363.15
2.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				227.99
2.1.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.1.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.89	37.80
2.1.2	CONCRETO SIMPLE				135.16
2.1.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.1.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	4.500	7.32	32.94
2.1.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	1.000	62.35	62.35
2.2	DESARENADOR				485.92
2.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				226.19
2.2.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.2.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.80	36.00
2.2.2	CONCRETO SIMPLE				259.73
2.2.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.2.2.2	ENCOFRADO DE CANAL	M2	13.000	7.32	95.16

¹ Fuente: http://www.mef.gob.pe/INDECO/tipo_cambio.php

Cod. Item	Descripción	UMed	Otd.	Costo Unitario	Total
2.2.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	2 000	62.35	124.70
2.3	CANAL DE DISTRIBUCION				456.11
2.3.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				226.19
2.3.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.3.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.80	36.00
2.3.2	CONCRETO SIMPLE				182.74
2.3.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	11.000	7.32	80.52
2.3.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	1.000	62.35	62.35
2.3.3	TUBERIAS				47.18
2.3.3.1	EXCAVACION MANUAL	ML	5.000	4.62	23.10
2.3.3.2	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=60 MM	ML	8.000	3.01	24.08
3	REACTOR UASB				19,300.21
3.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				321.24
3.1.1	EXCAVACION	M3	166.400	1.48	246.27
3.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	49.000	1.53	74.97
3.2	CONCRETO SIMPLE				1,222.25
3.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	4.900	49.84	244.22
3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	8.400	7.32	61.49
3.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	14.700	62.35	916.55
3.3	CONCRETO ARMADO				17,756.72
3.3.1	LOSA DE FONDO				3,002.18
3.3.1.1	ACERO	KG	1,176.000	0.96	1,128.96
3.3.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	8.400	10.13	85.09
3.3.1.3	CONCRETO fc=210 kg/cm2 TIPO V	M3	14.700	88.04	1,294.19
3.3.1.4	JUNTA WATER STOP 4PULG.	ML	44.000	1.76	77.44
3.3.1.5	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	49.000	8.50	416.50
3.3.2	PLACAS				13,549.68
3.3.2.1	ACERO	KG	4,000.000	0.96	3,840.00
3.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	336.000	10.13	3,403.68
3.3.2.3	CONCRETO fc=210 kg/cm2 TIPO V	M3	50.000	88.04	4,402.00
3.3.2.4	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	224.000	8.50	1,904.00
3.3.3	VIGAS				903.86
3.3.3.1	ACERO	KG	80.000	0.96	76.80
3.3.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	60.000	7.32	439.20
3.3.3.3	CONCRETO fc=210 kg/cm2 TIPO V	M3	4.000	88.04	352.16
3.3.3.4	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	4.200	8.50	35.70
3.4	TUBERIAS				301.001
3.4.1	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=30 MM	ML	100.000	3.01	301.00

VIENE DEL CUADRO DE ALTERNATIVA 1

Cod. Itm-n°	Descripción	Uml	Otd.	Costo Unitario	Total
4	LAGUNAS FACULTATIVAS				130,501.28
4.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				69,311.90
4.1.1	EXCAVACION	M3	15,000.000	1.48	22,200.00
4.1.2	RELLENO COMPACTADO (DIQUES)	M3	10,000.000	2.47	24,700.00
4.1.3	NIVELACION Y COMPACTACION INTERIOR DE LAGUNAS	M2	14,648.300	1.53	22,411.90
4.2	IMPERMEABILIZACIÓN				57,929.88
4.2.1	LOSA DE FONDO				31,878.00
4.2.1.3	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMEMBRANA HDPE (1MM)	M2	9,108.000	3.50	31,878.00
4.2.1.4	RELLENO MATERIAL ARCILLOSO COMPACTADO (CAPAS 5CM)	M3	910.800	31.25	28,462.50
4.2.2	TALUD INTERIOR				26,051.88
4.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE TALUD	M2	20.000	10.13	202.60
4.2.2.2	CONCRETO $f_c=175$ kg/cm ² TIPO V CON FIBRAS DE POLIPROP.	M3	81.000	78.88	6,389.28
4.2.2.2	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMEMBRANA HDPE (1MM)	M2	5,560.000	3.50	19,460.00
4.2.1.3	RELLENO MATERIAL ARCILLOSO COMPACTADO (CAPAS 5CM)	M3	556.000	31.25	17,375.00
4.3	OBRAS DE ARTE				2,713.50
4.3.1	ACERO	KG	1,000.000	0.96	960.00
4.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	50.000	10.13	506.50
4.3.3	CONCRETO $f_c=140$ kg/cm ² TIPO V	M3	20.000	62.35	1,247.00
4.4	TUBERIAS				546.00
4.4.1	EXCAVACION MANUAL	M3	40.000	4.62	184.80
4.4.2	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=60 MM	ML	120.000	3.01	361.20
5	DESCARGA AL MAR				9,304.00
5.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,580.00
5.1.1	EXCAVACION	M3	500.000	4.62	2,310.00
5.1.2	RELLENO COMPACTADO	M3	1,500.000	2.18	3,270.00
5.2	TUBERIAS				3,724.00
5.2.1	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=150 MM	ML	400.000	9.31	3,724.00
COSTO DIRECTO					220,403.66
GASTOS GENERALES 110%					22,040.37
UTILIDAD (10%)					22,040.37
SUB-TOTAL					264,484.39
IGV (19%)					50,252.03
TOTAL PRESUPUESTO (\$)					314,736.42

VIENE DEL CUADRO DE ALTERNATIVA 1

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 11

Cod. Item	Descripción	UMed.	Qty.	Costo Unitario	Total
	PTAR UNIPAMPA				281,814.41
1	OBRAS PRELIMINARES				59,992.98
1.01	TRAZO Y REPLANTEO	MES	6.000	884.45	5,306.70
1.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.000	208.28	208.28
1.03	CASETA PARA GUARDIANIA Y/O DEPOSITO	GLB	1.000	1,258.30	1,258.30
1.04	SSHH-OBRREROS	M2	5.000	18.30	91.50
1.05	OFICINA Y ALMACEN DE OBRA	M2	30.000	175.94	5,278.20
1.06	CARTEL DE OBRA	M2	6.250	40.00	250.00
1.07	CERCO PERIMETRICO H=3MT	M	680.000	70.00	47,600.00
2	PRETRATAMIENTO				1,305.19
2.1	CANAL DE APROXIMACION				363.15
2.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				227.99
2.1.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.1.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.89	37.80
2.1.2	CONCRETO SIMPLE				135.16
2.1.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.1.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	4.500	7.32	32.94
2.1.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	1.000	62.35	62.35
2.2	DESARENADOR				485.92
2.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				226.19
2.2.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.2.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.80	36.00
2.2.2	CONCRETO SIMPLE				259.73
2.2.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.2.2.2	ENCOFRADO DE CANAL	M2	13.000	7.32	95.16
2.2.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	2.000	62.35	124.70
2.3	CANAL DE DISTRIBUCION				456.11
2.3.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				226.19
2.3.1.1	RELLENO COMPACTADO	M3	77.000	2.47	190.19
2.3.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	20.000	1.80	36.00
2.3.2	CONCRETO SIMPLE				182.74
2.3.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	0.800	49.84	39.87
2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	11.000	7.32	80.52
2.3.2.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	1.000	62.35	62.35
2.3.3	TUBERIAS				47.18
2.3.3.1	EXCAVACION MANUAL	ML	5.000	4.62	23.10
2.3.3.2	SUMINISTRO E INSTALACION PVC D-60 MM	ML	8.000	3.01	24.08
3	REACTOR UASB				19,300.21
3.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				321.24

Cod. Item	Descripción	U.M.e<.f.	Otd.	Costo un,tar-io	Total
3.1.1	EXCAVACION	M3	166.400	1.48	246.27
3.1.2	NIVELACION Y COMPACTACION PARA SOLADO	M2	49.000	1.53	74.97
3.2	CONCRETO SIMPLE				1,222.25
3.2.1	SOLADO fc=100 kg/cm2 TIPO V e=0.1 m	M3	4.900	49.84	244.22
3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CANAL	M2	8.400	7.32	61.49
3.2.3	CONCRETO fc= 140 kg/cm2 TIPO V	M3	14.700	62 35	916.55
3.3	CONCRETO ARMADO				17,756.72
3.3.1	LOSA DE FONDO				3,002.18
3.3.1.1	ACERO	KG	1,176.000	0.96	1,128.96
3.3.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	8.400	10.13	85.09
3.3.1.3	CONCRETO fc= 210 kg/cm2 TIPO V	M3	14.700	88.04	1,294.19
3.3.1.4	JUNTA WATER STOP 4PULG	ML	44.000	1.76	77.44
3.3.1.5	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	19.000	8.50	416.50
3.3.2	PLACAS				13,549.68
3.3.2.1	ACERO	KG	4,000.000	0.96	3,840.00
3.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	336.000	10.13	3,403.68
3.3.2.3	CONCRETO fc= 210 kg/cm2 TIPO V	M3	50.000	88.04	4,402.00
3.3.2.4	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	224.000	8.50	1,904.00
3.3.3	VIGAS				903,86
3.3.3.1	ACERO	KG	80.000	0.96	76.80
3.3.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	60.000	7.32	439.20
3.3.3.3	CONCRETO fc=210 kg/cm2 TIPO V	M3	4000	88.04	352.16
3.3.3.4	RECUBRIMIENTO EPOXICO	M2	4.200	8.50	35.70
3.4	TUBERIAS				301.00
3.4.1	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=30 MM	ML	100.000	3.01	301.00
4	LAGUNAS FACULTATIVAS				191,912.04
4.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				69,311.90
4.1.1	EXCAVACION	M3	15,000.000	1.48	22,200.00
4.1.2	RELLENO COMPACTADO (DIQUES)	M3	10,000 000	2.47	24,700.00
4.1.3	NIVELACION Y COMPACTACION PARA LOSA	M2	14,648.300	1.53	22,411.90
4.2	CONCRETO SIMPLE				119,340.64
4.2.1	LOSA DE FONDO				73,288.16
4.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA	M2	35.000	10 13	354.55
4.2.1.2	CONCRETO fc= 175 kg/cm2 TIPO V CON FIBRAS DE POLIPROP	M3	908.850	78.88	71,690.09
4.2.1.3	JUNTA DE DILATAACION	ML	268.000	1 51	404.68
4.2.1.4	SELLADO DE JUNTAS	ML	268.000	3.13	838.84
4.2.2	TALUD INTERIOR				46,052.48
4.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE TALUD	M2	45.000	10 13	455.85
4.2.1.2	CONCRETO fc= 175 kg/cm2 TIPO V CON FIBRAS DE POLIPROP	M3	555.980	78 88.	43,855.70

VIENE OEL CUADRO ALTERNATIVA 2

Coa. Item	Descripción	Unidad	Ctd	Costo unitario	Total
4.2.2.2	JUNTA DE DILATACION	ML	375.200	1.51	566.55
4.2.2.4	SELLADO DE JUNTAS	ML	375.200	3.13	1,174.38
4.3	OBRAS DE ARTE				2,713.50
4.3.1	ACERO	KG	1,000.000	0.96	960.00
4.3.2	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	M2	50.000	10.13	506.50
4.3.3	CONCRETO fc=140 kg/cm2 TIPO V	M3	20.000	62.35	1,247.00
4.4	TUBERIAS				546.00
4.4.1	EXCAVACION MANUAL	M3	40.000	4.62	184.80
4.4.2	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=60 MM	ML	120.000	3.01	361.20
5	DESCARGA AL MAR				9,304.00
5.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,580.00
5.1.1	EXCAVACION	M3	500.000	4.62	2,310.00
5.1.2	RELLENO COMPACTADO	M3	1,500.000	2.18	3,270.00
5.2	TUBERIAS				3,724.00
5.2.1	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=150 MM	ML	400.000	9.31	3,724.00
COSTO DIRECTO					281,814.41
GASTOS GENERALES (10%)					28,181.44
UTILIDAD (10%)					28,181.44
SUB-TOTAL					338,177.30
IGV (19%)					64,253.69
TOTAL PRESUPUESTO(\$)					402,430.98

VIENE DEL CUADRO ALTERNATIVA 2

CUADRO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS

	PROYECTO:PTAR UNIPAMPA	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
	DESCRIPCION	COSTO(\$)	COSTO(\$)
1	OBRAS PRELIMINARES	59,992.98	59,992.98
2	PRETRATAMIENTO	1,305.19	1,305.19
3	REACTOR UASB	19,300.21	19,300.21
4	LAGUNAS FACULTATIVAS	130,501.28	191,912.04
5	DESCARGA AL MAR	9,304.00	9,304.00
6	COSTO DIRECTO	220,403.66	281,814.42
7	GASTOS GENERALES (10%)	22,040.37	28,181.44
8	UTILIDAD (10%)	22,040.37	28,181.44
9	IGV (19%)	50,252.03	64,253.69
TOTAL PRESUPUESTO		314,736.42	402,430.98

Tabla 4.3: Costos de construcción

4.3 Costos de operación de la planta de tratamiento

Los costos de operación de la planta se muestran en la (Tabla 6.2), son los siguientes:

4.2.2.2	JUNTA DE DILATACION	ML	375.200	1.51	566.55
4.2.2.4	SELLADO DE JUNTAS	ML	375.200	3.13	1,174.38
4.3	OBRAS DE ARTE				2,713.50
4.3.1	ACERO	KG	1,000.000	0.96	960.00
4.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M ²	50.000	10.13	506.50
4.3.3	CONCRETO fc=140 kg/cm ² TIPO V	M ³	20.000	62.35	1,247.00
4.4	TUBERIAS				546.00
4.4.1	EXCAVACION MANUAL	M ³	40.000	4.62	184.80
4.4.2	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=60 MM	ML	120.000	3.01	361.20
5	DESCARGA AL MAR				9,304.00
5.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,580.00
5.1.1	EXCAVACION	M ³	500.000	4.62	2,310.00
5.1.2	RELLENO COMPACTADO	M ³	1,500.000	2.18	3,270.00
5.2	TUBERIAS				3,724.00
5.2.1	SUMINISTRO E INSTALACION PVC Ø=150 MM	ML	400.000	9.31	3,724.00
COSTO DIRECTO					281,814.41
GASTOS GENERALES (10%)					28,181.44
UTILIDAD (10%)					28,181.44
SUB-TOTAL					338,177.30
IGV (19%)					64,253.69
TOTAL PRESUPUESTO(\$)					402,430.98

CUADRO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS

	PROYECTO:PTAR UNIPAMPA	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
	DESCRIPCION	COSTO(\$)	COSTO(\$)
1	OBRAS PRELIMINARES	59,992.98	59,992.98
2	PRETRATAMIENTO	1,305.19	1,305.19
3	REACTOR UASB	19,300.21	19,300.21
4	LAGUNAS FACULTATIVAS	130,501.28	191,912.04
5	DESCARGA AL MAR	9,304.00	9,304.00
6	COSTO DIRECTO	220,403.66	281,814.42
7	GASTOS GENERALES (10%)	22,040.37	28,181.44
8	UTILIDAD (10%)	22,040.37	28,181.44
9	IGV (19%)	50,252.03	64,253.69
TOTAL PRESUPUESTO		314,736.42	402,430.98

Tabla 4.3: Costos de construcción

4.3 Costos de operación de la planta de tratamiento

Los costos de operación de la planta se muestran en la (Tabla 6.2), son los siguientes:

Item	Descripción	Und.	Cant.	P.U (\$)	Costo total\$	Costo total (Soles)
1	Personal para operación y mantenimiento de la planta de tratamiento				20,040.00	63,727.20
1.1	Ingeniero supervisor (1 dimes)	mes	12	150	1800	5,724.00
1.2	Vigilante (3 personas 25 dimes turno día y noche)	mes	12	600	7200	22,896.00
1.3	Operador encargado de mantenimiento permanente (3 personas 25 dimes)	mes	12	600	7200	22,896.00
1.4	Encargado control y funcionamiento (1 persona 4 dimes)	mes	12	160	1920	6,105.60
1.5	Encargado mantenimiento general (1 dimes)	mes	12	80	960	3,052.80
1.6	Control de efluentes (ensayos)	Glb	1	960	960	3,052.80
2	Gastos fijos				1,186.00	3,771.48
2.1	Energía eléctrica para oficina	mes	12	18	216	686.88
2.2	Teléfono	mes	12	20	240	763.20
2.3	Agua	mes	12	15	180	572.40
2.4	Herramientas y utensilios, otros	Glb	1	250	250	795.00
2.5	Seguridad Industrial	Glb	1	300	300	954.00
TOTAL COSTO ANUAL					21,226.00	67,498.68

Tabla 4.4: Costos de operación

Para un óptimo desempeño de la planta de tratamiento con respecto a operación y mantenimiento, higiene y seguridad ambiental se tienen las siguientes consideraciones:

- **Consideraciones respecto al personal**

Tabla 4.5: Calificación del Personal

Personal	Calificación
Ingeniero Supervisor	Grado de Ingeniero Civil con capacitación en diseño, operación y mantenimiento de plantas De tratamiento. Capacitación en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional, monitoreo de aguas residuales, e interpretación de resultados del laboratorio y monitoreo. Capacitación y experiencia en financiamiento de oeración de obras oúblicas
Operador	Educación secundaria aprobada. Habilidades propias para labores de operación, mantenimiento y monitoreo básico de aguas residuales y lagunas de Estabilización. Capacitación en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional, operación de lagunas, monitoreo de caudales, operación de desarenadores, y muestreo básico de aguas residuales.
Vigilante	Habilidades propias para labores de vigilante. Capacitación en primeros auxilios.
Especialistas	Cuando sea necesario contratar especialistas para varias actividades como muestreo de varios parámetros, muestreo de lodos, remoción de lodos, etc.

- **Consideraciones respecto a la higiene y seguridad**

1. La instalación debe contar siempre con una fuente de agua limpia, jabón y cloro. Es aconsejable utilizar toallas desechables de papel para evitar que, debido a la necesidad de transporte para la limpieza de las toallas de tela, éstas permanezcan demasiado tiempo sin lavar y pueden servir como un foco de infecciones.

2. La caseta de control debe contar con un botiquín en el que se incluya, como mínimo, tela adhesiva, algodón, alcohol, una solución detergente desinfectante, tijeras, y pinzas, y un repelente para mosquitos e insectos. También debe contar con extintores y un teléfono celular para emergencias.
3. El trabajador debe disponer de guantes y botas de hule, casco de trabajo, y al menos dos trajes de trabajo. Todas las prendas utilizadas en la instalación deben permanecer en ella al finalizar la jornada laboral.
4. Siempre que se vaya a comer o beber, se debe lavarse las manos con agua limpia y jabón. Si se hace alguna comida en el recinto de la instalación, se debe designar un área para ese fin, y evitar en todo momento comer a la vez que se está efectuando alguna labor que ponga en contacto a la comida con algún elemento que haya estado en contacto con desechos contaminados. Lo más recomendable es no comer cerca de desechos líquidos o sólidos depositados o almacenados.
5. Todas las herramientas de trabajo deben lavarse con agua limpia antes de ser guardadas después de haberlas usado.
6. Los cortes, arañazos y contusiones que pueda sufrir el trabajador deben desinfectarse inmediatamente después de que se hayan producido.
7. Si el sitio dispone de electricidad, y el trabajador debe ocuparse del mantenimiento de equipos eléctricos, debería asegurarse de que sus manos, ropas y calzado estén siempre secos.
8. La entrada del sitio debe mantenerse cerrada cuando no existen visitas autorizadas. Se deben recordar los riesgos higiénicos para los visitantes si no están suficientemente informados.
9. La instalación debe disponer de una lancha, cuerda y por lo menos dos salvavidas.
10. El trabajador debe vacunarse contra el tétanos, fiebre tifoidea y otras posibles enfermedades que indiquen las autoridades sanitarias del área. También debe someterse a un chequeo médico por lo menos una vez por año que incluye análisis para infecciones de parásitos.
11. Todos los trabajadores deben recibir capacitación periódicamente en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional.

CONCLUSIONES

- Técnicamente la planta de tratamiento de aguas residuales cumple con los objetivos para los cuales fue diseñado.
- El reactor UASB es un tratamiento para aguas residuales que, alcanza eficiencias de remoción expectables, requiriendo poca área superficial ($170 \text{ cm}^2/\text{hab}$) y costos operativos bajos.
- Para el caso de reutilización del agua residual y cumplir con los parámetros de la ley general de aguas es necesario un postratamiento al reactor UASB, para el caso de la planta de tratamiento del poblado de UNIPAMPA se llegó a la conclusión que las lagunas facultativas cumplían dichos requerimientos además de sus bajos costos de operación.
- En el anexo referente al estudio económico financiero queda demostrado la viabilidad de tratar y reutilizar las aguas servidas, particularmente en aquellas zonas en la que la agricultura es una actividad económica importante y que sufre constantes fluctuaciones especialmente en zonas donde la disponibilidad de agua es escasa.
- Una constante reutilización de aguas servidas tratadas abren la posibilidad de aumentar la disponibilidad de agua en la región.
- En resumen, la investigación realizada respecto a la planta de tratamiento de aguas residuales aporta una metodología para la ubicación, selección, disposición final de aguas y viabilidad para la construcción y operación de la misma.

RECOMENDACIONES

- Se debe dar énfasis al tipo de materiales a usar para la construcción de la planta de tratamiento, cada estructura que conforma el proceso de tratamiento presenta procesos físicos, químicos y biológicos diferentes y por lo tanto se deben usar los materiales idóneos.
- Se deberá prestar atención a los niveles de sub-rasante o rasante para cada una de las estructuras de preferencia colocar plantillas para definir las cotas de fondo.
- Preparar, perfilar, nivelar y compactar el terreno con el método de mas adecuado, previo a la preparación del solado el cual tendrá un espesor mínimo de 10cm.
- En el caso de las rejas (tamices) que estarán presentes en el pretratamiento, el material a utilizar debe prevenir la oxidación, razón por la cual un tipo de acero inoxidable tendría una mayor durabilidad.
- El agua residual domestica presenta en su composición una diversidad de agentes químicos entre uno de ellos tenemos a los sulfatos, por tal motivo se debe contemplar usar cemento tipo V y un revestimiento del tipo amercoat para evitar deterioros por ataques químicos en toda el área interna de las estructuras que estén expuestas a dichas aguas.
- En las juntas verticales de muros deberá usarse juntas water stop para prevenir las posibles filtraciones.
- Con respecto a la construcción de diques de separación de las lagunas facultativas, se deberá construirlos a fin de prevenir los efectos destructivos de la erosión causada por el oleaje, presencia de roedores y presencia de algas, especialmente en la zona comprendida entre 0.3 m por debajo y por encima del nivel máximo de agua, esta protección deberá ser de preferencia de de concreto simple a manera de anillos alrededor de toda la parte interna de las lagunas.
- La impermeabilización de las lagunas es importante y suele hacerse mediante geomenbras o concreto deberá evaluar la opción que ofrezca mayor seguridad para el funcionamiento adecuado de la planta de tratamiento.

- Para el caso de revestimiento con geomembranas se deberá nivelar y compactar el terreno en capas de 5cm. para luego recibir dicha geomembrana y finalmente conformar un relleno en capas de 5cm. con material de baja permeabilidad.
- Las unidades de entrada y salida que comunican a las lagunas deben considerarse de preferencia espaciadas proporcionalmente (por lo menos 3 sumergidas por el fondo de la laguna) para evitar obstrucciones y garantizar uniformidad en el flujo tanto en la entrada como en la salida.
- Todas las estructuras hidráulicas deben ser diseñadas y construidas en una forma simple, evitando la utilización de válvulas y otros mecanismos que se deterioran con tiempo por corrosión y falta de uso. También, las estructuras como compuertas y vertederos deben ser fácilmente ajustables por el operador para poder controlar los procesos de funcionamiento en el sistema de lagunas.

BIBLIOGRAFÍA

Para el estudio de las experiencias en digestión anaerobia en Perú, se usó como fuente la biblioteca virtual de salud ambiental del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS). que puede consultarse en la página web:

www.cepis.ops-oms.org Esta biblioteca virtual dispone de textos completos consultables, así como del catálogo de la biblioteca física de que dispone esta organización. El contacto es:

Los Pinos, Urb. Camacho, Lima 12, Perú

Casilla Postal 4337, Lima 100, Perú

Teléfono: (51 1) 437-1077 Fax: (51 1) 437-8289

cepis@cepis.ops-oms.org

[01] Anaerobic Granular Sludge Sed Technology Pages. Autores: Jim Field, Reyes Sierra.

[02] Crites Y Tchobamoglous "Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones" McGraw Hill.

[03] Escuela superior de ingenieros tecnum, campus tecnológico universidad de Navarra. libro electrónico ciencias de la tierra y del medio ambiente. tema 4: ecosistemas.

[<http://www1.ceit.es/Asignaturas/Ecologia/Hipertexto/04Ecosis/130Ciclos.htm>]

[04] Fair-Geyer & Okum "Abastecimiento De Agua Y Remoción De Aguas Residuales" Fair-Geyer & Okum John Wiley & Sons, 1970 New Cork.

[05] Fisicanet: [[http://www.fisicanet.com.ar/quimica/q1 ap01 /apq1_04a .html](http://www.fisicanet.com.ar/quimica/q1_ap01/apq1_04a.html)]

[06] Hammeken Arana Análisis y diseño de una planta de tratamiento de agua residual para el municipio de San Andrés Cholula, Universidad de las Ameritas puebla.

[http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lidhammeken_a_am/portada.html]

[07] Henze et altres. Wastewater Treatment. Biological and Chemical Processes. Second Edition. Springer. 1997. p. 285-31 O.

- [08) J. A. Romero Rojas "Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización" Alfaomega.
- [09] Metcalf & Eddy, Inc. Wastewater Engineering. Collection Treatment Disposal. **McGraw Hill**, 1973, p. 260, 313-316, 385-386, 389, 416-418, 591-608, 724-726.
- [10] Mejia Mendoza. j.h., diseño, construcción y evaluación de un reactor uasb para el tratamiento de aguas residuales. Universidad mayor de san Simón, facultad de ciencias y tecnología, ingeniería química. 1999.
- [11] Monet, F. An Introduction to Anaerobic Digestion of Organic Wastes. 2003. [http://www.remade.org.uk/Organics/organics_documents/IntroAnaerobicOigestion.pdf].
- [12] Mujeriego, R (editor). Riego con agua residual municipal regenerada, Manual práctico. Barcelona. Ediciones de la Universitat Politècnica de Catalunya, 1990.
- [13] Ramalho, R.S. Introduction to Wastewater Treatment Processes. Academic Press, Second Edition, 1983.
- [14] Stewart m. oakley, Ph.D. Consultor de Ingeniería Sanitaria Profesor/Investigador de Ingeniería Ambiental Universidad Estatal de California Lagunas De Estabilización En Honduras Manual de Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento, Monitoreo y Sostenibilidad.
- [15) Tratamiento De Aguas Tratamiento Primario Y Parámetros Hidráulicos [<http://www.monografias.com>].

ANEXOS

ANEXO 1: ESTUDIO SOCIOECONÓMICO

1. Principales actividades económicas:

Las principales fuentes de ingreso en la Provincia de Cañete están relacionadas a las siguientes actividades:

- Ventas y servicios,
- Agricultura (algodón espárragos, camote, frutas, etc),
- Actividades pecuarias (ganadería y avícola),
- Pesca,
- Procesamiento y empaquetamiento de frutas,
- Procesamiento de materiales para la construcción.

En el distrito de San Vicente de Cañete y Pampa Clarita la mayor fuente de ingresos proviene de las actividades agrícolas.

2. Población

Distrito	Superf. Km ²	Poblacion Total		Hombres		Mujeres	
		1993	2000	1993	%	1993	%
San Vicente	513.15	32545	39067	15957	49.9	16564	50.1
Total Provincial	4577.16	152373	174587	76567	100	98020	100

fuente: IXEL 1993. Datos estadísticos para 2000.

3. Clima

Es templado-cálido. Los vientos son relativamente suaves. En lo que respecta a la humedad, esta varía en la época de invierno de 60° a 90° de humedad relativa, disminuyendo ostensiblemente en el verano. La

temperatura oscila en el invierno entre los 14° a 22°, llegando en el verano a temperaturas hasta 29° y 30° centígrados.

4. Agua Potable y Desagüe

La mayoría de las viviendas cercanas a la capital tiene agua potable y adecuada disposición de aguas negras. El abastecimiento de agua con red pública dentro de la vivienda se presenta en el 42.6% de las viviendas, mientras que el 40.1% no cuenta con servicios higiénicos. Pequeñas aldeas o poblaciones aisladas (de 10 a 15 familias) utilizan agua subterránea de pozos o agua de canales de riego, para zonas agrícolas generalmente se utilizan letrinas.

De las encuestas tomadas se obtiene que:

- El promedio de la población de Cañete paga en promedio **S/ 12.00** nuevos soles por el servicio de agua y desagüe según las encuestas realizadas.
- La tarifa de EMAPA CAÑETE S.A. es de **S/ 0.581** para Nuevo Imperial, por lo tanto el consumo promedio de agua por vivienda es de 40 m³ al mes.

The image shows a utility bill from EMAPA CAÑETE S.A. for 'NUEVO IMPERIAL' and a table of water tariffs. The bill includes details of the service, meter readings, and a total amount of S/ 12.00. The table below lists the tariffs for different locations and consumption levels.

Categoría	Consumo (m ³)	Tarifa	Impuesto	Total
1	0 - 10	0.581	0.000	0.581
2	11 - 20	1.162	0.000	1.162
3	21 - 30	1.743	0.000	1.743
4	31 - 40	2.324	0.000	2.324
5	41 - 50	2.905	0.000	2.905
6	51 - 60	3.486	0.000	3.486
7	61 - 70	4.067	0.000	4.067
8	71 - 80	4.648	0.000	4.648
9	81 - 90	5.229	0.000	5.229
10	91 - 100	5.810	0.000	5.810
11	101 - 110	6.391	0.000	6.391
12	111 - 120	6.972	0.000	6.972
13	121 - 130	7.553	0.000	7.553
14	131 - 140	8.134	0.000	8.134
15	141 - 150	8.715	0.000	8.715
16	151 - 160	9.296	0.000	9.296
17	161 - 170	9.877	0.000	9.877
18	171 - 180	10.458	0.000	10.458
19	181 - 190	11.039	0.000	11.039
20	191 - 200	11.620	0.000	11.620
21	201 - 210	12.201	0.000	12.201
22	211 - 220	12.782	0.000	12.782
23	221 - 230	13.363	0.000	13.363
24	231 - 240	13.944	0.000	13.944
25	241 - 250	14.525	0.000	14.525
26	251 - 260	15.106	0.000	15.106
27	261 - 270	15.687	0.000	15.687
28	271 - 280	16.268	0.000	16.268
29	281 - 290	16.849	0.000	16.849
30	291 - 300	17.430	0.000	17.430
31	301 - 310	18.011	0.000	18.011
32	311 - 320	18.592	0.000	18.592
33	321 - 330	19.173	0.000	19.173
34	331 - 340	19.754	0.000	19.754
35	341 - 350	20.335	0.000	20.335
36	351 - 360	20.916	0.000	20.916
37	361 - 370	21.497	0.000	21.497
38	371 - 380	22.078	0.000	22.078
39	381 - 390	22.659	0.000	22.659
40	391 - 400	23.240	0.000	23.240
41	401 - 410	23.821	0.000	23.821
42	411 - 420	24.402	0.000	24.402
43	421 - 430	24.983	0.000	24.983
44	431 - 440	25.564	0.000	25.564
45	441 - 450	26.145	0.000	26.145
46	451 - 460	26.726	0.000	26.726
47	461 - 470	27.307	0.000	27.307
48	471 - 480	27.888	0.000	27.888
49	481 - 490	28.469	0.000	28.469
50	491 - 500	29.050	0.000	29.050
51	501 - 510	29.631	0.000	29.631
52	511 - 520	30.212	0.000	30.212
53	521 - 530	30.793	0.000	30.793
54	531 - 540	31.374	0.000	31.374
55	541 - 550	31.955	0.000	31.955
56	551 - 560	32.536	0.000	32.536
57	561 - 570	33.117	0.000	33.117
58	571 - 580	33.698	0.000	33.698
59	581 - 590	34.279	0.000	34.279
60	591 - 600	34.860	0.000	34.860
61	601 - 610	35.441	0.000	35.441
62	611 - 620	36.022	0.000	36.022
63	621 - 630	36.603	0.000	36.603
64	631 - 640	37.184	0.000	37.184
65	641 - 650	37.765	0.000	37.765
66	651 - 660	38.346	0.000	38.346
67	661 - 670	38.927	0.000	38.927
68	671 - 680	39.508	0.000	39.508
69	681 - 690	40.089	0.000	40.089
70	691 - 700	40.670	0.000	40.670
71	701 - 710	41.251	0.000	41.251
72	711 - 720	41.832	0.000	41.832
73	721 - 730	42.413	0.000	42.413
74	731 - 740	42.994	0.000	42.994
75	741 - 750	43.575	0.000	43.575
76	751 - 760	44.156	0.000	44.156
77	761 - 770	44.737	0.000	44.737
78	771 - 780	45.318	0.000	45.318
79	781 - 790	45.899	0.000	45.899
80	791 - 800	46.480	0.000	46.480
81	801 - 810	47.061	0.000	47.061
82	811 - 820	47.642	0.000	47.642
83	821 - 830	48.223	0.000	48.223
84	831 - 840	48.804	0.000	48.804
85	841 - 850	49.385	0.000	49.385
86	851 - 860	49.966	0.000	49.966
87	861 - 870	50.547	0.000	50.547
88	871 - 880	51.128	0.000	51.128
89	881 - 890	51.709	0.000	51.709
90	891 - 900	52.290	0.000	52.290
91	901 - 910	52.871	0.000	52.871
92	911 - 920	53.452	0.000	53.452
93	921 - 930	54.033	0.000	54.033
94	931 - 940	54.614	0.000	54.614
95	941 - 950	55.195	0.000	55.195
96	951 - 960	55.776	0.000	55.776
97	961 - 970	56.357	0.000	56.357
98	971 - 980	56.938	0.000	56.938
99	981 - 990	57.519	0.000	57.519
100	991 - 1000	58.100	0.000	58.100

5. Viviendas

La mayoría de las viviendas del distrito capital son de ladrillo y tienen servicios como agua corriente y electricidad. En zonas rurales, las viviendas son de "esteras" y ladrillos de adobe y no tienen agua corriente ni tendido eléctrico.

ANEXO 2: ESTUDIO HIDRÁULICO

1. Cálculo Poblacional

- **Densidad poblacional**

El número de viviendas del pueblo es 328, y la densidad poblacional mínima es 6 habitantes por vivienda, según el Reglamento Nacional de Edificaciones para nuevas habilitaciones urbanas, como es este caso. Por lo tanto la población inicial es 1968 hab.

- **Población a ser atendida**

Es calculada en base a la siguiente fórmula:

$$P_T = P_0 \times (1 + r)^T$$

donde:

P_0 : Población al inicio del período = 1968 hab.

P_1 : Población futura, resultado de la proyección.

r : Tasa media anual de crecimiento. $r = 2.6\%$, según el INEI, este dato fue recogido de las poblaciones cercanas como son San Vicente de Cañete e Imperial.

t : Número de años que se va proyectar la población = 15 años

$$Pr = 2893 \text{ habitantes}$$

2. Caudal de diseño

$$\begin{aligned} Q &= P_1 \times \text{Dot} \\ &= 86400 \end{aligned}$$

Donde:

Pf: Numero de Habitantes

Dot.: Dotación = 220 l/hab/dia según reglamento nacional de construcciones

Qm: Caudal medio

- **Consumo Promedio Diario Anual (Qm)**

Dotación= 220 l/hab/d (para viviendas de más de 90 m² en climas cálidos, según el RNE)

Qm= 7.371/s

- **Consumo Máximo Horario (Qmh)**

K2= 1.5 (según el RNE)

Qmh= 11.06 l/s

- **Capacidad de la Red de Alcantarillado**

80% del consumo de agua horario

Capacidad= 5.89 l/s (promedio)

Capacidad= 8.85 l/s (máximo horario)

3. Pretratamiento

A continuación se presenta los principales parámetros utilizados para el cálculo del pretratamiento.

Parámetro	Recomendación
Velocidad Horizontal	$V_{max} = 0.3 \text{ m/s}$ $V_{min} > 0.8 \times V_{max}$
Velocidad de sedimentación	0.02 <i>mis</i> (partículas de 0.2 mm.)
Forma de la sección transversal	Rectangular (Con un resalto entre la cota del desarenador y la de la canaleta Parshall)
Tiempo de retención hidráulica	< 60 s para $V_{m;n}$ >45 s para V_{max} $V_{max} = 0.3 \text{ mis}$ $V_{m;n} = 0.3 \text{ Cv}$
Largo del canal	$45 V_{max} < L < 60 V_{min}$ $13.5 \text{ m} < L < 18 \text{ Cv}$
Sección de control de	Canaleta Parshall prefabricada con flujo libre

velocidad	
Carga en el canal aguas debajo de la canaleta para asegurar flujo libre	< 60 % de la carga en el desarenador
Numero de canales	Dos en paralelo, cada uno con drenaje (Uno en operación y otro para limpieza)
Forma de barra	Rectangular No debe utilizar barras de refuerzo
Ancho de barra	5-15 mm
Espesor de barra	25-40mm
Espaciamiento (abertura entre barras)	25-50 mm 50 mm recomendado para que las heces humanas pase'1 por las barras
Inclinación con la vertical	45-60°
Plataforma de drenaje	Suficiente para le almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias
Canaleta de desvío (By-pass)	Suficiente para desviar el caudal máximo en una emergencia
Material de construcción de barras y plataforma de drenaje	Acero inoxidable o galvanizado; aluminio
Velocidad de aproximación	0.45 m/s
Tiempo de retención en canal de aproximación	> 3 s
Largo de canal de aproximación	> 1.35 m
Velocidad a través de las barras	< 0.6 mis para caudal promedio < 0.9 m/s para caudal maximo
Perdida de carga máxima	0.15 m
Cantidades de material retenido	0.008-0.038 m3/1000 m3
Disposición final de residuos	Solución técnica utilizando métodos sanitarios

4. Reactor UASB

- Diseño por carga hidráulica
- Datos requeridos

V_a = Velocidad ascendente de diseño (0.5 - 1 m/h)

Q = Caudal de afluente (m³/dia). Para los cálculos se emplea el caudal promedio y el caudal pico esperado

- Cálculos:

De la relación de la velocidad ascendente con el caudal que debe manejar el reactor, se obtiene el área transversal del mismo.

$$V_a = \frac{Q(m^3 / h)}{A(m^2)}$$

Donde A es el área transversal del reactor (m²), que al despejarla queda:

$$A(m^2) = \frac{Q(m^3 / h)}{Va(m / h)}$$

Como ya se ha calculado el volumen del reactor se puede calcular la altura del mismo de la siguiente forma:

$$V = A (m^2) \times h(m)$$

Donde h es la altura del reactor (m²) y se despeja como se muestra:

$$h(m) = \frac{V(m^3)}{A(m^2)}$$

5. Lagunas Facultativas

5.1 Modelo de flujo disperso: Simplificación de Thirimurthy (1969)

$$\begin{aligned} N &= 4ae^{1-a} \\ N_0 &= (1+a)^2 \\ a &= (1+4K.R.d)^{1/2} \end{aligned}$$

En lagunas : d < 2

5.2 Predicción Del Número De Dispersión (D)

Ecuación de Polprasert modificada por Saenz

$$d = \frac{1.158 [R(W + 22)]^{0.439} W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$$

Correlación San Juan - Pruebas de Trazadores

$$d = \frac{(L/W)}{-0.26118 + 0.25392(UW) + 1.01368(UW)^2}$$

5.3 Calibración del modelo de flujo disperso

- Tasas de mortalidad de bacterias coliformes (K_b)
- Tasas de degradación de la materia orgánica (K)
- Constante de corrección por temperatura (θ)
- Factores de ajuste al sub-modelo hidráulico

5.4 Tasas de mortalidad de bacterias

Las tasas de mortalidad (K_b) varían con el nivel de tratamiento:

- Lagunas anaerobias: $K_b = 0,4 - 0,6$ día⁻¹
- Lagunas primarias facultativas o facultativas precedidas por anaerobias: $K_b = 0,6 - 0,8$ día⁻¹.
- Lagunas secundarias - terciarias facultativas: $K_b = 0,8 - 1,0$ día⁻¹
factor de corrección por temperatura: De acuerdo a Norma S090: $\theta = 1,05$.

5.5 Tasas de degradación de la materia orgánica (K)

- La tasa de degradación de la materia orgánica (expresada como DBO) es del orden de:
- $K = 0,2 - 0,3$ día⁻¹

FACTOR DE CORRECCIÓN POR TEMPERATURA:

De acuerdo a Norma S090: $\theta = 1,05$

5.6 Factores de ajuste al sub-modelo hidráulico

- Factor de corrección hidráulica
- Factor de características de sedimentación
- Factor intrínseco de algas

5.7 Factor de corrección hidráulica (FCH)

- En una laguna de estabilización siempre existirán cortos circuitos hidráulicos y volúmenes muertos que influirán sobre el período de retención
- El período de retención real siempre es menor que el período de retención teórico o nominal $= V/Q$
- El $PR_{REAL} = PR_{TEÓRICO} \times FCH$
- Los valores de FCH varían entre 0,3 a 0,8
- El FCH dependerá de:
 - La geometría de la laguna de estabilización
 - Las lagunas alargadas tendrán un mayor valor de FCH

- El número y ubicación de los dispositivos de ingreso y salida
 - El valor de F_{eH} será mayor cuando mayor es el número de dispositivos de ingreso y de salida y, su ubicación permita reducir los volúmenes muertos.

5.8 Factor de características de sedimentación (F_{es})

- El sub-modelo hidráulico está concebido bajo la consideración que la materia orgánica está bajo la forma soluble.
- Parte de la materia orgánica está agregada en los sólidos en suspensión sedimentables, por lo que habrá una remoción de D_{80} por sedimentación.
- En la laguna primaria (anaerobia o facultativa) ocurrirá la sedimentación de esta materia orgánica particulada (no más del 30%) por lo que la diferencia puede ser considerada como soluble (70%). De este modo para las lagunas primarias se puede considerar un valor de $F_{es} = 0,7$.

5.9 La fracción soluble

- Para la D_{80} se debe considerar en el modelo solo la fracción soluble (L_0).

$$L_0 = L \times F_{es}$$

5.10 Factor de características de sedimentación (F_{es})

- En el caso de remoción de coliformes, solo un número muy pequeño de bacterias está agregada a partículas sedimentables. Por lo que se puede considerar un valor de $F_{es} = 0,95$ a $1,0$ en lagunas primarias y de $F_{es} = 1,0$ para cualquier laguna de nivel superior
- La sedimentación no es un mecanismo importante en la remoción de bacterias - por lo que se puede obviar este factor considerándolo como **$F_{es} = 1,0$** .

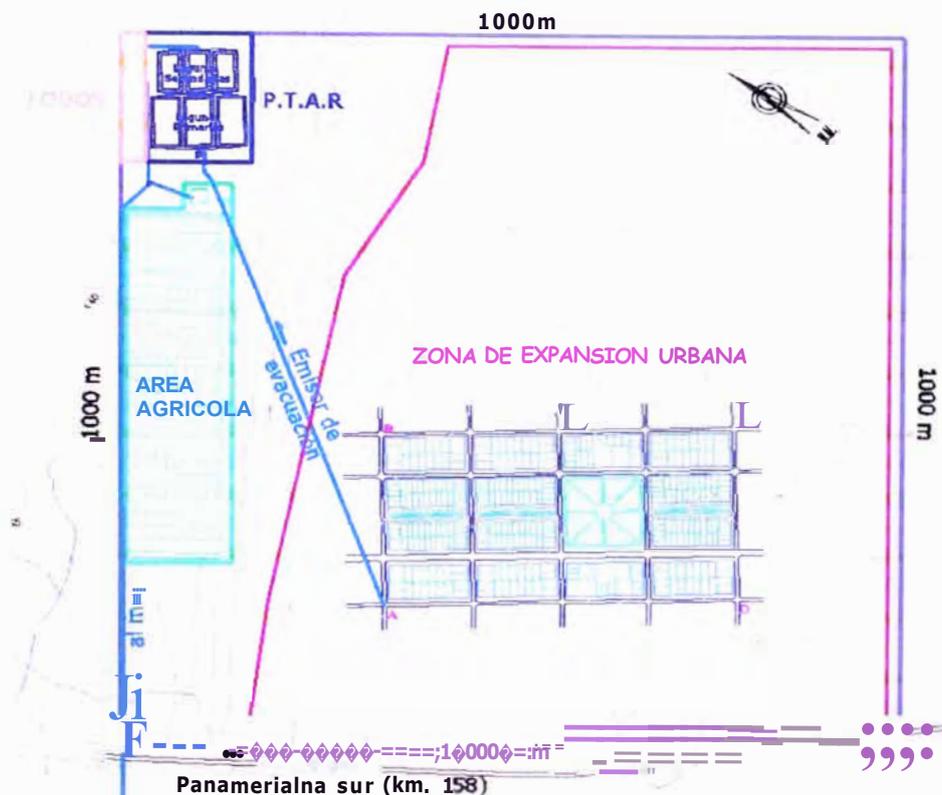
5.11 Factor intrínseco de algas (F_{IA})

- Cuando se incubaba una muestra de efluentes de lagunas, para el ensayo de la D_{80} , se provoca la mortalidad de algas. Esta muerte de algas provocará un incremento de la D_{80} en el ensayo.

- En la laguna de estabilización facultativa., las algas no están ejerciendo 080, por el contrario están produciendo oxígeno por fotosíntesis
- La 080 no es un análisis adecuado para evaluar la remoción de materia orgánica en las lagunas de estabilización.
- Los valores de FA serán mayores cuando mayor sea el contenido de algas en la laguna de estabilización (mayor productividad primaria)
- Los valores de FA que se pueden usar son
- $FA = 0$ (lagunas anaerobias - no hay algas)
- $FA = 0,1$ a $0,2$ (lagunas facultativas primarias o facultativas precedidas por anaeróbicas)
- $FA = 0,3$ a $0,5$ en lagunas facultativas secundarias.
- $FA = 0,6$ a $1,3$ en lagunas facultativas terciarias.

ANEXO 3: ESTUDIO ECONOMICO-FINANCIERO

Descripción técnica: La planta de tratamiento de aguas residuales esta conformado por un reactor UASB seguido de lagunas facultativas y lechos de secado de lodo, el agua tratada será reutilizada para labores agrícolas y el excedente será arrojado al mar.



Esquema de la Ptar UNIPAMPA

Análisis: Este análisis consiste en la identificación periodicidad, cuantificación y valoración de los impactos del proyecto. para un ámbito determinado y respecto a un agente específico. Estos valores son agregados a una evaluación que aplica la técnica del valor actual neto (VAN) con el fin de determinar el máximo beneficio total.

Objetivo: El objetivo del presente análisis técnico-económico es evaluar el sistema de tratamiento y reutilización de las aguas residuales mediante la maximización de la diferencia entre los ingresos y los costos asociados con la producción de agua tratada.

ANEXO 4: PANEL FOTOGRAFICO

- **Mantenimiento Rutinario**

- A. Pre-tratamiento**



Fotos A4-1: La responsabilidad del operador es limpiar la rejilla diariamente y el desarenador cuando sea necesario-típicamente una vez por semana. Sin embargo, es fundamental agitar los sólidos en el desarenador diariamente para que salgan los sólidos orgánicos al reactor UASB y para que queden los sólidos inorgánicos en el desarenador. Los sólidos gruesos de la rejilla y los sólidos arenosos del desarenador deben ser enterrados y cubiertos.

B. Reactor UASB



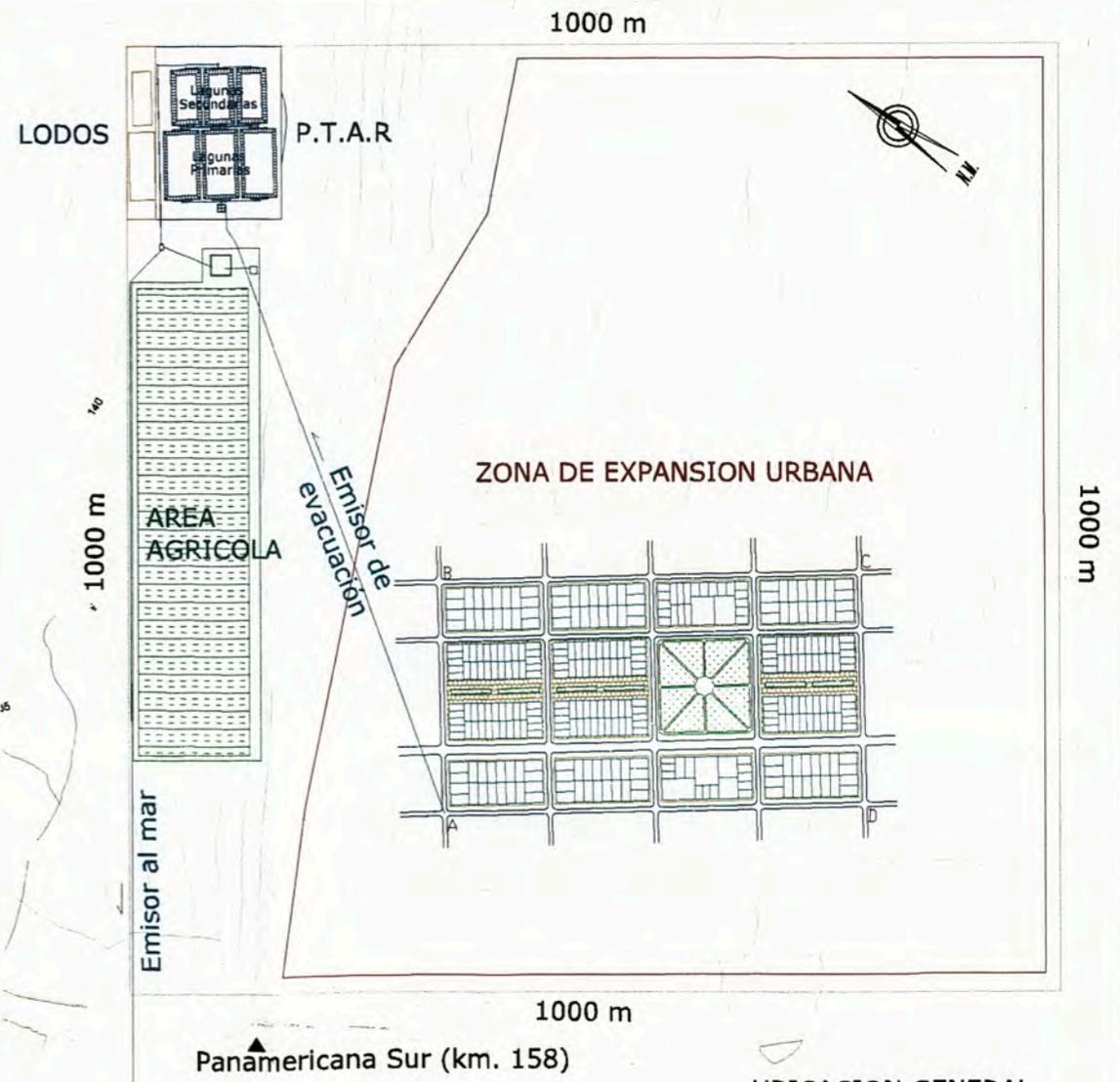
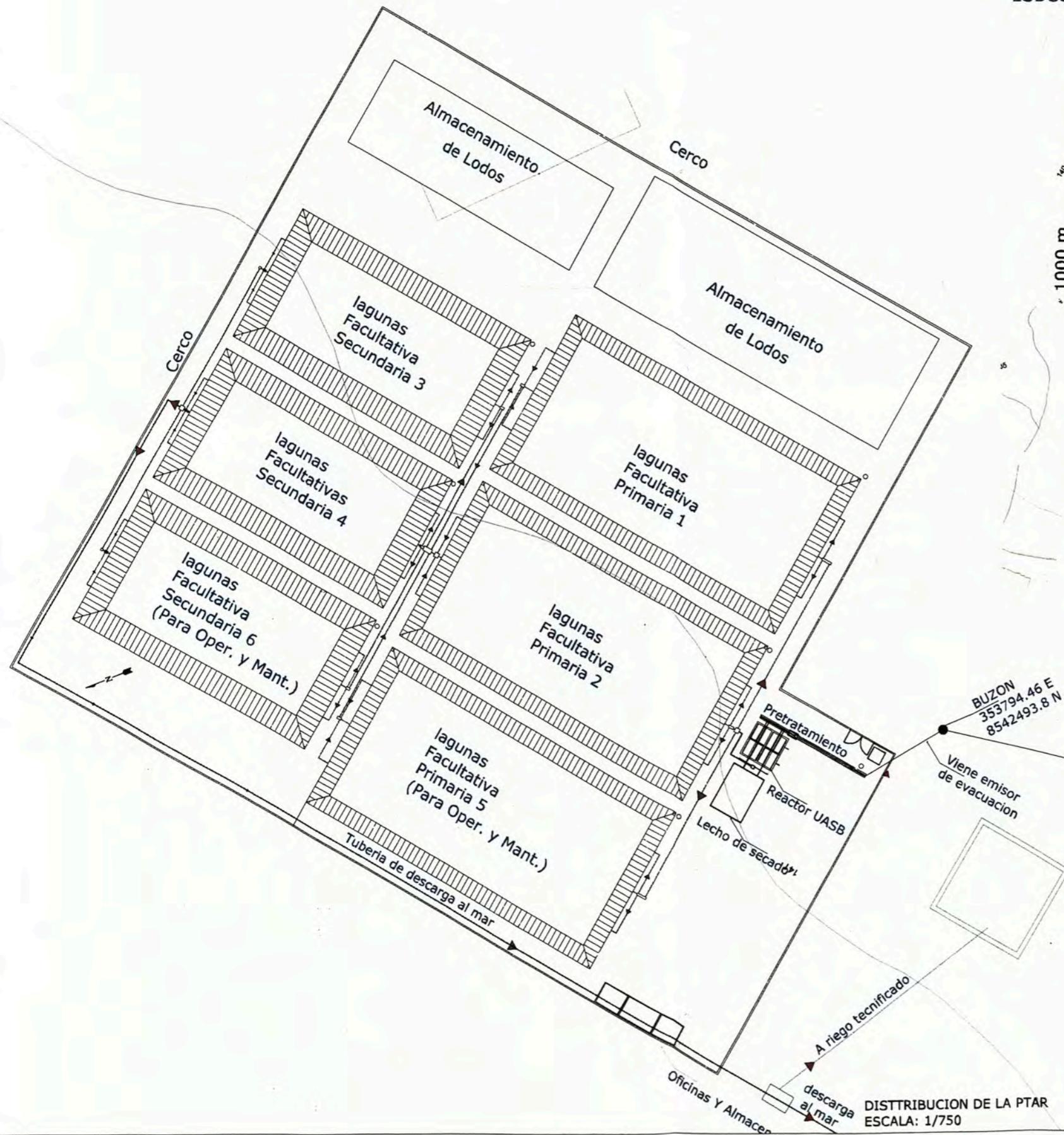
Fotos A4-2: EL mantenimiento del reactor UASB estará por lo menos a cargo de una persona, cuya función principal será limpiar la cámara de alimentación para evitar taponamientos en las tuberías de alimentación al reactor. También deberá limpiar el lodo floculento que se acumula en el interior del separador GSL y velar por el funcionamiento normal del reactor, siendo necesaria su presencia por lo menos una vez por semana

C. Lagunas Facultativas



Fotos A4-3: Las natas y sólidos flotantes se acumulan en las esquinas de las lagunas, donde el operador puede sacarlos fácilmente con un desnatador y ponerlos en una carretilla. Después, se debe enterrarlos, o cubrirlos con una capa de suelo o cal. En la foto abajo los operadores ponen las natas recolectadas en un pozo y los cubren con cal para controlar olores. Cuando se llena la excavación se cubre con una capa de suelo. (Masaya, Nicaragua).

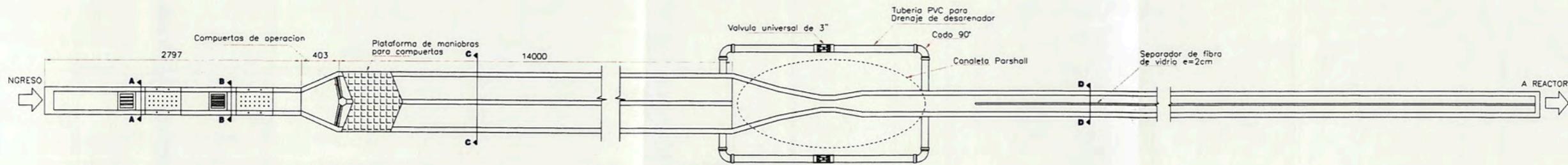
ANEXO 5 : PLANOS



UBICACION GENERAL
ESCALA: 1/7500

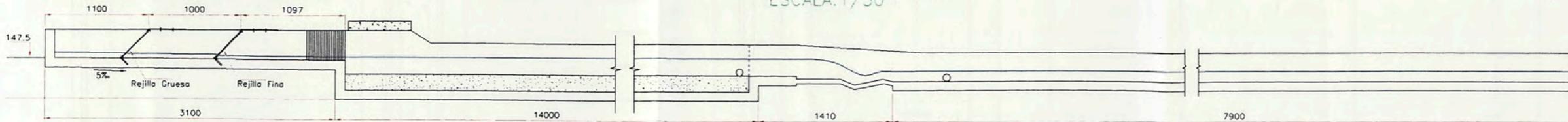
DISTRIBUCION DE LA PTAR
ESCALA: 1/750

PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO:	UBICACION	LAMINA:
UBICACION:	UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE	L-1
DISEÑO:	BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO	
ESCALA:	INDICADA	FECHA: ABRIL 2007
		N° DE PLANO: 1/8



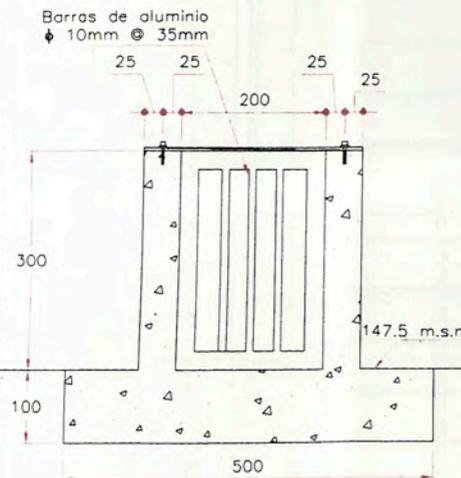
DESARENADOR (PLANTA)

ESCALA: 1/50



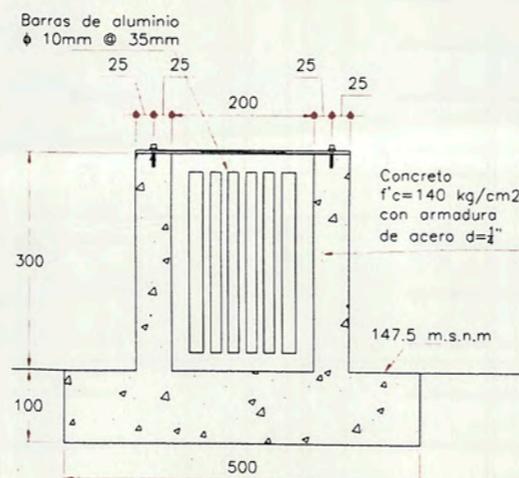
DESARENADOR (ELEVACION)

ESCALA: 1/50



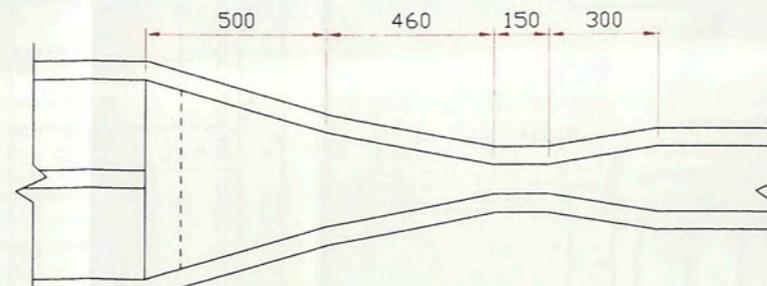
CORTE A-A

ESCALA: 1/10



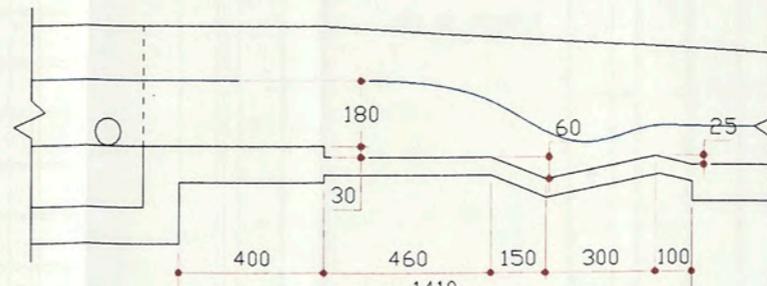
CORTE B-B

ESCALA: 1/10



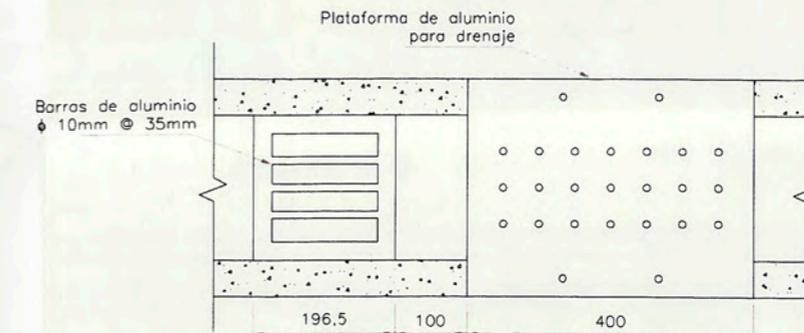
CANALETA PARSHALL (PLANTA)

ESCALA: 1/20



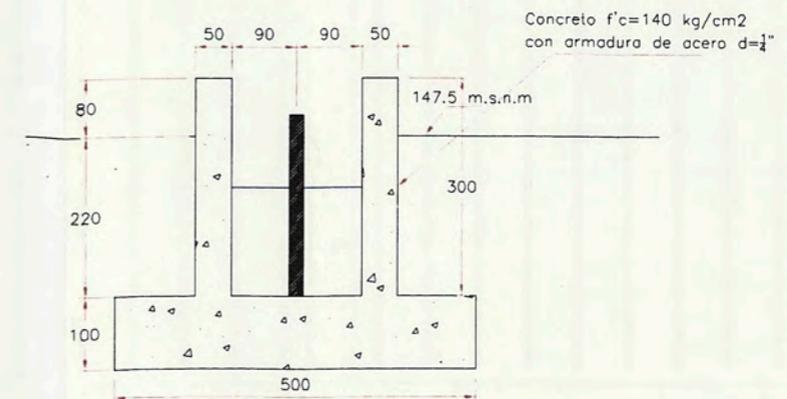
CANALETA PARSHALL (ELEVACION)

ESCALA: 1/20



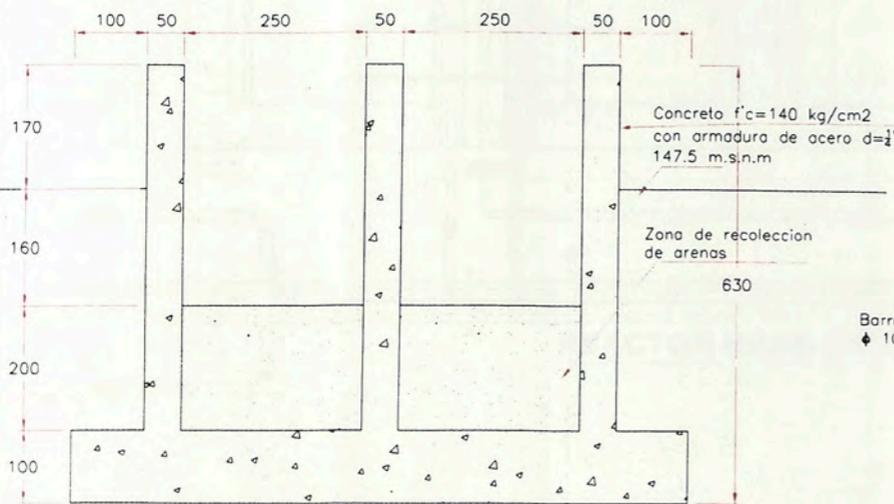
REJILLA GRUESA (PLANTA)

ESCALA: 1/10



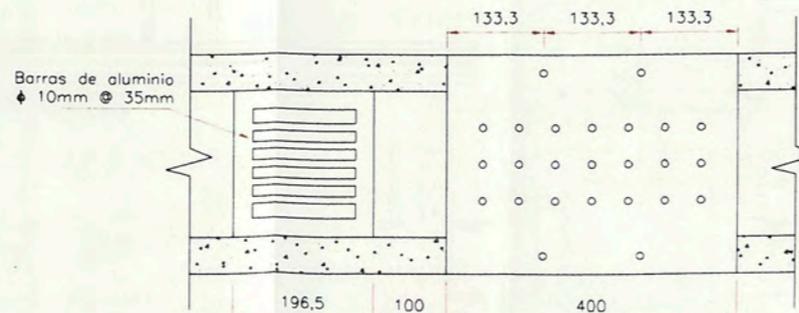
CORTE D-D

ESCALA: 1/10



CORTE C-C

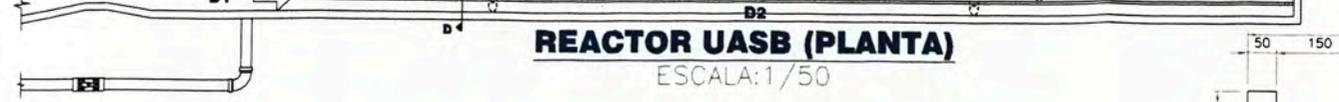
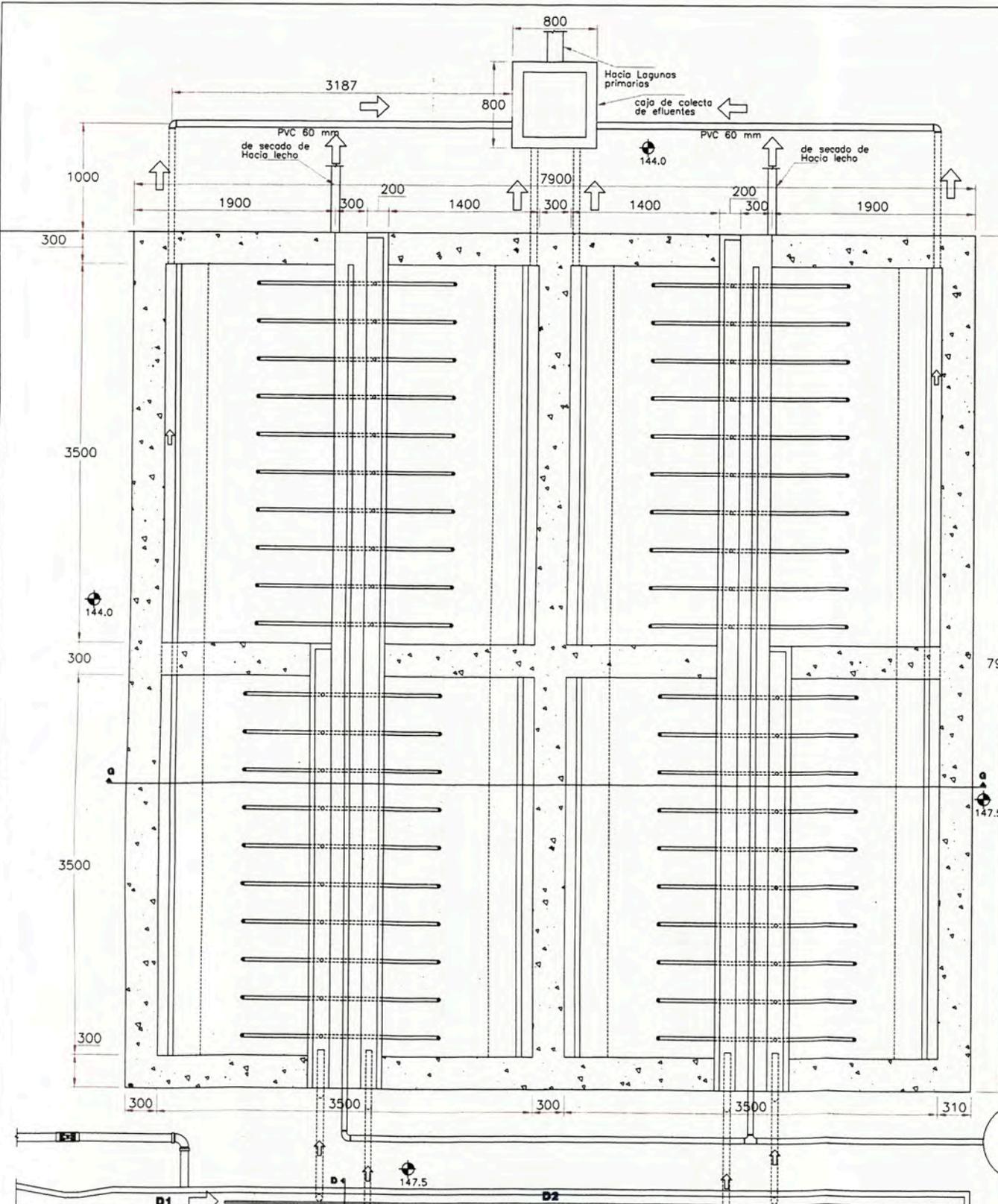
ESCALA: 1/10



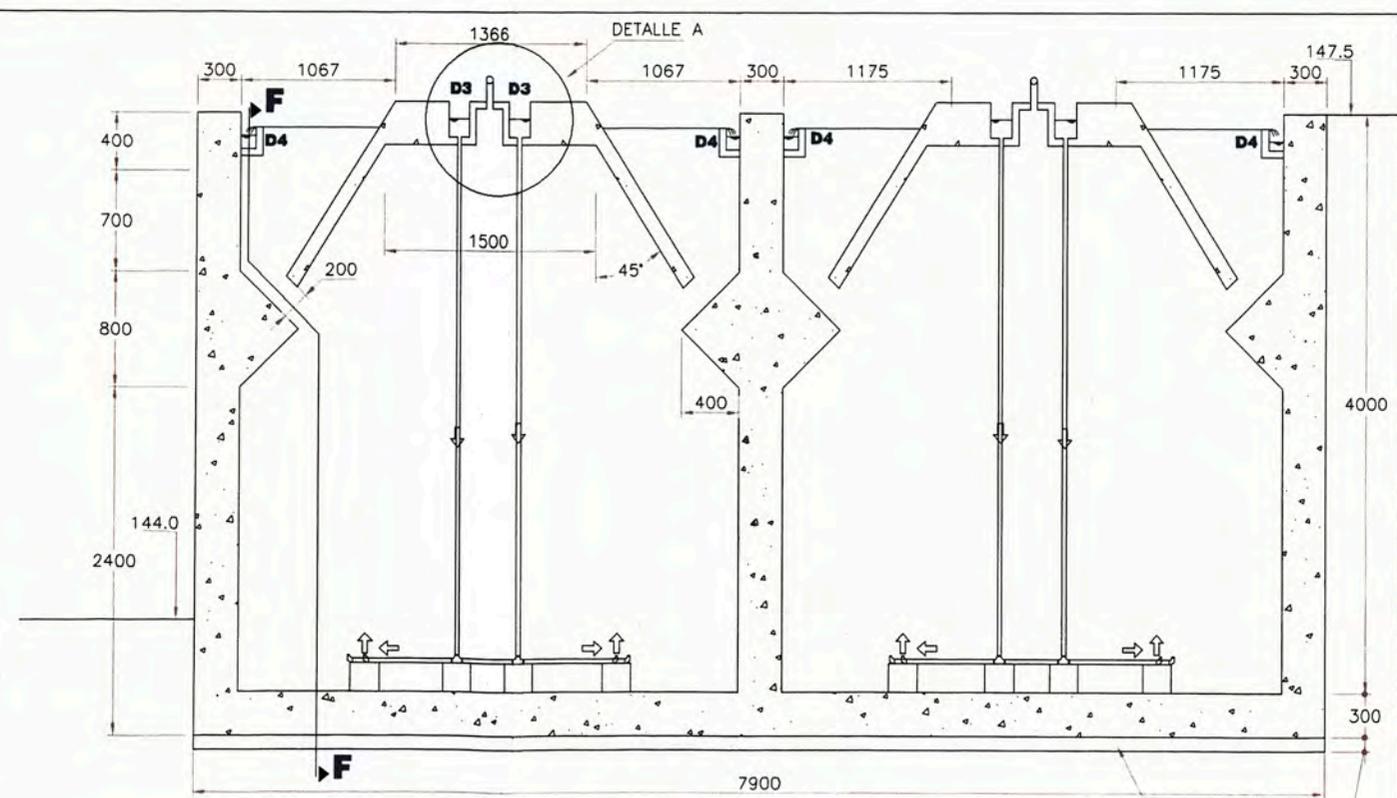
REJILLA DELGADA (PLANTA)

ESCALA: 1/10

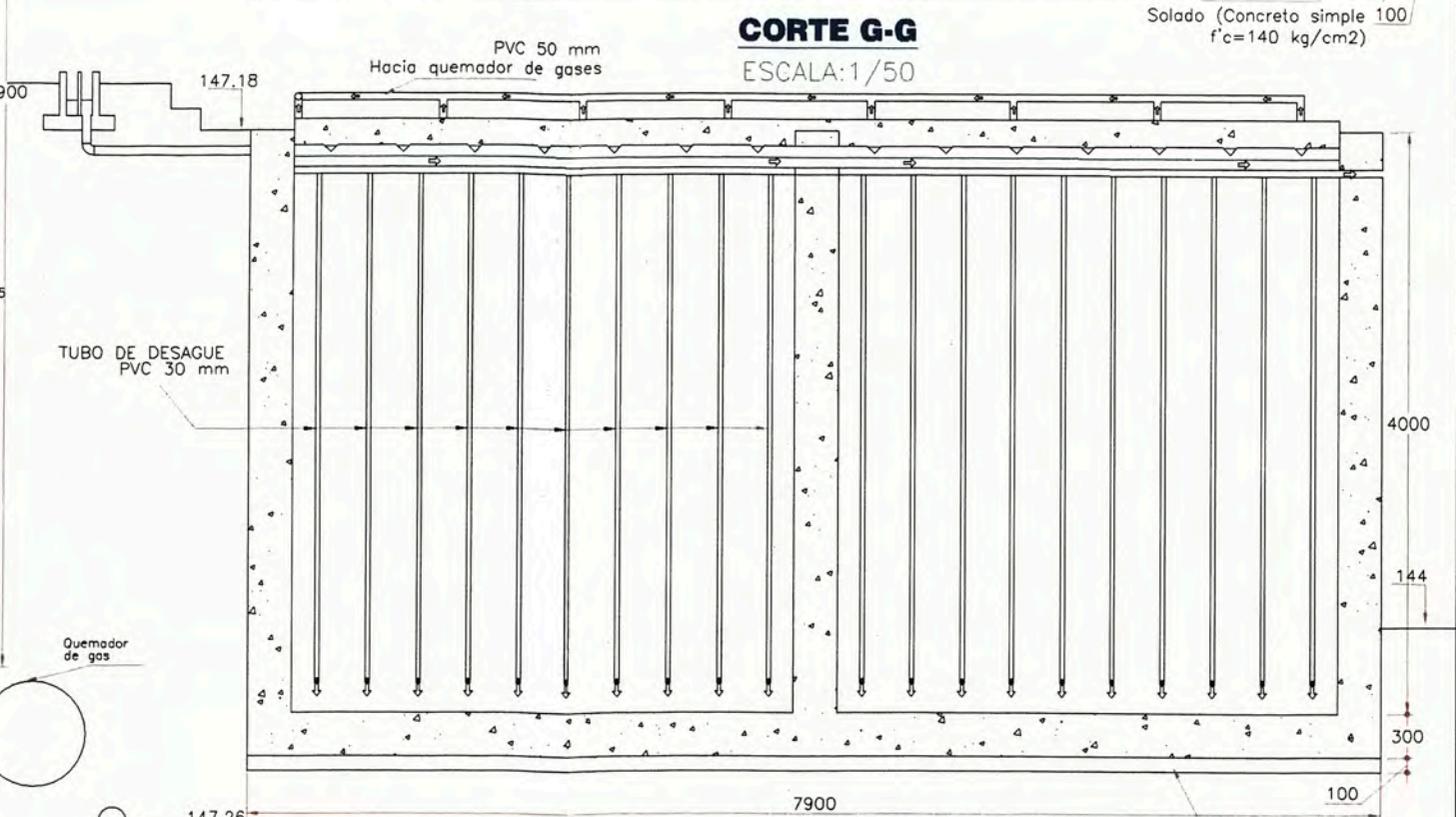
PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: PRE-TRATAMIENTO	LAMINA: L-2	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 2/8



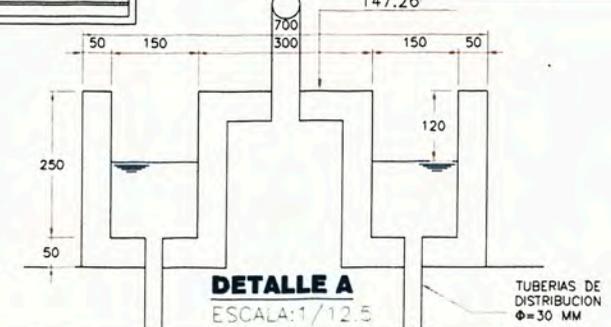
REACTOR UASB (PLANTA)
ESCALA: 1/50



CORTE G-G
ESCALA: 1/50



CORTE F-F
ESCALA: 1/50

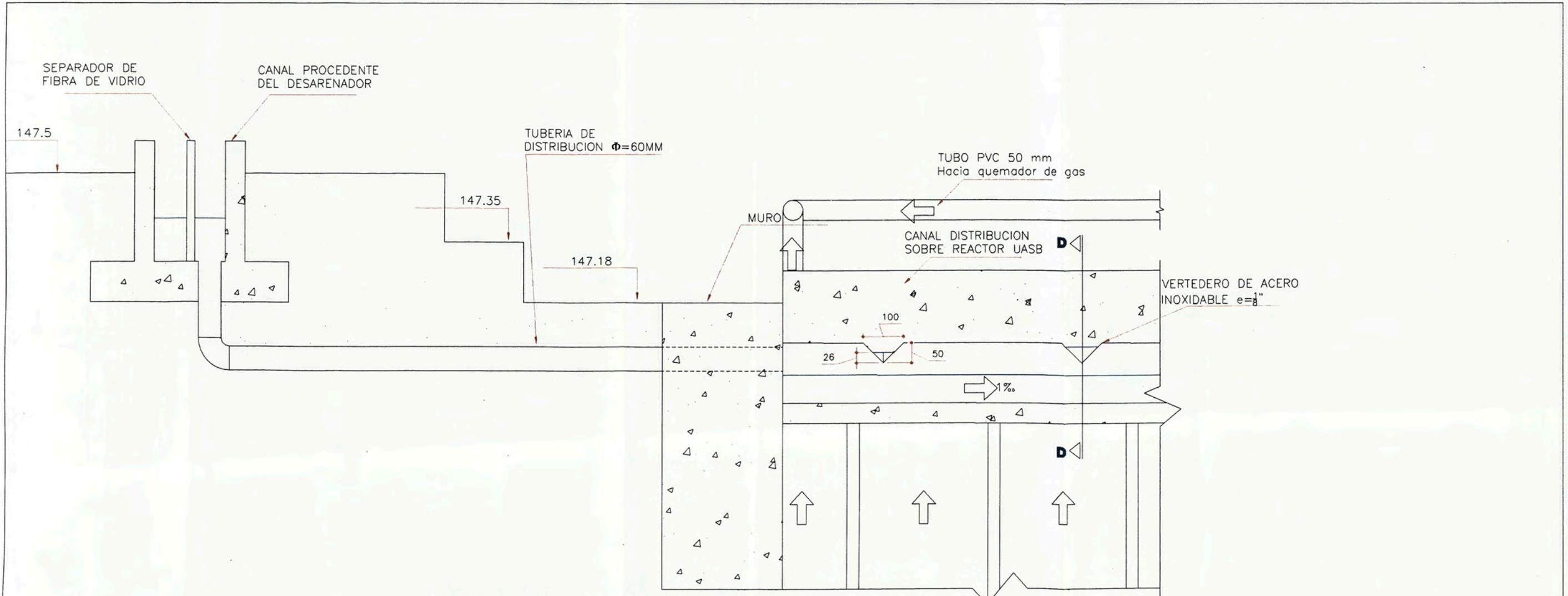


DETALLE A
ESCALA: 1/12.5

Solado (Concreto simple 100 f'c=140 kg/cm2)

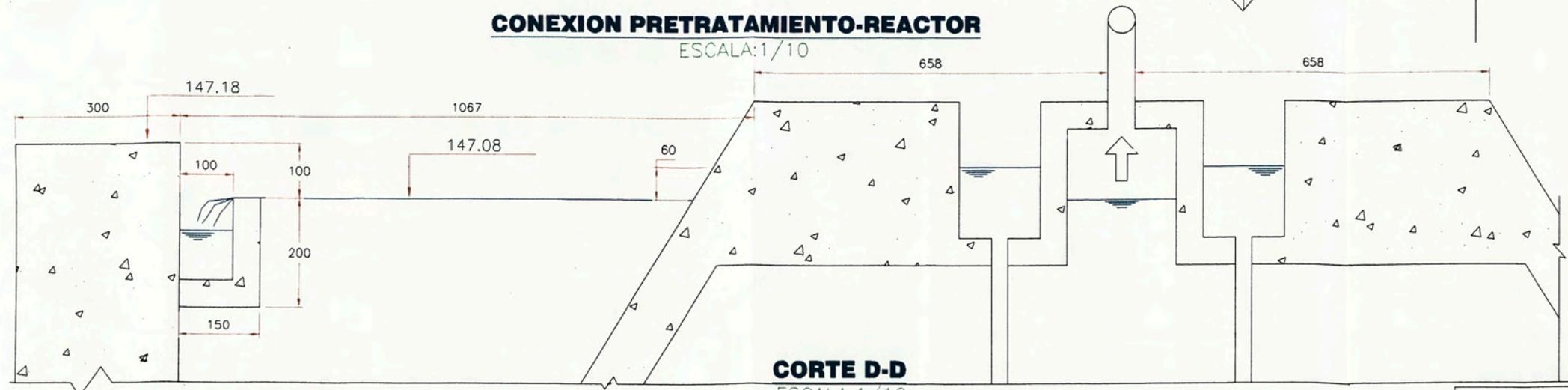
Solado (Concreto simple f'c=140 kg/cm2)

PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: REACTOR UASB	LAMINA: L-3	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 3/8



CONEXION PRETRATAMIENTO-REACTOR

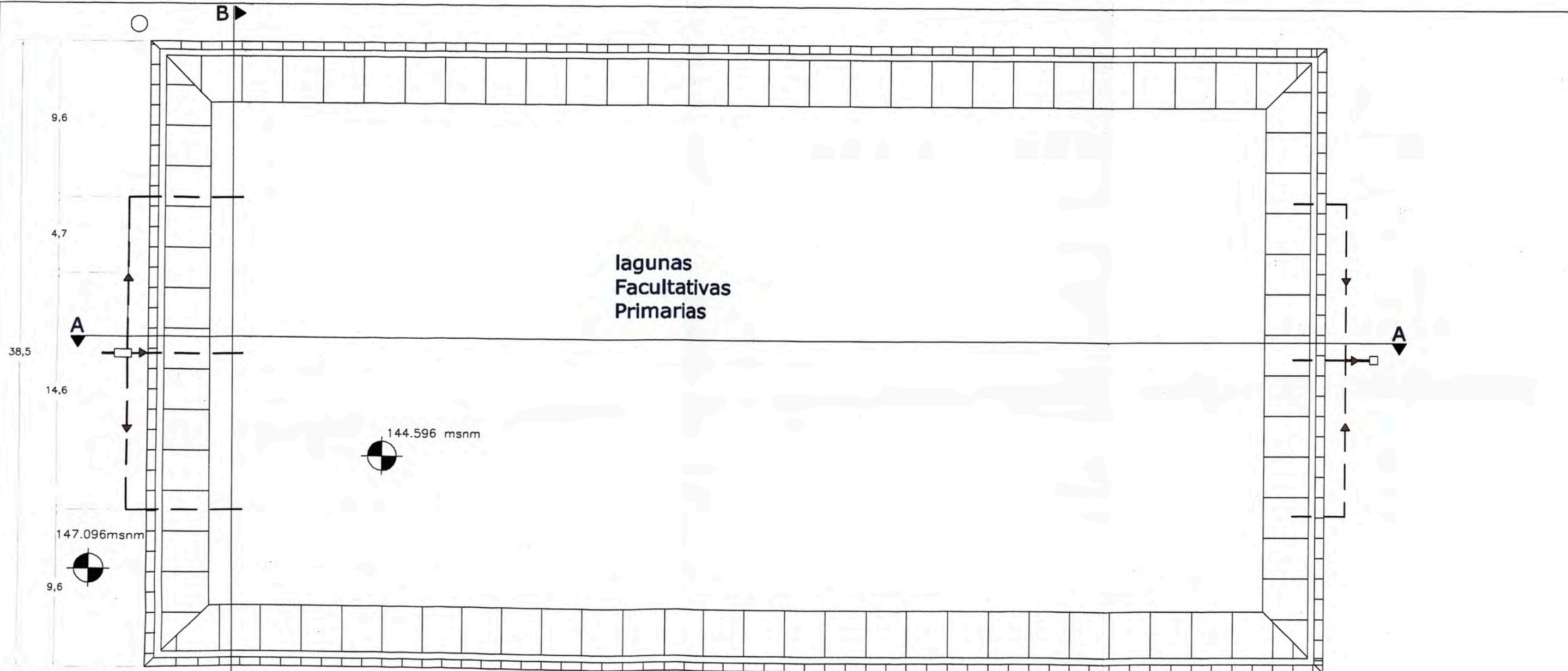
ESCALA: 1/10



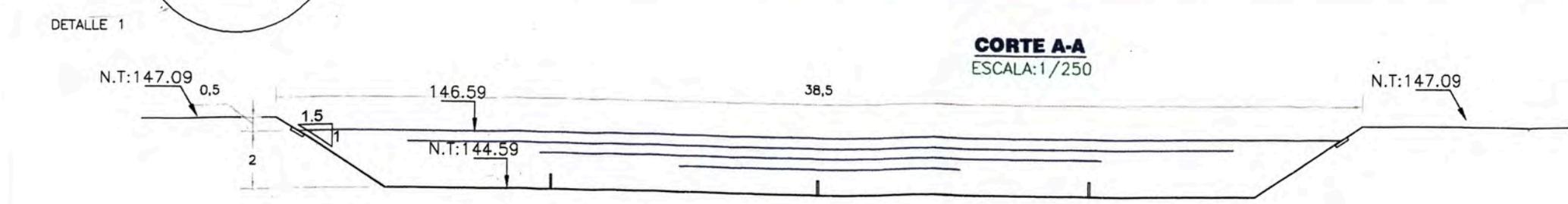
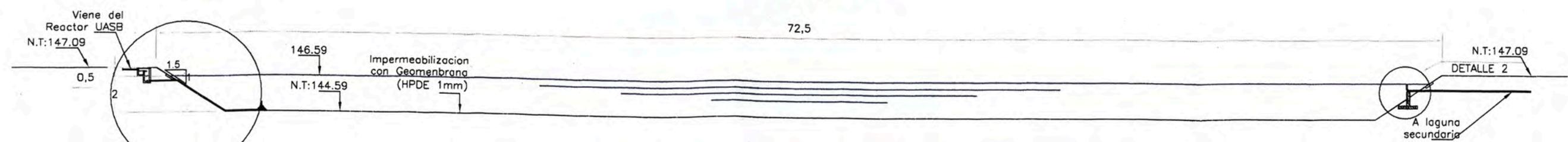
CORTE D-D

ESCALA: 1/10

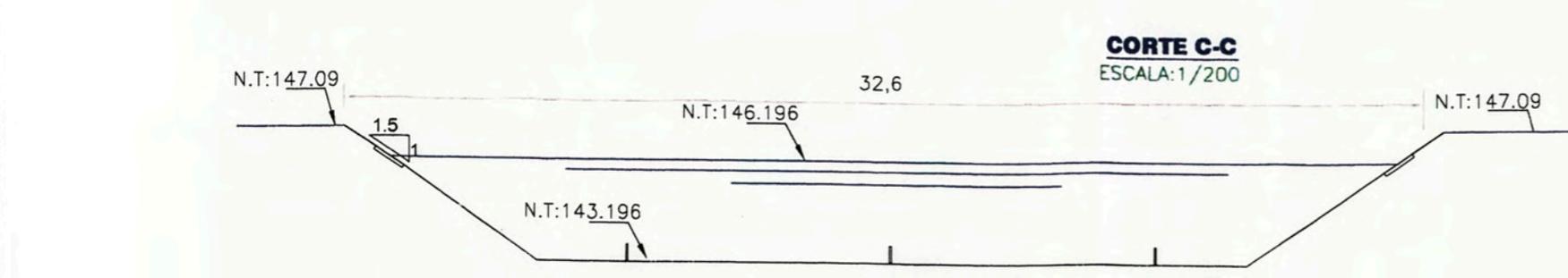
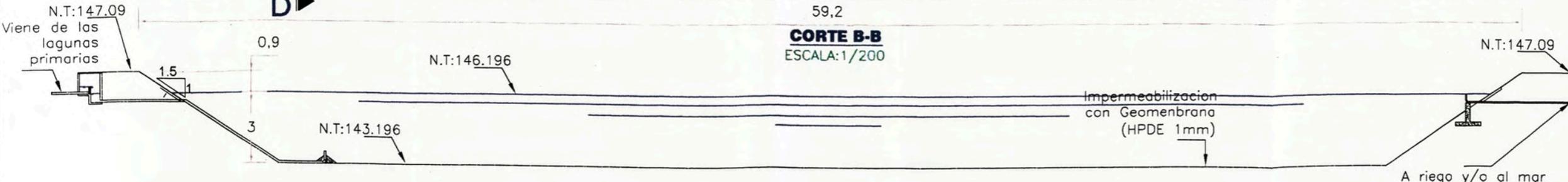
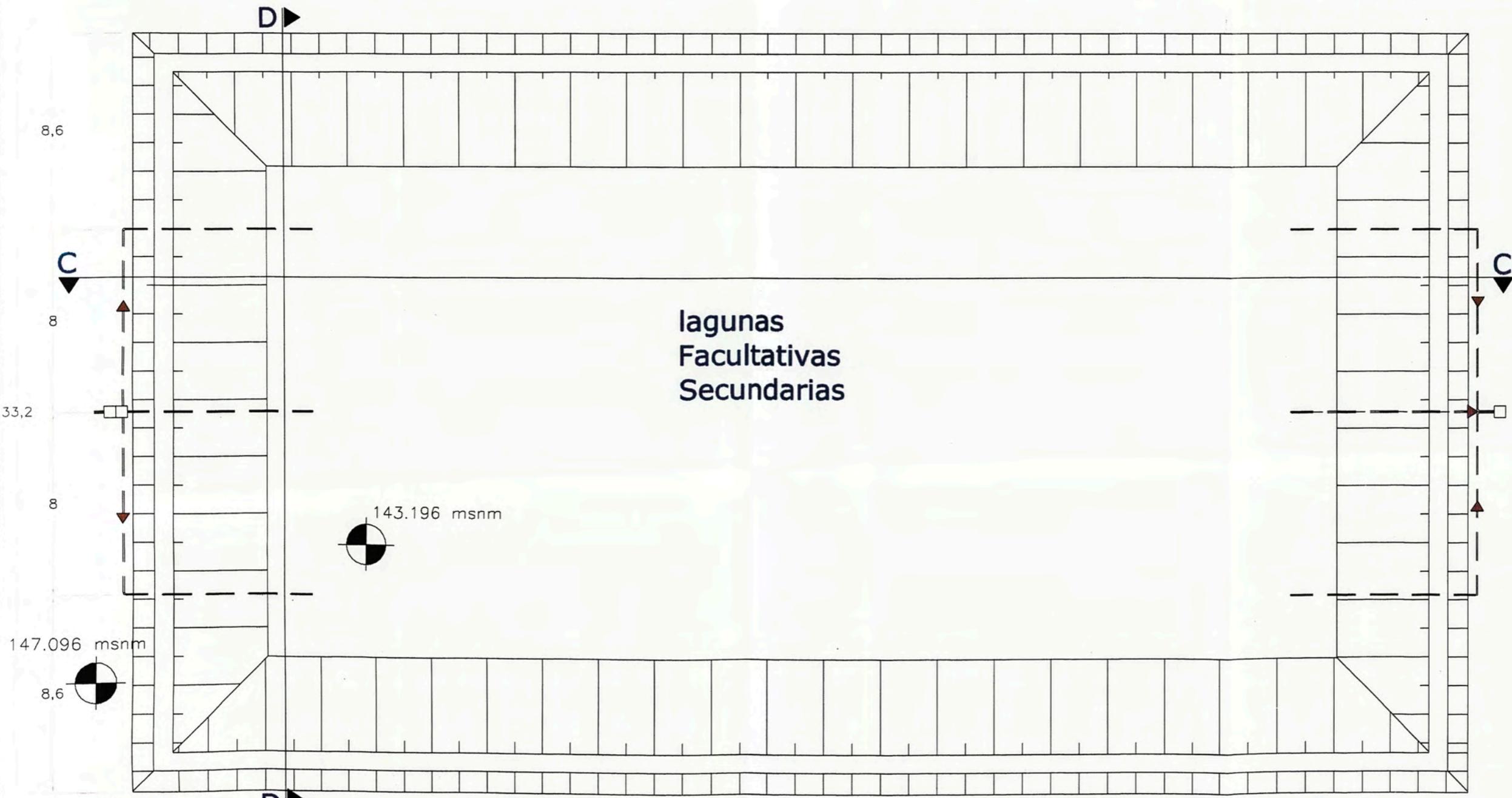
PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: DETALLES-REACTOR UASB	LAMINA: L-4	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 4/8



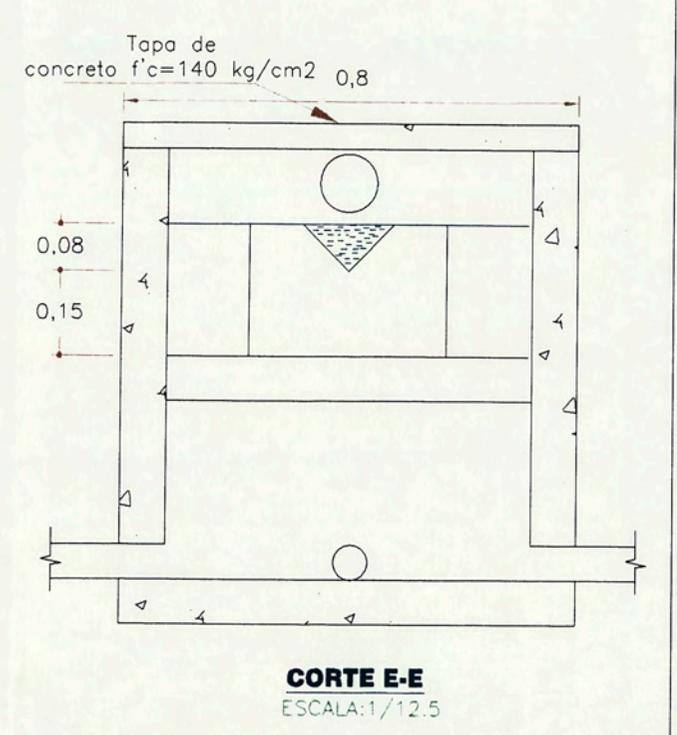
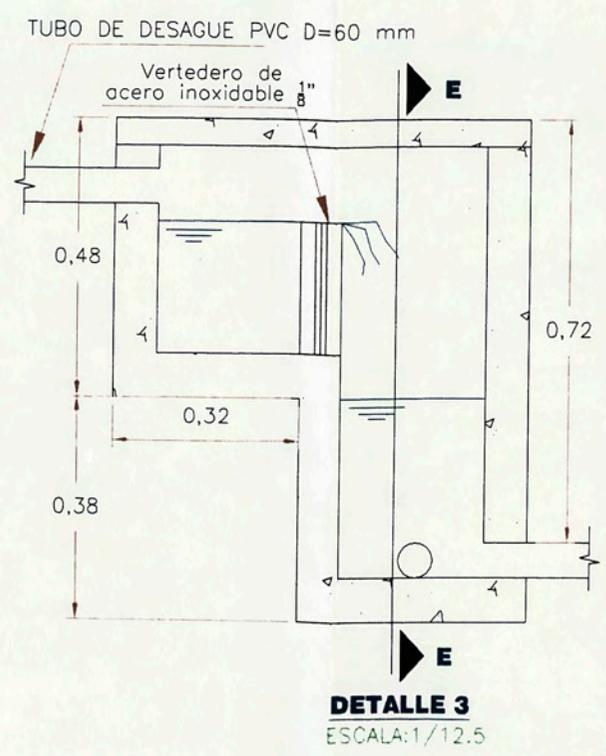
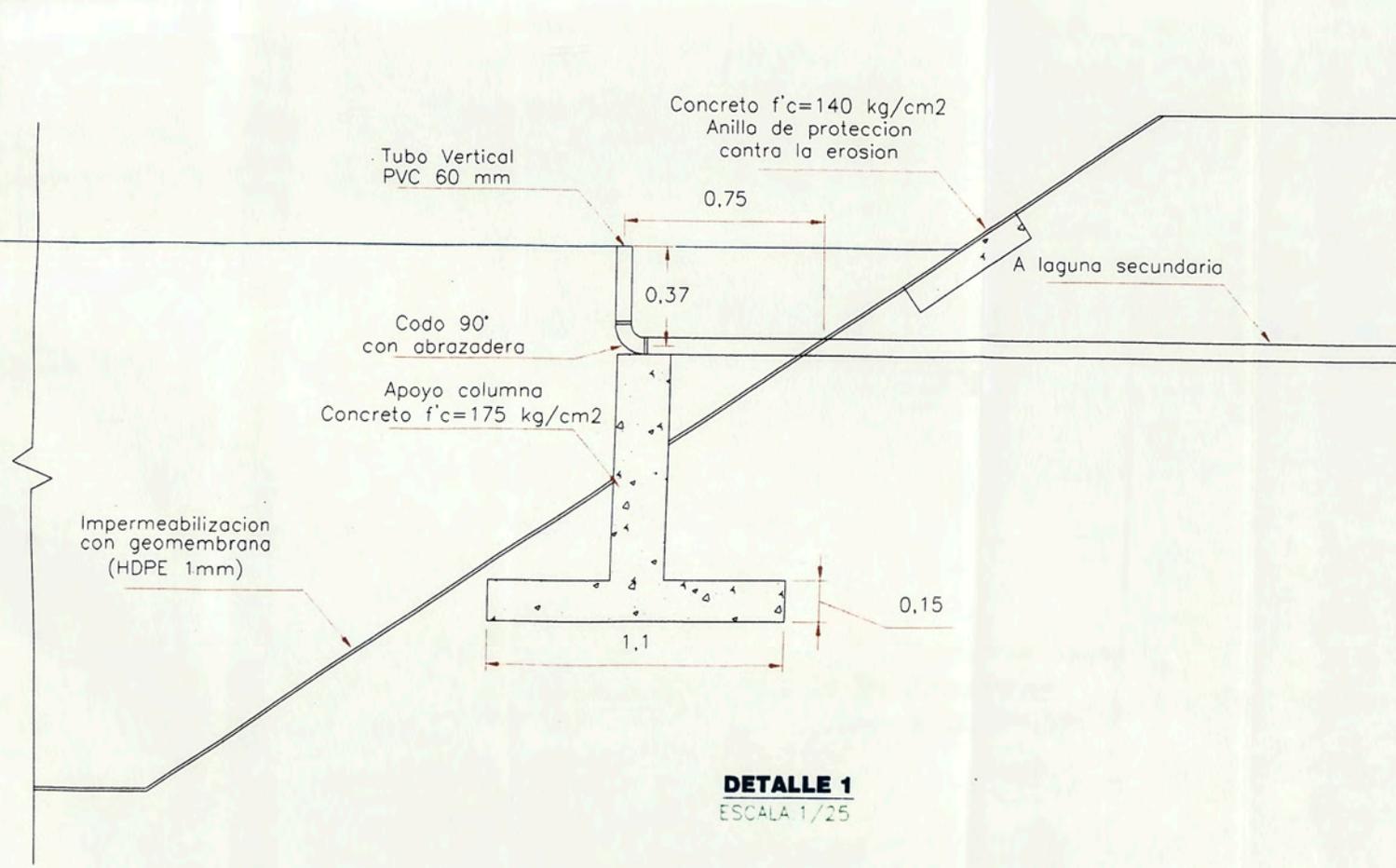
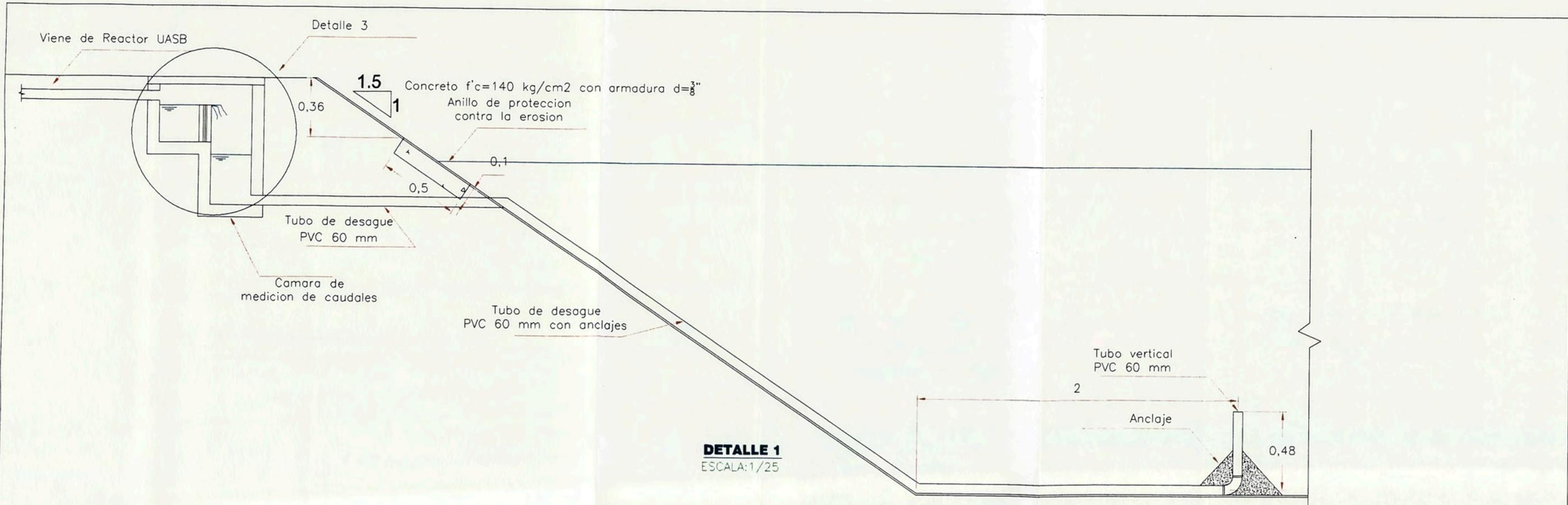
LAGUNA FACULTATIVA
ESCALA: 1/250



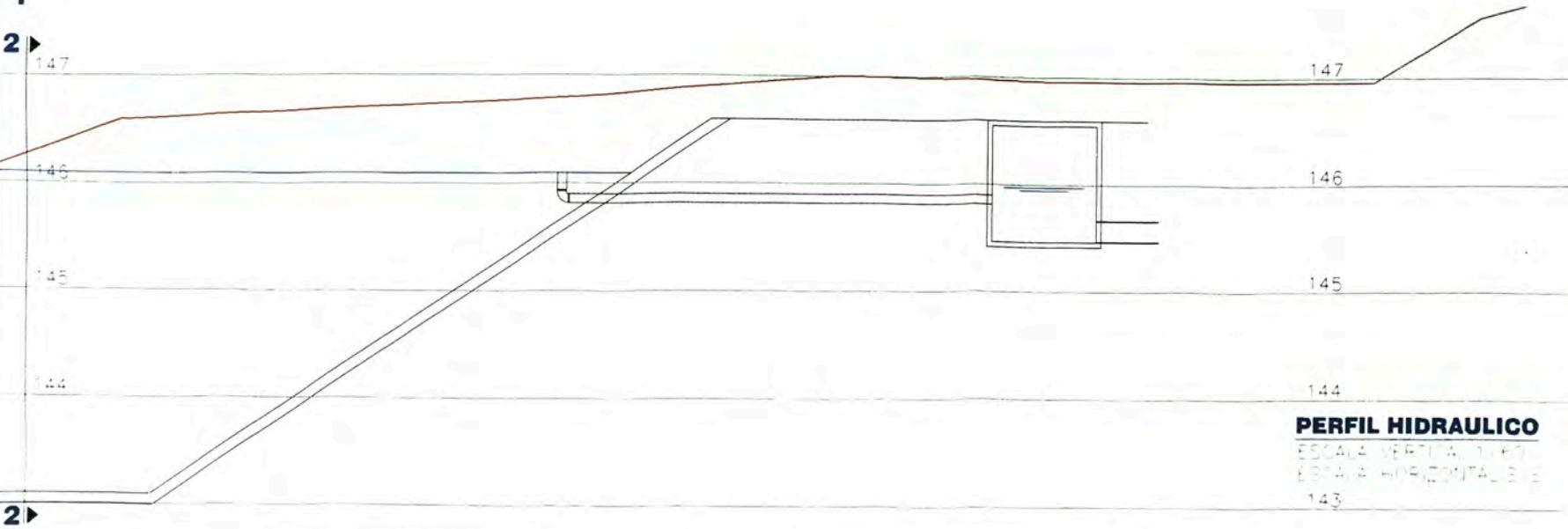
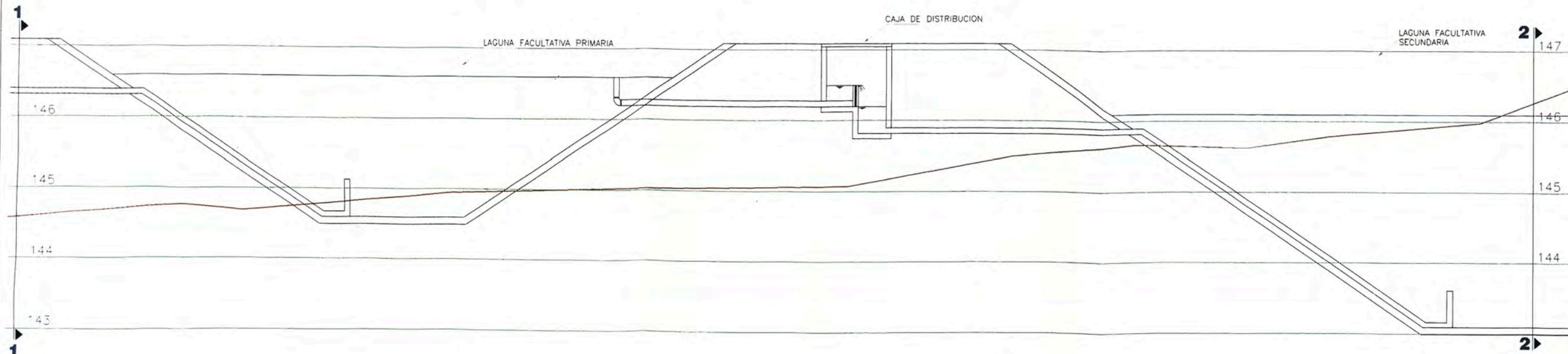
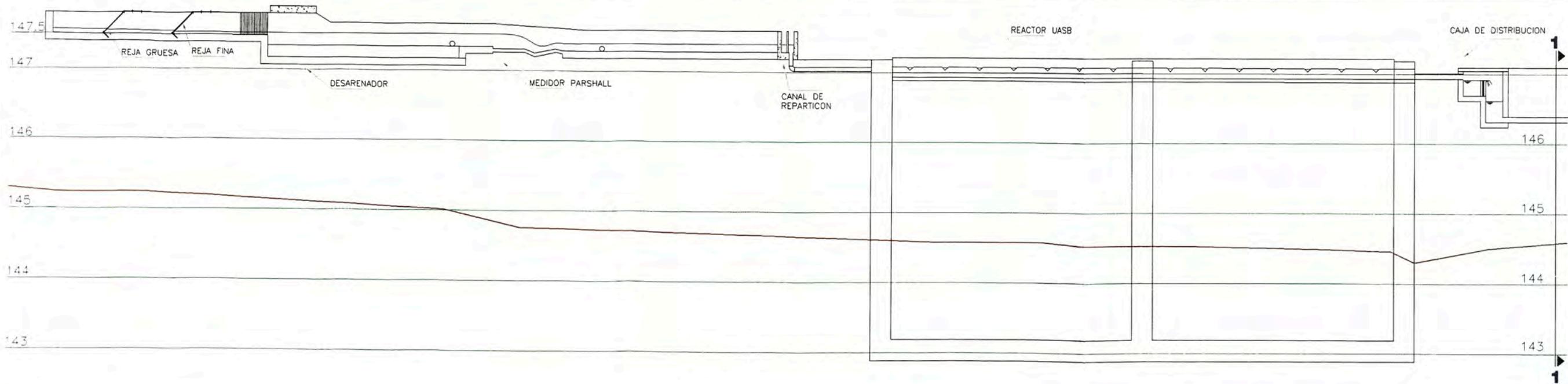
PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS			
PLANO: LAGUNAS PRIMARIAS	L-5		
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE			
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO	ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 5/8



PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: LAGUNAS SECUNDARIAS	LAMINA: L-6	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 6/8



PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: LAGUNAS PRIMARIAS	LAMINA: L-7	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 7/8



PERFIL HIDRAULICO
 ESCALA VERTICAL 1:100
 ESCALA HORIZONTAL 1:500

PROYECTO: TRATAMIENTO DE EFLUENTES DOMESTICOS CON REACTOR UASB Y LAGUNAS FACULTATIVAS		
PLANO: PRETRATAMIENTO	LAMINA: L-8	
UBICACIÓN: UNI PAMPA - ZONA 1 PROV. SAN VICENTE DE CAÑETE		
DISEÑO: BACH. OSCAR CONTRERAS OSORIO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2007	N° DE PLANO: 8/8