



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
**PIRHUA**

# PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN SAN JUAN DE MIRAFLORES

Ramón Enrique Espinoza Paz

Piura, 05 de Abril de 2010

FACULTAD DE INGENIERÍA

Maestría en Gestión y Auditorías Ambientales

Abril 2010



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

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



**PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES SAN JUAN DE  
MIRAFLORES**

**Tesis para optar el Grado de Master en Gestión y Auditorías Ambientales**

**RAMÓN ENRIQUE ESPINOZA PAZ**

**Piura, Junio 2010**

## **AGRADECIMIENTO**

A mi amada esposa Martha y a mis adorables hijas Fabiola y Natalie por el escaso tiempo dado por dedicarme al trabajo, con todo mi afecto.

A mi padre Ramón, por haberme, desde estudiante enseñado este maravilloso campo de la ingeniería sanitaria.

Al Dr. Ing. Ruddy Noriega Pissani, colega y mejor amigo por haberme involucrado en este fantástico mundo de las aguas residuales.

## PROLOGO

El tratamiento de aguas residuales está cobrando gran importancia en nuestro país, en el caso del presente trabajo trata sobre la ejecución del proyecto de la Planta San Juan, planta que en su época marco un hito en la Ingeniería Sanitaria y Ambiental al servir validar los métodos empíricos utilizados en el dimensionamiento de lagunas facultativas gracias a las investigaciones realizadas en los inicios de los años 80 por F. Yanez, R. Saenz donde se desarrollo una metodología racional de cálculo, así como un conocimiento más profundo de los mecanismos envueltos en el proceso, pero con el paso del tiempo, el crecimiento desordenado de la ciudad, esta planta quedo obsoleta y había que rescatarla, logrando que se incluyera en un proyecto que la rehabilitara y ampliara.

El autor como parte integrante del Proyecto de Mejoramiento del Sistema de Alcantarillado de la Zona Sur de Lima Metropolitana más conocido por sus siglas como PROMAR, que estudio la solución a la disposición final de la zona sur de Lima, trabajo en la ejecución de este proyecto de rehabilitación y desea darlo a conocer a la comunidad universitaria, compartiendo sus conocimientos acerca del tratamiento de aguas servidas y aspectos que inciden en el análisis y selección del proceso de tratamiento adecuado.

Para que una PTAR sea diseñada adecuadamente el ingeniero responsable del diseño debe: (i) caracterizar el afluente (DBO, SST, pH, presencia de tóxicos). (ii) decidir el grado de tratamiento requerido en base a las diferentes posibilidades de disposición final y/o reuso. (iii) Analizar las posibles alternativas para el grado de tratamiento deseado y el área disponible. (iv) Comparar los costos tanto de capital como de operación y mantenimiento de las diversas alternativas. (v) tratar el tema de equipamiento, gastos de operación y dificultades en el mantenimiento. (vi) Definir el grado de automatización necesario para las condiciones locales. (vii) Completar el diseño con las especificaciones técnicas correspondientes.

# **PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES SAN JUAN DE MIRAFLORES**

## **RESUMEN**

Las Lagunas de San Juan de Miraflores fueron diseñadas en los años 60, para tratar los desagües provenientes de Ciudad de Dios y Pamplona del distrito de San Juan de Miraflores, con una capacidad promedio de 160 l/s, considerándose un área de tratamiento de 20 hectáreas.

Al año 1998 recibían un caudal estimado de 450 l/s, con una reducción del área de tratamiento de aguas residuales, en aproximadamente 5 hectáreas, que se utilizaron en estanques de acuicultura para crianza de peces, lo que originó una sobrecarga orgánica e hidráulica con el resultado de dar un efluente que estaba incumpliendo con las normas de descarga y creando un problema de salud pública.

Esta fue la razón para ampliar y cambiar el sistema de tratamiento en San Juan, además de conservar el área de la Planta como un entorno ecológico; esta zona es un verdadero oasis dentro de lo desértico que son los distritos de San Juan de Miraflores y Villa El Salvador, al mismo tiempo que se incrementará la cobertura del servicio de alcantarillado al tratar los desagües provenientes del colector Villa El Salvador.

Otro de los beneficios inmediatos será reducir la contaminación costera causada por efecto de las descargas de aguas residuales del colector Surco al que pertenece el sistema San Juan, que recolecta un promedio de 6,500 l/s de desagües, que los descarga sin tratamiento en el mar en la zona de La Chira, Chorrillos – Bahía Miraflores, originando en el medio marino costero una serie de problemas asociados a la salud pública, al deterioro de los recursos marinos y a la contaminación de playas.

El sistema de tratamiento de lagunas aireadas con lagunas facultativas de acabado es un método de tratamiento intermedio entre los sistemas lagunares y los sistemas avanzados, produciéndose en el efluente de las lagunas facultativas una DBO inferior a 30 mg/l., con la ventaja de una disminución drástica de los olores al suministrar oxígeno en la primera etapa del tratamiento, no dependiendo de factores naturales (luz solar, fotosíntesis, viento), además este tipo de tratamiento produce muy poco lodo, y el lodo producido es digerido en la misma laguna, por lo que requiere solamente de un área no muy extensa para disponerlos directamente, también por poseer un alto periodo de retención (de 6 a 10 días), pueden asimilar sobrecargas hidráulicas y orgánicas sin afectar sustancialmente su eficiencia.

# PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES SAN JUAN DE MIRAFLORES

## INDICE

### Introducción

#### Capítulo 1: Aspectos generales

1.1	Problemática	1.1
1.2	Problemática del uso de lagunas en países en desarrollo	1.3
1.3	El sistema de alcantarillado en Lima	1.5
1.4	Objetivos	1.9
1.4.1	Objetivo general	1.9
1.4.2	Objetivos específicos	1.9

#### Capítulo 2: Antecedentes

2.1	Generalidades	2.1
2.2	Situación de las aguas residuales a nivel nacional	2.6
2.3	Situación de las aguas residuales a nivel local	2.10
2.4	Problemas detectados	2.12

#### Capítulo 3: Descripción general del área de estudio

3.1	Ubicación	3.1
3.2	Clima	3.1
3.3	Población	3.3
3.4	Actividades económicas	3.6
3.4.1	Actividad agrícola del distrito de Villa El Salvador	3.7
3.4.1.1	Extensión actual y potencial de tierras asignadas a la actividad agraria de la cuenca	3.7
3.4.1.2	Sistemas de riego imperantes en la zona	3.8
3.5	Abastecimiento de agua y saneamiento	3.9
3.5.1	Abastecimiento de agua	3.9
3.5.2	Saneamiento	3.10
3.6	Aspectos sanitarios de la utilización de aguas residuales y excretas en la agricultura y acuicultura	3.11
3.6.1	La declaración de Engelberg	3.11
3.6.2	Revisión de las recomendaciones internacionales vigentes acerca del reuso de los efluentes	3.13
3.6.3	El enfoque epidemiológico	3.13
3.6.4	Aspectos sociales y de comportamiento	3.15
3.6.5	Directrices para la calidad de aguas residuales tratadas para uso en la agricultura	3.16
3.6.6	Directrices apropiadas de calidad y tratamiento de excretas	3.16
3.6.6.1	Utilización en la agricultura	3.16
3.6.6.2	Utilización en la acuicultura	3.18
3.6.7	Prioridades de investigación	3.19
3.6.7.1	Estudios epidemiológicos	3.19

3.6.7.2	Estudios sobre la supervivencia de patógenos	3.21
3.6.7.3	Aspectos sociales	3.22
3.6.7.4	Investigación sobre el tratamiento de aguas residuales y excretas	3.23

#### Capítulo 4: Descripción del proceso de tratamiento actual: Lagunas de oxidación San Juan

4.1	Descripción	4.1
4.2	Tratamiento Preliminar	4.4
4.3	Lagunas de estabilización	4.4
4.4	Desinfección	4.6
4.5	Disposición Final	4.6
4.6	Conclusiones	4.7

#### Capítulo 5: Estudio de alternativas de tratamiento de aguas residuales

5.1	Alternativas de tratamiento propuestas	5.1
5.1.1	Proceso de crecimiento en suspensión	5.2
5.1.1.1	Lodos activados convencional	5.2
5.1.1.2	Aireación por etapas	5.3
5.1.1.3	Estabilización por contacto	5.3
5.1.1.4	Aireación extendida	5.3
5.1.1.5	Zanjas de oxidación	5.4
5.1.1.6	Plantas de tratamiento con oxígeno puro	5.4
5.1.1.7	Reactores secuenciales de flujo intermitente (SBR)	5.5
5.1.2	Procesos de película fija	5.5
5.1.2.1	Filtros percoladores	5.5
5.1.2.2	Discos biológicos rotatorios (RBC)	5.6
5.1.3	Sistemas no convencionales	5.7
5.1.3.1	Lagunas de estabilización	5.7
5.2	Comparación de alternativas	5.8
5.3	Evaluación de alternativas	5.9
5.3.1	Primera etapa de evaluación: Matriz de selección	5.9
5.3.2	Selección de alternativas	5.10
5.3.3	Aplicación de la matriz de selección	5.12
5.3.4	Segunda etapa de evaluación: Evaluación económica	5.13
5.4	Sistema de tratamiento recomendado	5.15

#### Capítulo 6: Parámetros de diseño

6.1	Criterios de diseño	6.1
6.2	Caudales de diseño	6.2
6.2.1	Fluctuación diaria/horaria del caudal	6.2
6.2.2	Caudales de diseño de la planta e instalaciones afines	6.2
6.3	Características de las aguas residuales	6.2
6.4	Criterios de diseño del proceso	6.4
6.4.1	Sistema de tratamiento	6.4
6.4.2	Criterios de diseño de las unidades	6.4
6.4.2.1	Desbaste medio con rejillas de limpieza mecánica	6.4



6.4.2.2	Desarenador gravimétrico longitudinal	6.4
6.4.2.3	Sistema de lagunas aireadas	6.5
6.4.2.4	Lagunas de pulimento	6.6
6.4.2.5	Sistema de desinfección	6.6
6.4.2.6	Lechos de secado de lodos	6.7
6.5	Criterios de diseño hidráulico	6.7
6.5.1	Flujos en tuberías	6.8
6.5.2	Velocidades	6.11
6.5.3	Vertederos	6.12
6.5.3.1	Vertederos rectangulares	6.12
6.5.3.2	Vertederos triangulares	6.13
6.5.4	Orificios y compuertas	6.14
6.5.5	Rejas	6.15
6.5.6	Desarenadores	6.17

## Capítulo 7: Descripción del proceso y planta de tratamiento seleccionada

7.1	Selección del proceso	7.1
7.2	Tratamiento preliminar	7.2
7.2.1	Rejas	7.2
7.2.1.1	Definición	7.2
7.2.1.2	Abertura o espaciamiento de las barras	7.3
7.2.1.3	Tipo de rejas	7.4
7.2.1.4	Criterios de diseño	7.7
7.2.1.5	Cantidad y naturaleza del material retenido	7.9
7.2.1.6	Detalles de los canales de las rejas	7.10
7.2.2	Desarenadores	7.11
7.2.2.1	Principio de funcionamiento	7.11
7.2.2.2	Tipos de desarenadores	7.12
7.2.2.3	Criterios de diseño de desarenador	7.16
7.2.2.4	Cantidad de material retenido en el desarenador	7.20
7.2.2.5	Proceso de remoción de arena	7.20
7.2.2.6	Diseño	7.21
7.3	Lagunas aireadas	7.23
7.3.1	Introducción	7.23
7.3.2	Descripción del proceso	7.24
7.3.3	Tipos de lagunas aireadas	7.24
7.3.3.1	Laguna aireada de mezcla completa	7.25
7.3.3.2	Laguna aireada facultativa	7.26
7.3.4	Criterios de diseño para lagunas aireadas	7.27
7.3.5	Sistemas de aireación	7.28
7.3.5.1	Difusores	7.28
7.3.5.2	Aireadores mecánicos	7.31
7.3.6	Diseño de lagunas aireadas	7.33
7.4	Lagunas de sedimentación	7.35
7.5	Lagunas de maduración o pulimento	7.36
7.6	Desinfección	7.38
7.7	Lecho de secado de lodos	7.41
7.8	Impacto ambiental	7.42

7.8.1	Identificación de impactos ambientales	7.43
7.8.2	Impactos positivos en el ambiente	7.43
7.8.3	Impactos negativos en el ambiente	7.44
7.8.4	Recomendaciones	7.44

## Capítulo 8: Validación y puesta en marcha de la planta de tratamiento seleccionada

8.1	Descripción del sistema a validar	8.1
8.2	Llenado del sistema de lagunas	8.4
8.2.1	Llenado con agua bombeada de río o agua del sistema de abastecimiento potable	8.4
8.2.2	Llenado con agua mezcla de agua de río y aguas residuales a ser tratadas	8.4
8.2.3	Llenado con aguas residuales crudas	8.4
8.2.4	Descripción del sistema de llenado empleado	8.5
8.3	Calibración de los sistemas de tratamiento	8.8
8.3.1	Calibración de las rejillas	8.8
8.3.2	Funcionamiento de desarenadores	8.10
8.3.3	Calibración de los sensores de oxígeno	8.12
8.3.4	Calibración de los sensores de pH	8.13
8.3.5	Medidores de caudal	8.13
8.3.6	Dosificación de Cloro	8.15
8.4	Programa de mantenimiento y control de la eficiencia de los procesos de tratamiento	8.16
8.4.1	Determinación de lugares	8.16
8.4.2	Determinación de parámetros y frecuencia de muestreo	8.19
8.4.2.1	Batería 1 de tratamiento	8.19
8.4.2.2	Batería 2 de tratamiento	8.20
8.4.2.3	Batería 3 de tratamiento	8.21
8.4.2.4	Batería 4 de tratamiento	8.22
8.5	Resultados obtenidos	8.25
8.5.1	Medición de Oxígeno Disuelto, pH y Temperatura	8.25
8.5.2	Calibración de sensores de caudal	8.25
8.5.3	Medición de caudales afluentes a la planta de tratamiento de aguas residuales San Juan	8.26
8.6	Programa de funcionamiento de aireadores I etapa	8.26
8.7	Programa de funcionamiento de aireadores II etapa	8.27

## Capítulo 9: Conclusiones y Recomendaciones

9.1	Relativo a operación y mantenimiento	9.1
9.2	Relativo a personal	9.3
9.3	Relativo a insumos y equipos	9.4
9.4	Relativo al sistema SCADA	9.4
9.5	Relativo a proyectos de tratamiento de aguas residuales	9.9
9.6	Relativo a investigaciones sobre tratamiento de aguas residuales	9.10
9.7	Relativo a las lagunas facultativas existentes San Juan	9.11

9.8	Relativo al sistema de tratamiento propuesto en San Juan	9.11
9.9	Relativo al impacto ambiental en el área de la PTAR San Juan	9.12

<b>Bibliografía</b>		<b>10.1</b>
---------------------	--	-------------

## **Anexos**

A	Calculo de diseño del equipo mecánico instalado	1
B	Calculo del volumen de lodos	1
C	Datos de medición de caudales de ingreso a planta	1
D	Planos de la planta de tratamiento de aguas residuales San Juan	1

## ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

Las siguientes abreviaciones, acrónimos y designaciones son utilizados regularmente en el presente trabajo.

ASCE	Por singlas en ingles de asociación de ingenieros civiles de Estados Unidos
BOT	Por siglas en ingles de construir, operar y transferir (Build, Operation and Transfer)
CEPIS	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
DGOS	Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda
DIGESA	Dirección General de Salud Ambiental del Ministerio de Salud
DISABAR	Dirección de Saneamiento Básico Rural del Ministerio de Salud
DQO	Demanda Química de Oxígeno
EPS	Empresas Prestadoras de Servicios de Saneamiento
FONCODES	Fondo Nacional de Compensación y Desarrollo Social
INADUR	Instituto Nacional de Desarrollo Urbano
INEI	Instituto Nacional de Estadística e Informática del Perú
ININVI	Instituto Nacional de Investigaciones y Normas sobre Viviendas del Ministerio de Vivienda
IRCWD	Por siglas en ingles del Centro Internacional de Referencia para la Gestión de Desechos
JASS	Juntas de Agua y Saneamiento
JSWA	Por siglas en ingles de agencia japonesa de alcantarillado
LAMC	Lagunas aireadas de mezcla completa
LAMP	Lagunas aireadas de mezcla parcial
LP	Lagunas de pulimento o maduración
LS	Lagunas de sedimentación
MC	Medidor de caudal
MEF	Ministerio de Economía y Finanzas
MESIAS	Proyecto de Mejoramiento del Sistema de Alcantarillado de la zona Sur de Lima Metropolitana
NH3 - N	Amonio como Nitrógeno
NMP/100ml	Número más probable por 100 mililitros
OD	Oxígeno disuelto
OMS	Organización Mundial de la Salud
OPS	Oficina Panamericana de la Salud
PASSB	Proyecto de apoyo al saneamiento básico
PEA	Población económicamente activa
PNUD	Por siglas en inglés del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo
PNUMA	Por siglas en inglés del Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente
PRES	Ministerio de la Presidencia
PROMAR	Proyecto de Manejo de las Aguas Residuales de Lima metropolitana
PRONAP	Programa Nacional de Agua Potable y Alcantarillado
PRONASAR	Proyecto Nacional de Agua y Saneamiento Rural
PTAR	Planta de tratamiento de aguas residuales

PVC	Policloruro de vinilo (material plástico para tuberías)
RBC	Discos biológicos rotativos
SBR	Reactores secuenciales de flujo intermitente
SCADA	Supervisión del control y adquisición de datos (automatización)
SEDAPAL	Empresa de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima
SENAMHI	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.
SENAPA	Servicio Nacional de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado
SS	Sólidos sedimentables
SST	Sólidos suspendidos totales
SUNASS	Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento
TKN	Nitrógeno total Kjeldahl
UNALM	Universidad Nacional Agraria La Molina
UNI	Universidad Nacional de Ingeniería
UV	Radiación ultravioleta
VMCS	Viceministerio de Construcción y Saneamiento
VES	Distrito de Villa El Salvador
WEF	Por siglas en inglés de federación de agua y ambiente

## Relación de Figuras

- 1.1 Áreas de drenaje del sistema de alcantarillado de Lima
- 1.2 Dispersión de los contaminantes en el mar
- 2.1 Estimaciones de población
- 2.2 Costos y tarifas
- 2.3 Evolución histórica del desagüe tratado
- 3.1 Ubicación del distrito de Villa El Salvador
- 3.2 Ubicación del terreno de la planta San Juan
- 3.3 Diseño urbano del modulo del grupo residencial
- 3.4 Plano de Villa El Salvador con las 4 zonas de distribución
- 3.5 Trazo del colector Villa El Salvador
- 3.6 Cultivo entre zanjas
- 4.1 Diagrama de flujo de las lagunas de oxidación San Juan
- 4.2 Vista del complejo San Juan con las lagunas para acuicultura en el extremo inferior izquierdo
- 5.1 Vista de una planta de lodos activados
- 5.2 Vista de una PTAR modalidad zanjas de oxidación
- 5.3 Filtro percolador (Tecate, México)
- 5.4 Discos biológicos rotatorios
- 5.5 Vista de lagunas aireadas de mezcla completa (San Antonio de los Buenos, Tijuana, México)
- 6.1 Gradiente de energía a flujo libre
- 6.2 Modificación del coeficiente de rugosidad
- 6.3 Vertederos rectangulares
- 6.4 Vertederos triangulares
- 6.5 Pérdida de carga en rejas
- 7.1 Diagrama de flujo conceptual de la PTAR San Juan
- 7.2 Canal para ubicación de rejas
- 7.3 Diseño típico de una reja manual. Vista en planta
- 7.4 Reja fina con limpieza mecanizada
- 7.5 Características de las rejas manuales
- 7.6 Características de la reja mecánica. Sección transversal
- 7.7 Vista en planta y sección de un desarenador de flujo horizontal
- 7.8 Desarenador aireado
- 7.9 Vista en planta y sección de un desarenador de vórtice
- 7.10 Tipo de lagunas aireadas
- 7.11 Tipos de difusores
- 7.12 Foto de difusores de tubo estático
- 7.13 Foto de aireador superficial horizontal
- 7.14 Funcionamiento de aireador superficial horizontal
- 7.15 Foto de aireador con compresor
- 7.16 Foto de aireador superficial vertical
- 7.17 Funcionamiento de aireador superficial vertical
- 7.18 Ejemplo de tanque de contacto para la cloración
- 7.19 Diagrama del proceso de desinfección con cloro gas
- 8.1 Anclajes para empotramiento de emisario submarino
- 8.2 Termofusión de tubería de polietileno de alta densidad del emisario submarino

- 8.3 Diagrama de flujo de PTAR San Juan
- 8.4 Foto del inicio de llenado de LAMC 1-1
- 8.5 Foto del inicio de llenado de LAMC 1-2
- 8.6 Foto del inicio de llenado de LP 1-1
- 8.7 Foto del inicio de llenado de LAMP 2-1 y 2-2
- 8.8 Vista de LAMC 1-1 después de 11 días de llenado de primera etapa .  
LAMC 2-1 después de 1 día de llenado de primera etapa
- 8.9 Vista de LAMC 2-1 una vez que se ha cumplido con todo el proceso de llenado
- 8.10 Vista de las estructuras de pretratamiento. Batería superior
- 8.11 Vista de las estructuras de pretratamiento. Batería inferior
- 8.12 Vista de las cribas mecánicas autolimpiantes. Vista de rejillas y mecanismos de limpieza
- 8.13 Vista de cribas mecánicas autolimpiantes. Banda transportadora de residuos
- 8.14 Desarenadores - Vista de tolva de acumulación de arena y canal de sedimentación
- 8.15 Desarenadores - Vista de canal de sedimentación y mecanismos de lavado y arrastre de arena
- 8.16 Obstrucción de válvula en bomba de desarenador
- 8.17 Madera en impulsor de bomba
- 8.18 Obstrucción en bomba – Presencia de plásticos
- 8.19 Obstrucción en bomba – Presencia de trapos
- 8.20 Vista de sensores de oxígeno disuelto y pH
- 8.21 Medidor de caudal MC-1
- 8.22 Medidor de caudal MC-2
- 8.23 Edificio de cloración
- 8.24 Sala de dosificación de cloro
- 8.25 Punto de dosificación de cloro
- 8.26 Puntos de muestreo en PTAR San Juan
- 8.27 Curva de caudales del MC-1
- 9.1 LAMP 1-1, 1-2, fase de llenado inicial (0.40 m de nivel)
- 9.2 LAMP 1-3, estado de laguna después de 6 días de llenado inicial
- 9.3 LAMP 1-1, 1-2, estado de laguna después de 7 días de llenado inicial
- 9.4 LAMP 1-3, fase de llenado inicial (0.40 m de nivel)

## Relación de Tablas

- 1.1 Características de aguas residuales de países industrializados y en desarrollo
- 2.1 Roles vigentes en el sub-sector saneamiento
- 2.2 Porcentajes de coberturas de agua y saneamiento en el Perú
- 2.3 Infraestructura sanitaria urbana
- 2.4 Costos por tecnología aplicada
- 2.5 Plantas de tratamiento en cada departamento del país
- 2.6 Tipos de planta de tratamiento
- 2.7 Plantas de tratamiento de aguas residuales en Lima
- 3.1 Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para Villa El Salvador (Año normal, estación Von Humboldt – UNALM, 238 msnm / 12 ° 05' latitud sur / 76 ° 57' Longitud Oeste)  
*Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para*
- 3.2 Villa El Salvador (Año normal, estación Manchay Bajo – Pachacamac, 148 msnm / 12 ° 10' Latitud Sur / 76 ° 52' Longitud Oeste)
- 3.3 Evolución de la población en VES 1993 - 2015
- 3.4 Tasa de crecimiento poblacional
- 3.5 Población ocupada de 15 y más años de edad según categoría para el distrito de Villa El Salvador
- 3.6 Principales actividades económicas del distrito de Villa El Salvador
- 3.7 Uso de la tierra en la ZA -VES (1997)
- 3.8 Extensión de tierras asignadas por tipo de cultivo (en hectáreas)
- 3.9 Sistemas de riego aplicados a las áreas regadas con aguas residuales de la Zona agropecuaria de Villa El Salvador
- 3.10 Producción de agua en Lima Metropolitana
- 3.11 Riesgos para la salud que presenta la utilización de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura.
- 3.12 Directrices tentativas de calidad microbiológica para el reuso de aguas residuales en la agricultura
- 4.1 Características dimensionales de las lagunas de estabilización San Juan
- 4.2 Características promedio del afluente a las lagunas de San Juan
- 4.3 Calidad bacteriología en las aguas residuales de las lagunas de San Juan
- 5.1 Variaciones en el proceso de tratamiento secundario
- 5.2 Clasificación de alternativas por parámetro
- 5.3 Determinación de valores de importancia relativa, VIR
- 5.4 Asignación de Valores, VIR, por orden de clasificación de alternativas
- 5.5 Matriz de decisión
- 5.6 Orden de elegibilidad
- 5.7 Clasificación de alternativas por parámetro
- 5.8 Determinación de valores de importancia relativa, VIR
- 5.9 Asignación de valores, VIR, por orden de clasificación de alternativas
- 5.10 Matriz de decisión
- 5.11 Orden de elegibilidad
- 5.12 Costo de las alternativas de tratamiento
- 5.13 Valor actualizado de las alternativas de tratamiento
- 6.1 Características del afluente a la planta San Juan
- 6.2 Regulaciones para la calidad del efluente en el Perú
- 6.3 Características del efluente tratado



- 6.4 Criterios de diseño de lagunas aireadas
- 6.5 Criterios de diseño de lagunas de pulimento
- 6.6 Criterios de diseño para el sistema de desinfección
- 6.7 Criterios de diseño de lecho de secado de lodos
- 6.8 Coeficiente “n” de Manning para diferentes materiales de tuberías
- 6.9 Reducción porcentual de las características de rugosidad para acero y fierro fundido, según Hazen – Williams
- 6.10 Coeficientes de rugosidad típicos
- 6.11 Valores de forma para la ecuación de Kirschmer
- 7.1 Clases de rejillas para aguas residuales
- 7.2 Ventajas y desventajas de las rejillas de limpieza mecánica
- 7.3 Cantidad de material retenido en rejillas
- 7.4 Valores de velocidad según tamaño de partículas
- 7.5 Ventajas y desventajas por tipo de desarenador
- 7.6 Criterios de diseño de desarenador de flujo horizontal
- 7.7 Valores prácticos de cantidad de arena removida
- 7.8 Dimensionamiento de las instalaciones de tratamiento preliminar
- 7.9 Descripción de los dispositivos de aireación con difusores
- 7.10 Características de los aireadores tipo vertical y tipo aspirador
- 7.11 Dimensionamiento de lagunas aireadas
- 7.12 Dimensionamiento de lagunas de sedimentación
- 7.13 Criterios de diseño de lagunas de pulimento
- 7.14 Dimensionamiento de lagunas de pulimento
- 7.15 Criterios de diseño para el sistema de desinfección
- 7.16 Características del tanque de contacto de cloro
- 7.17 Criterios de diseño de lecho de secado de lodos
- 7.18 Dimensiones de los lechos de secado de lodos
- 8.1 Rutina de funcionamiento de desarenadores
- 8.2 Parámetros y frecuencias de muestreo. Batería 1 de tratamiento
- 8.3 Parámetros y frecuencias de muestreo. Batería 2 de tratamiento
- 8.4 Parámetros y frecuencias de muestreo. Batería 3 de tratamiento
- 8.5 Parámetros y frecuencias de muestreo. Batería 4 de tratamiento

# **PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES SAN JUAN DE MIRAFLORES**

## **INTRODUCCION**

La maestría en Gestión y Auditorías Ambientales de la Universidad de Piura (UDEP) tiene como propósito fundamental “Conseguir que el alumno posea una idea global del medio ambiente y tenga capacidad de identificar sus problemas para proponer soluciones que le permitan gestionar y auditar cualquier empresa o actividad”.

El presente trabajo constituye una tesis del curso de maestría en gestión y auditoría ambiental, con especialización en gestión integral del agua que la UDEP y su Facultad de Ingeniería han ejecutado dentro del programa de educación a distancia.

Se ha seleccionado para este estudio un tema que se relaciona con la descontaminación de los cursos de agua y océanos y la reutilización del agua residual tratada en la zona sur de la ciudad de Lima, Perú.

El título del presente trabajo es: “Planta de tratamiento de aguas residuales San Juan de Miraflores”, el cual se encuentra dividido en ocho secciones principales, algunas de las cuales se encuentran a su vez dividida en sub-secciones. Enseguida se describe de manera sintetizada el contenido de cada una de ellas.

El capítulo uno recibe el nombre de “Aspectos Generales” y describe la problemática existente en los sistemas de tratamiento, el uso de sistemas lagunares en países en desarrollo, efectúa una breve descripción del sistema de alcantarillado en Lima Metropolitana y de una manera global las características más relevantes del trabajo y sus objetivos a lograr.

El capítulo dos presenta los antecedentes y situación actual del sistema de agua y alcantarillado a nivel nacional y en el ámbito de Lima Metropolitana y expone los problemas detectados en el sector agua y saneamiento.

El capítulo tres efectúa una descripción del área donde se ubica la planta, principalmente del distrito que recibirá el agua tratada que no es el mismo distrito donde se ubica la planta y que es el que aporta el mayor volumen de agua residual a tratar y que recibirá el efluente para su posterior utilización y se analizan los aspectos sanitarios inmersos en la utilización de aguas residuales en la agricultura.

El capítulo cuatro describe las características de la planta de tratamiento actual, dimensiones de las lagunas facultativas, su disposición final y entorno físico.

El capítulo cinco presenta una metodología para la selección de los procesos de tratamiento aplicables a este proyecto. Se describen los criterios de evaluación de acuerdo con los objetivos del tratamiento, se comparan las alternativas propuestas y se selecciona el proceso de tratamiento.

El capítulo seis contiene las características de las aguas residuales, el cálculo del caudal de diseño, el diagrama de flujo del proceso y los criterios de diseño de las diferentes instalaciones y estructuras que componen una planta de tratamiento de aguas residuales.

El capítulo siete describe el proceso de tratamiento seleccionado, dimensiona y diseña las instalaciones propuestas y verifica la calidad del efluente logrado. Asimismo hace una descripción del impacto ambiental que genera la construcción de una planta de tratamiento de aguas negras dentro de la zona urbana.

El capítulo ocho presenta los aspectos relacionados con la puesta en marcha de la planta, describe las características del agua residual que ingresa a la planta previo al funcionamiento, las variables presentadas en el arranque de las instalaciones, funcionamiento y pruebas de los equipos y la calidad del agua tratada.

El capítulo nueve presenta las conclusiones y recomendaciones del estudio en general.

**CAPÍTULO 1**  
**ASPECTOS GENERALES**

# Capítulo 1

## Aspectos generales

### 1.1 Problemática

Según se tiene conocimiento, la primera instalación de laguna de estabilización diseñada para tratar aguas residuales domésticas estuvo localizada en Dakota del Norte, EE.UU. y fue construida en 1948 después de recibir la aprobación de las autoridades de Salud Pública. Desde entonces, una gran cantidad de instalaciones han sido construidas en muchos países del mundo.

Investigaciones a escala de laboratorio y estudios sobre el terreno en las décadas de los años 40 y 50 permitieron el desarrollo de criterios de diseño para proyectos de lagunas de varios tipos. Durante las dos últimas décadas se ha hecho evidente la falta de investigación sobre el tema y la gran cantidad de información publicada contiene principalmente resultados de experiencias de diseño y operación.

Aunque existen varios aspectos importantes que aun no han sido investigados, se considera que este proceso de tratamiento ha sido objeto de suficiente estudio y se han introducido desarrollos en tal forma, que el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización puede considerarse como uno de los sistemas de tratamiento más importantes, sobre todo para países en desarrollo.

La experiencia del pasado en algunas instalaciones que han resultado con problemas de explotación indica que en su mayor parte esos fracasos han sido el resultado de concepciones defectuosas a nivel de diseño, una aplicación inadecuada de ingeniería a nivel de construcción, y un mantenimiento defectuoso que usualmente es un resultado de una falta de supervisión a nivel de operación.

En los países en desarrollo con climas tropicales y subtropicales se han podido observar que además de lo enunciado, existen factores ambientales y de desarrollo local que complican la buena operación de estos sistemas. Entre ellos se puede citar:

- Lenta implementación del sistema de alcantarillado, que limitando el servicio, ha dado como resultado balances desfavorables del líquido, lo cual produce una pérdida del nivel del líquido y,
- Desarrollo exagerado de maleza que se produce rápidamente en climas cálidos.

Sin embargo, se han podido determinar las medidas que deben adoptarse para la solución de estos problemas. En cuanto a condiciones de aplicación, este proceso de tratamiento puede ser utilizado económicamente en sitios donde el costo del terreno es reducido, en donde las condiciones climáticas de iluminación y temperatura son favorables, en condiciones de alta carga orgánica con variaciones considerables y, muy en particular, en donde se requiera una alta reducción de organismos patógenos. En relación con este aspecto ninguno de los procesos de tratamiento conocidos puede competir con la laguna.

En áreas tropicales se ha desarrollado considerable experiencia para justificar diseños con cargas superficiales de 10 y hasta 25 veces mayor que en climas con cuatro estaciones

marcadas como en el norte de los Estados Unidos. Este hecho ha explicado considerablemente el intervalo de aplicación de este proceso. Numerosas experiencias desarrolladas en Asia tropical, India, Brasil, Perú y en varios países árabes, indican que en climas tropicales se pueden utilizar esquemas de lagunas facultativas primarias con cargas de sobre 370 kg. DBO por hectárea y por día. En los años 80 estas experiencias parecían estar en contraposición con criterios de diseño establecidos y evidenciados con investigaciones en países industrializados, pero se cree que estas dos tendencias no están necesariamente en divergencia y que los resultados son validos para las condiciones en que fueron desarrollados (Yáñez F., 1993, Lagunas de Estabilización).

Existe una gran controversia en lo referente al uso de lagunas de estabilización en un buen número de aspectos. A continuación se presenta un resumen de ellos:

- a) A nivel de diseño, existe gran divergencia en el uso de criterios de dimensionamiento para la remoción de compuestos orgánicos carbonaceos. Esto se debe a un vacío en la investigación pues en la actualidad se utilizan varias metodologías.
- b) En relación con el diseño de lagunas para reducción de organismos patógenos la práctica ha mejorado pero aun se utilizan metodologías muy antiguas. Hace falta una mayor diseminación de resultados de investigación recientes.
- c) En el diseño de lagunas en serie, la práctica del pasado ha sido utilizar unos criterios de calidad para las lagunas primarias y otros para las subsiguientes, olvidándose de la interrelación de todos los criterios de calidad a lo largo de todas las unidades de la serie.
- d) En el uso de modelos de dimensionamiento, existen divergencias en temas como:  
Los valores de las constantes cinéticas de reacción o mortalidad.  
El uso de sub modelos hidráulicos (mezcla completa o flujo laminar).
- e) A nivel de concepción del proyecto, hay controversia en aspectos como:  
La localización de entradas y salidas para lagunas de varios tipos.  
El uso de lagunas de varias formas.
- f) La controversia más notoria ha sido el uso irracional de los criterios de diseño de lagunas de alta producción de biomasa, para diseño de lagunas facultativas. Esta práctica totalmente inadecuada ha sido, afortunadamente, completamente discontinuada.

La existencia de estas divergencias se ha debido en su mayor parte a la falta de investigaciones sobre lagunas, sobre todo en países industrializados. En los últimos años el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), condujo un programa de investigaciones en el complejo de lagunas de San Juan, en Lima Perú.

Los resultados de estas investigaciones que han sido de gran utilidad para aclarar un gran número de las controversias indicadas y otras investigaciones recientes, han sido aplicados en el diseño de las nuevas instalaciones de San Juan.

## 1.2 Problemática del uso de lagunas en países en desarrollo

En vista que en la gran mayoría de países en vías de desarrollo la principal causa de mortalidad son las enfermedades gastroentéricas, el factor de mayor importancia en la problemática del uso de lagunas está relacionado con aspectos de salud pública. Reconociendo este importante problema, varias agencias internacionales emprendieron en estudios e investigaciones sobre aspectos de salud y el reuso de desechos.

En la década de los años 70, el Banco Mundial evidencia su preocupación sobre aspectos de salud del manejo de excretas y lodos de sistemas individuales de saneamiento (OMS, 1973, Reuso de efluentes: métodos de tratamiento y cuidado de la salud). Paralelamente el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente realiza en el Perú uno de los trabajos pioneros en la determinación de parásitos en aguas residuales (Yáñez F., 1980, Evaluación de las lagunas de San Juan, Reporte final de la 1ra. fase). Más tarde la Organización Mundial de la Salud, reconociendo la importancia de actualizar criterios sobre el reuso de efluentes, conduce una serie de investigaciones y reuniones de expertos que finalmente terminan en la publicación de las nuevas “Guías de Salud para el Uso de Aguas Residuales en la Agricultura y Acuicultura”.

Este documento de gran importancia ha sido difundido entre las autoridades de Salud Pública, quienes están reconociendo en forma cada vez más notoria, la necesidad de implementar reglamentos que tiendan a limitar las concentraciones de organismos patógenos en descargas de aguas residuales. Esto es particularmente cierto en países que practican reuso agrícola de desagües domésticos tratados.

Debido a la falta de investigación sobre organismos patógenos en aguas residuales de países en desarrollo, la práctica para diseño de lagunas ha sido similar a la de países industrializados, basada en la reducción de compuestos orgánicos (DBO, DQO, nutrientes), con poca o ninguna atención a los aspectos de salud pública. Esta práctica convencional ha resultado con mucha frecuencia, en sistemas con celdas únicas.

Una revisión de la práctica moderna de diseño de lagunas indica que las nuevas concepciones están basándose en criterios múltiples, como la reducción de compuestos orgánicos, sólidos en suspensión, parásitos y coliforme fecal. Al poner en práctica esta nueva tendencia, los diseños resultan en instalaciones con unidades múltiples.

En relación con las características de aguas residuales de países industrializados y en desarrollo, se puede apreciar que mientras los parámetros convencionales indican valores comparables, la diferencia en enumeración de organismos patógenos, (parásitos y *Salmonella*) es realmente abismal. Ver Tabla 1.1.

Este hecho sugiere que los procedimientos de diseño de lagunas de países industrializados no son adecuados para países en vías de desarrollo, a menos que se introduzcan modificaciones adecuadas. En este sentido, debemos contestar a las siguientes preguntas claves:

- a) ¿Cómo diseñar lagunas de estabilización para eliminación total de parásitos, en especial los nemátodos intestinales?.

- b) ¿Cómo diseñar lagunas para alcanzar un nivel deseado de coliformes fecales indicadores?.
- c) ¿Cómo calcular la reducción de otros parámetros asociados (DBO, DQO, sólidos en suspensión, etc.) en todas las unidades de una serie?.
- d) Sumados a los anteriores puntos, ¿cómo mantener al mínimo el costo de la instalación?.

De la discusión previa se puede resumir que existen los siguientes objetos para diseño de lagunas de estabilización en climas cálidos y templados de países en desarrollo:

- a) La reducción de costos de construcción, lo cual demanda el empleo de altas cargas de trabajo en las lagunas primarias.
- b) La minimización de la descarga de organismos patógenos e indicadores, lo cual demanda el empleo de lagunas en serie.

Tabla 1.1: Características de aguas residuales de países industrializados y en desarrollo

Característica	Un.	Pais industrializado	Pais en desarrollo
<b>DBO, 5 días, 20 °C</b>	mg/l	220	220
<b>DQO</b>	mg/l	500	500
<b>Sólidos en suspensión</b>	mg/l	220	220
<b>Nitrógeno NH<sub>3</sub>-N</b>	mg/l	25	25
<b>Coliformes totales</b>	NMP/100 ml	1.0 E +06 - 1.0 E +10	1.8 E +08
<b>Coliformes fecales</b>	NMP/100 ml	1.0 E +06 - 1.0 E +08	1.2 E +06
<b>Conteo total de parásitos</b>	NMP/100 ml	Ausente	1.8 E +03
<b>Salmonella</b>	NMP/100 ml	Ausente	210

Fuente: Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, Metcalf & Eddy. Fourth Edition

Con esos objetivos se pueden adoptar criterios generales de diseño de sistema de lagunas para países en desarrollo. Para las lagunas primarias se han establecido los siguientes criterios:

- a) La reducción de compuestos orgánicos (DBO y DQO), tanto soluble como total. Esta reducción ocurre en una alta proporción en la laguna primaria, debido a la directa asociación del proceso de biodegradación con la biomasa o con los sólidos acumulados en esta unidad.
- b) La reducción de sólidos en suspensión, los cuales se acumulan en esta unidad primaria. Al respecto se debe tener en cuenta que por la alta carga de trabajo se necesita tanto una profundidad extra para almacenamiento, como periodo de limpieza más cortos, por lo cual es recomendable el uso de unidades primarias en paralelo.
- c) La reducción de parásitos en la más alta proporción posible. Dependiendo de la carga usada en el periodo de retención, se eliminarán los parásitos Nemátodos intestinales. Para esto se requiere un periodo de retención mínimo de 10 días en la primera unidad.



Para las lagunas secundarias y terciarias se han establecido los siguientes criterios:

- a) Complementar la reducción total de Nemátodos intestinales, en caso de que el periodo de retención en la laguna primaria sea insuficiente.
- b) La reducción del coliforme fecal al nivel deseado.
- c) Minimizar la influencia negativa de la estratificación termal, lo cual requiere mejorar las localizaciones de entradas y salidas y/o incrementar la relación largo / ancho, o también introducir pantallas divisorias para impedir la formación de cortos circuitos. Estas medidas no pueden implementarse en lagunas primarias, puesto que se desea promover una buena mezcla entre el desecho crudo y la biomasa, para una eficiente biodegradación.
- d) Comprobar que las concentraciones de otros contaminantes (DBO, DQO totales y solubles, nutrientes y algas) se hallen dentro de los límites requeridos.

La discusión anterior no se aplica para diseño de lagunas en climas fríos, en donde por efecto de la temperatura, las cargas en las unidades primarias son bajas, lo cual generalmente resulta en periodos de retención considerables para conseguir una adecuada remoción de parásitos y bacterias en una sola unidad.

### **1.3 El sistema de alcantarillado en Lima**

La ciudad de Lima, capital del Perú se ubica en la parte central occidental del país, presenta una topografía con pendiente este – oeste variable entre 2% y 15%, con una temperatura promedio anual de 18.4 °C, con un máximo de 28.9 °C en marzo y mínimo de 12.7 °C en el mes de julio. La precipitación es prácticamente insignificante con un total promedio anual de 16.7 mm con máximo de 24 mm en agosto y un mínimo de 0.6 mm en el mes de marzo (Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI años 1994 - 2000).

El sistema de recolección de aguas servidas en Lima metropolitana tiene aproximadamente 140 años de antigüedad. Los primeros componentes del sistema fueron construidos en el año 1859.

Actualmente, el sistema de drenaje de la ciudad de Lima está conformado por más de 8,000 km. de alcantarillas que recogen cerca de 18 m<sup>3</sup>/s de aguas servidas, las que son descargadas sin tratamiento alguno al océano y al río Rímac; las únicas excepciones a esto, son pequeñas plantas de tratamiento que en conjunto depuran 0.70 m<sup>3</sup>/s .

El sistema de recolección existente está dividido en diez áreas principales de drenaje como sigue:

- Emisor Comas
- Colector No 6
- Emisor Centenario
- Emisor Bocanegra
- Emisor Costanero
- Puente Piedra

- Zapallal
- Emisor Surco
- San Juan de Miraflores
- Chosica – Chaclacayo

La **Figura 1.1** muestra la distribución del sistema de recolección, los límites y puntos de descarga principales de cada área de drenaje.

El sistema de alcantarillado de la zona sur de Lima conocido como área de drenaje de Surco, es el más grande del sistema metropolitano, comprendiendo los distritos de La Molina, Vitarte, La Victoria, El Agustino, San Borja, parte de Miraflores, Surco, San Juan de Miraflores, Villa María del Triunfo, Villa el Salvador, Barranco y Chorrillos, drena hacia el Colector Surco que capta un promedio de 6.50 m<sup>3</sup>/s de desagües, para descargarlos finalmente en el mar (Punta La Chira – Bahía Miraflores), originando en el medio marino costero una serie de problemas asociados a la salud pública debido al consumo de recursos hidrobiológicos contaminados, enfermedades a la piel, a los ojos en los usuarios de las playas, la pérdida de la estética de éstas y deterioro de los recursos marinos en general.

En la **Figura 1.2** puede verse la dispersión de los contaminantes en el mar.

Los otros colectores originan similar situación en las áreas de descarga a los que se suman los efluentes sin tratamiento que hacen más complejo su disposición.

Con la finalidad de contribuir a la reducción de desagües crudos que están siendo descargados por el área de drenaje Surco al Océano en Punta La Chira, Chorrillos es que se planteará un sistema de tratamiento que cumpla con las normas locales de descarga que se indican en la Ley General de Aguas del Perú (D.S. N° 261-69-AP), trate el flujo incrementado y ocupe la misma área de las lagunas existentes en el complejo de San Juan de Miraflores.

Adicionalmente se conservará el entorno ecológico creado en la zona de las antiguas lagunas, favoreciendo el riego de la zona agropecuaria de Villa El Salvador y recuperando ambientalmente el complejo de San Juan ya que las lagunas actuales vienen trabajando con sobrecargas hidráulicas y orgánicas que generan malos olores en su entorno y evacúan un efluente que no cumple con las normas locales de descarga originando problemas de salud pública.

La planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) San Juan, se localiza en el distrito de San Juan de Miraflores límite con el distrito de Villa El Salvador, su sistema de tratamiento es de lagunas aireadas de dos etapas, conformada por los siguientes procesos:

- Pretratamiento
- Lagunas de mezcla completa (LAMC)
- Lagunas aireadas de mezcla parcial (LAMP)
- Lagunas de sedimentación (LS)
- Lagunas de maduración o pulimento (LP)
- Desinfección.

- Lechos de secado de lodos (LSL)

Figura 1.1. Sistema de alcantarillado de Lima



FIGURA 1

(Fuente: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima – SEDAPAL, 1998)

**Áreas de drenaje del sistema de alcantarillado de Lima.**

Figura 1.2. Contaminantes en el mar

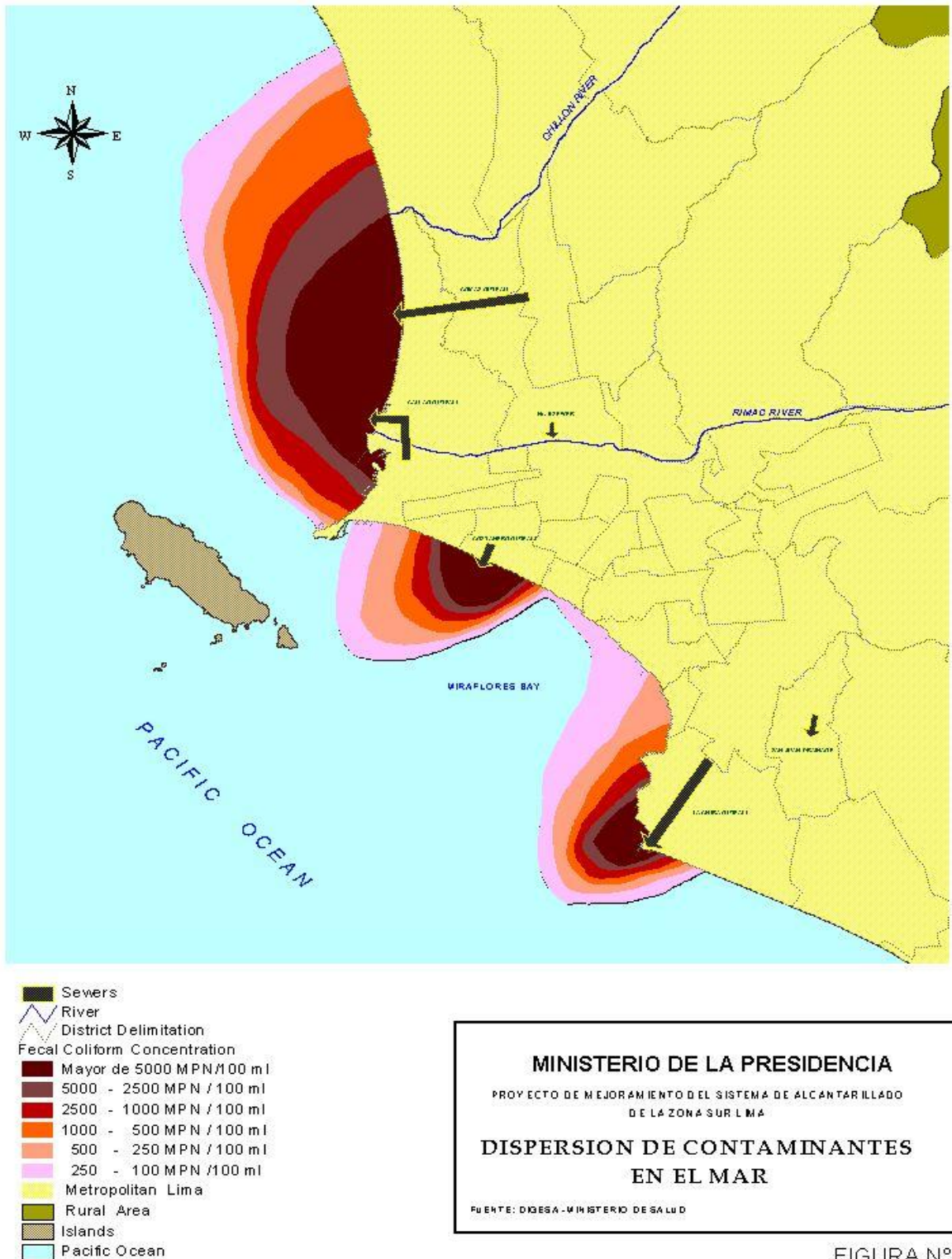


FIGURA N°2

Fuente: Direccion General de Salud Ambiental – DIGESA, Ministerio de Salud, 1996.

**Dispersión de los contaminantes en el mar frente a la ciudad de Lima**

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales, que reemplace a las lagunas de estabilización existentes, utilizando el área disponible actual, para su posterior reuso en el distrito de Villa El Salvador, permitiendo así reducir la contaminación por desagües del océano Pacífico en la bahía de Miraflores y mejorar la salud de la población.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

Diagnóstico y evaluación de la eficiencia del sistema de tratamiento actual, por lagunas de estabilización.

Comparación de alternativas de tratamiento para mejoramiento del sistema actual.

Selección de la alternativa adecuada desde el punto de vista técnico, económico y ambiental.

Diseño de la alternativa seleccionada, explicando el dimensionamiento de las instalaciones propuestas y la calidad del efluente a lograr según normas locales.

## **CAPÍTULO 2**

# **ANTECEDENTES**

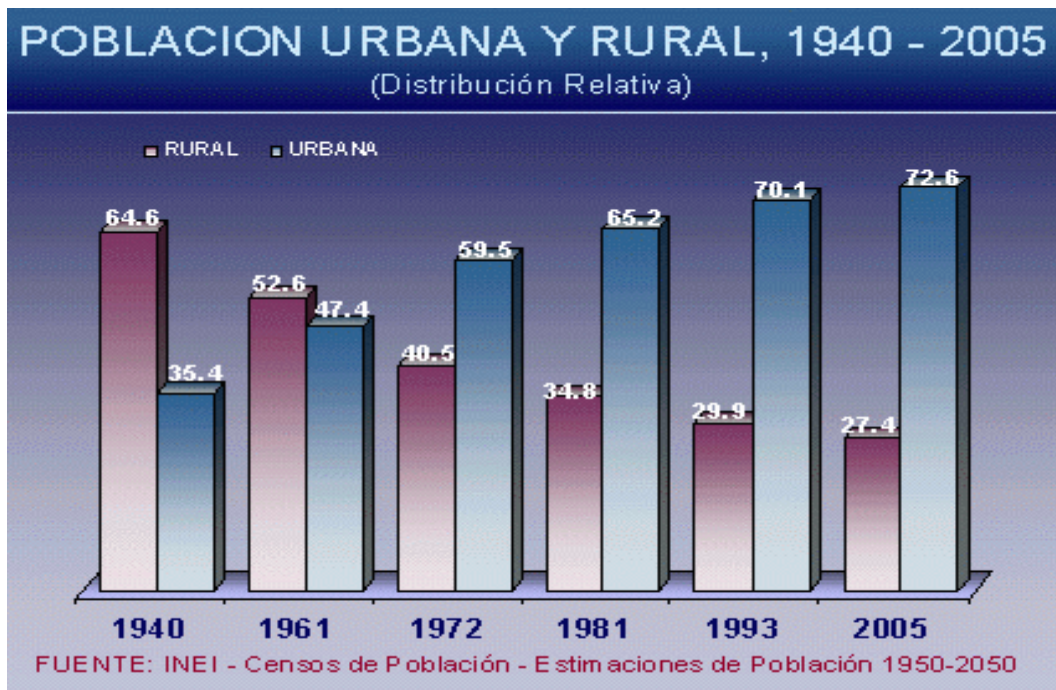
## Capítulo 2 Antecedentes

### 2.1 Generalidades

El Perú tiene una extensión territorial de 1,285,216 km<sup>2</sup> divididos en tres regiones naturales, la costa, la sierra y la selva y se define como un país pluricultural, intercultural, multilingüe y multiétnico.

En 1993 la población total del país ascendía a 21,801,600 habitantes, en 1998 a 24,800,700 habitantes y según el último censo realizado por el INEI en el año 2005 se tenía una población de 27,219,264 habitantes, lo que hace una densidad poblacional media de 21.2 habitantes por km<sup>2</sup>, con una tasa de crecimiento de 1.40% anual, de los cuales 19.6 millones viven en zonas urbanas y los restantes en zonas rurales.

Figura 2.1. **Población en el Perú.**



#### Estimaciones de población (Fuente: INEI).

En términos de recursos hídricos totales, el agua superficial disponible es abundante, constituyendo un gran potencial. No obstante, los factores que afectan el clima del país originan una gran variedad y discontinuidad del recurso del agua a través del tiempo. La pérdida de la calidad del agua es crítica en algunas regiones del país y se debe fundamentalmente a la contaminación por efluentes provenientes de las actividades productivas de la industria, sobre todo la industria minero-metalúrgica, y por los desechos domésticos y agroquímicos, que afectan fuentes de abastecimiento de agua y ponen en riesgo la salud de la población.

El marco institucional del sector de agua potable y saneamiento ha sufrido muchos cambios sucesivos durante las últimas décadas, con ciclos de centralización y de descentralización, sin lograr una mejora en la calidad de los servicios.

#### Los años 60: Una estructura municipal

Al principio de los años 60 los municipios tenían la responsabilidad de brindar el servicio de agua y saneamiento en Perú. Sin embargo, para la mayoría de las ciudades esta responsabilidad se transfirió al Ministerio de Vivienda durante los años 60.

En el ámbito rural, las inversiones se realizaban a través del Ministerio de Salud Pública y su dirección de Saneamiento Básico Rural - DISABAR. Los servicios así construidos fueron entregados a juntas administradoras para su administración, operación y mantenimiento.

#### Los años 70: Una estructura dual

En los años 70 las grandes ciudades (Lima, Arequipa, Trujillo) tenían sus propias empresas de saneamiento (responsables tanto para agua potable como para el saneamiento). En las áreas urbanas del resto del país los servicios fueron proporcionados por la Dirección General de Obras Sanitarias (DGOS) del Ministerio de Vivienda y Construcción (MVC).

#### Los años 80: La centralización y el SENAPA

En el año 1981, el gobierno del Arq. Fernando Belaunde Terry fusionó las tres empresas de saneamiento de Lima, Arequipa y Trujillo y la DGOS en una sola empresa estatal matriz: el Servicio Nacional de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado (SENAPA). El SENAPA estaba conformado por 15 empresas filiales y 10 unidades operativas distribuidas a lo largo del país. SEDAPAL en Lima era la más grande de estas empresas filiales estatales. Sin embargo, 200 ciudades (20%) quedaron afuera del SENAPA y administraron sus propios servicios. El Ministerio de Salud continuaba apoyando el servicio en el ámbito rural.

El gobierno de Alan García (1985-1990) inició la "Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Salud" de 1990 (Decreto Legislativo N° 584) que eliminó la DISABAR, transfiriendo a los gobiernos regionales las funciones de equipamiento, rehabilitación y conservación de equipos, construcción de infraestructura física y saneamiento básico rural.

Con el cambio del gobierno en 1990 estos cambios no se realizaron, como la regionalización del país no se hizo.

#### Los años 90: Descentralización y comercialización

En la década del 90 el sector de agua y saneamiento en Perú fue nuevamente descentralizado. En mayo 1990 el gobierno saliente de Alan García dispone la transferencia de todas las empresas filiales y unidades operativas del SENAPA a las municipalidades provinciales y distritales. El SENAPA hubiera sido convertida en una empresa encargada sólo de brindar asistencia técnica a las municipalidades, lo que no ocurrió.



El gobierno de Alberto Fujimori (1990-2000) inició un nuevo reordenamiento legal e institucional del sector con el objetivo de la comercialización y de la privatización de las Empresas Prestadoras de Servicios (EPS).

En 1991 se promulgó la ley de la promoción de la inversión privada en el campo de saneamiento. En 1992 se encarga el sector saneamiento al Programa Nacional de Agua Potable y Alcantarillado (PRONAP) y se transfiere el SENAPA y SEDAPAL al Ministerio de la Presidencia. En 1994 se promulga la Ley General de Servicios de Saneamiento mediante la cual se designa al Ministerio de la Presidencia como el ente rector del sector saneamiento. También se ratifica el papel de los municipios asignado por la Ley Orgánica de Municipalidades, y se crea la figura jurídica de Entidad Prestadora de Servicios (EPSs) para designar a las empresas municipales encargadas de administrar los servicios de agua potable y alcantarillado en el área urbana.

Asimismo, en 1994 se promulga la Ley General de la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS). En paralelo se hizo un reordenamiento tarifario con el objetivo de lograr la viabilidad financiera de las EPS. El reordenamiento consistió en una disminución de las categorías de consumo y del consumo mínimo. Según la campaña nacional por el derecho humano al agua, tenía el efecto contrario y la tarifa promedio disminuyó de US\$ 0.82/m<sup>3</sup> en 1996 a US\$ 0.56/m<sup>3</sup> en 1999.

De hecho, a pesar de las expectativas del gobierno, ninguna de las Empresas Prestadoras de Servicios se privatizaron durante el gobierno de Fujimori y todas quedaron públicas.

La Ley General de Servicios de Saneamiento establece que el Ministerio de Salud participará en políticas de saneamiento ambiental y calidad de agua, tarea que es desempeñada por la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA). Las actividades de capacitación y educación sanitaria, formando juntas administradoras de agua potable y supervisadas por el Ministerio de Salud se transfirieron, según la ley, a las Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento (EPS), empresas dedicadas al servicio de agua potable y alcantarillado en el medio urbano. Muy pocas EPS de hecho brindan este tipo de servicio a las juntas en áreas rurales.

DIGESA, además de la responsabilidad de formular políticas y dictar normas de calidad sanitaria y protección ambiental, presta apoyo en la formulación de proyectos y construcción de sistemas de agua potable y sistemas de disposición de excretas en el medio rural, labor que ejerce de manera coordinada con la Direcciones de Salud (DISA) existentes en cada departamento del país.

#### 2001-2006: Nuevos modelos de gestión - Una reforma silenciosa

En el año 2002, durante la administración de Alejandro Toledo (2001-2006), se creó el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento como ente rector del sector.

En el año 2004, se inicia la ejecución del PRONASAR (Proyecto Nacional de Agua y Saneamiento Rural), ejecutado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento con el apoyo del Banco Mundial. Con este programa la modalidad de intervención en los ámbitos rurales y de pequeñas ciudades cambia con relación al modo en que se venía

efectuando, ya que en éste se daba una mayor importancia a la ejecución de infraestructura sin considerar la sostenibilidad de los sistemas construidos.

El PRONASAR en cambio comprende, en el ámbito rural, la mejora o ampliación de sistemas existentes y la construcción de sistemas nuevos, la capacitación y formación de Juntas de Agua y Saneamiento (JASS) para la administración de los sistemas, el fortalecimiento de capacidades municipales así como educación en salud e higiene a los usuarios. En cuanto a las pequeñas ciudades, comprende la implementación de nuevos modelos de gestión de la prestación de los servicios de agua y saneamiento a través de operadores especializados, el fortalecimiento de capacidades municipales, la educación en salud e higiene a los usuarios y el mejoramiento, rehabilitación o ampliación de los sistemas existentes.

En el ámbito urbano, se ha firmado en octubre del 2005 por primera vez en el Perú un contrato de concesión con una empresa privada en la provincia de Tumbes. La concesión de 30 años se otorgó después de una licitación abierta a un consorcio peruano-argentino, Latinaguas - Concyssa. Las inversiones bajo la concesión serán financiadas con el apoyo de un préstamo y de una donación del Banco KFW de Alemania al Gobierno del Perú.

Una segunda concesión esta a punto de acordarse en la región Piura (EPS GRAU) y concesiones están en proceso de preparación para cuatro otras empresas en Huancayo, la región La Libertad, la región Ucayali y la región Lambayeque con financiamiento del BID, de la KFW de Alemania y del Canadá. El programa agua y saneamiento del Banco Mundial ha llamado a este proceso de participación privada en el interior del país, en conjunto con el PRONASAR en áreas rurales, una "reforma silenciosa del sector".

En la actualidad en el sector de agua y saneamiento, el organismo rector del sector es el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y es el Viceministerio de Construcción y Saneamiento el encargado de las políticas del sector que a su vez cuenta con la Dirección General de Saneamiento como uno de sus órganos de línea que tiene como órgano ejecutor al "Programa de Apoyo a la Reforma del Saneamiento" (PARSSA Ex PRONAP), encargado de llevar a cabo el Proyecto de Apoyo al Saneamiento Básico (PASSB).

El Fondo Nacional de Compensación y Desarrollo Social (FONCODES), ente dependiente de la Presidencia de la República, financia y supervisa las obras en el medio rural. La función de regulación corresponde a la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS), organismo adscrito al Ministerio de Economía y Finanzas (MEF).

Las municipalidades provinciales son responsables de la prestación de los servicios de saneamiento, en el ámbito de su jurisdicción, a excepción de los servicios en Lima metropolitana que está a cargo de la empresa Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL). Las municipalidades otorgan el derecho de gestión de estos servicios a las Entidades Prestadoras de Servicios (EPS).

En el ámbito rural, la explotación de los servicios es realizada por acción comunal, mediante la organización de Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS). El funcionamiento de las JASS está regulado por la SUNASS.

Tabla 2.1: Estructura del sub-sector Saneamiento.

Areas	Area Urbana	Area Rural
a. Definición de Políticas	VMCS: DNS - DGSU	VMCS: DNS – DGSR
b. Priorización de Inversiones	VMCS : DNS, OGP – OPI Vivienda MEF: Dirección General de Programación Multianual (DGPMS Ex ODI) DRVCS: Dirección Regional de Vivienda, Construcción y Saneamiento	
c. Asignación de Recursos	VMCS: DNS – DSU	VMCS: DNS – DSR MEF: Dirección Nacional de Endeudamiento Público, FONADE y Dirección Nacional de Presupuesto Público
d. Regulación	Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS)	
e. Aprobación de Tarifas	Juntas de Accionistas Municipios	Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) Comunidades
f. Normas	VMCS: DNS MINSA: Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA)	
g. Estudios y Ejecución de Obras	EPS GOBIERNOS REGIONALES DIES PARSSA – Ex-PRONAP INADE Municipios	FONCODES GOBIERNOS REGIONALES PROMUDEH ONG DIES DIGESA Agencias de Cooperación Técnica
h. Prestación de Servicios	EPS Municipios	JASS Comunidades

### **Roles vigentes en el sub-sector Saneamiento.**

Adicionalmente, el Ministerio de Salud a través de la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA) es responsable de ejercer la vigilancia de la calidad de agua de consumo, y de la normatividad sobre saneamiento ambiental.

El Ministerio de Agricultura otorga los derechos de uso del recurso hídrico y el MEF negocia préstamos y regula la actividad financiera de las empresas del estado.

Existen 54 EPS reconocidas por la SUNASS, que prestan el servicio de agua potable y alcantarillado a nivel nacional en las zonas catalogadas como urbanas, en donde viven 19.6 millones de habitantes, y representa el 73% de la población total del país.

La SUNASS clasifica a las EPS según el tamaño es decir por el número de conexiones, existiendo 4 categorías:

- SEDAPAL: Más de 1,000,000 de conexiones (1)
- EPS Grandes: Entre 200,000 y 40,000 conexiones (9)
- EPS Medianas: Entre 10,000 y 40,000 conexiones (21)
- EPS Pequeñas: Entre 10,000 y 1,000 conexiones (23)

La mayor EPS es la Empresa de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima, SEDAPAL, que es propiedad del Estado, y que atiende a la ciudad de Lima y la provincia constitucional del Callao. SEDAPAL concentra en el área geográfica de su jurisdicción a 7.9 millones de habitantes, más de la mitad (51.3%) de la población urbana del país que es abastecida por las EPS. El resto de EPS son de propiedad municipal y atienden a la

población urbana de 114 provincias del territorio nacional. Las provincias restantes son abastecidas directamente por las propias municipalidades.

## 2.2 Situación de las aguas residuales a nivel nacional

En el sector de agua y saneamiento, entre 1988 a la fecha se ha observado un crecimiento importante: la cobertura de agua potable se incrementó de 58.4% en 1988 a 70.6% en 1993, a 75.4% en 1998 y a 83.6% en el 2003 y la de saneamiento de 47% en 1988 a 63.5% en 1993, a 73.7% en 1998 y a 75.3% en el 2003. En el país se ha invertido en el período 1990 a 1998 un promedio de US\$ 228,910,000 anuales para obras de infraestructura de agua y saneamiento; monto que incluye tanto la inversión del Estado, como de las Entidades Prestadoras de Servicios (EPS) y sector privado (ONGs y comunidades) y es equivalente a alrededor del 14% del total de inversiones del gobierno durante el mismo período.

Las mayores inversiones del sector en la década han sido realizadas para fortalecer las capacidades de las EPS. En el medio rural, FONCODES ha destinado el mayor porcentaje de sus recursos para proyectos de agua y saneamiento. Las inversiones en el sector en la década tuvieron un incremento de 1.1 US\$/hab en 1990 a 15 US\$/hab en 1998, incluyendo fondos del gobierno central, gobiernos regionales y locales, EPS y del sector privado.

Tabla 2.2. Coberturas de agua y saneamiento.

Coberturas	1988	1993	1998	2003
<b>Nacional</b>				
• Agua*	58,4	70,6	75,4	83,6
• Saneamiento**	47,0	63,5	73,7	75,3
<b>Urbano</b>				
• Agua*	67,2	88,7	86,8	
• Saneamiento**	54,3	82,5	89,5	
<b>Rural</b>				
• Agua*	22,3	36,2	50,6	
• Saneamiento**	6	27,0	39,5	

Fuente: 1988 - Evaluación del decenio del abastecimiento de agua potable y del saneamiento en el Perú 1981-1990 -APIS

1993 - Censo Nacional - INEI

1998 - Equipo Nacional de Evaluación de la Década

2003.- SUNASS

\* Incluye red pública dentro y fuera de la vivienda, pilón de uso público y pozo

\*\* Incluye red pública, letrinas o disposición "in situ".

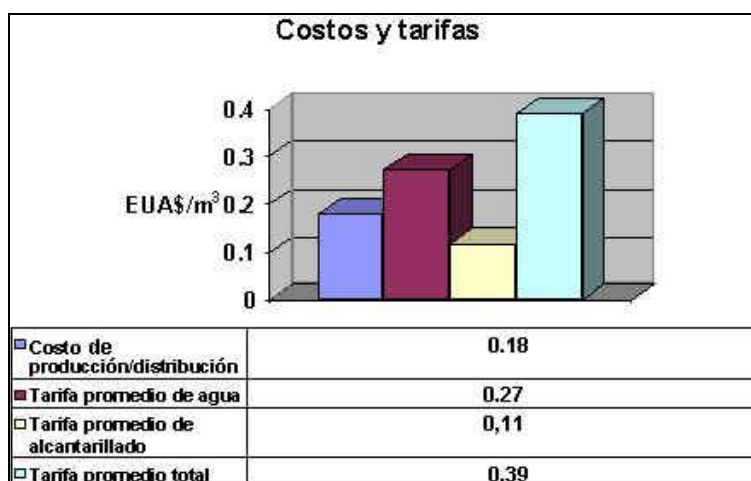
### Porcentajes de coberturas de agua y saneamiento en el Perú.

Las tarifas que vienen cobrando las EPS son razonables, aún cuando se pueden considerar altas con respecto a la calidad del servicio. La tarifa promedio en las EPS es de 0.39 US\$/m<sup>3</sup> y los costos de producción /distribución son de 0.18 US\$/m<sup>3</sup>. Ver figura 2.2

El porcentaje de sistemas de abastecimiento de agua que usan la desinfección en zonas urbanas es de 80%; pero en el ámbito rural se estima que este porcentaje es mínimo y que la desinfección no es sostenible. En el medio urbano casi la totalidad de los sistemas de abastecimiento (99%) no brinda un servicio continuo, siendo el número promedio de horas de servicio de 13.7 horas.

En 1995, 40% de los sistemas de agua contaban con más de 23 años, 29% entre 22 y 12 años y 32% con menos de 12 años. De los sistemas de alcantarillado, 36% contaban con más de 23 años, 31% entre 12 y 22 años y 33% con menos de 12 años. En el medio rural, cerca de 61% de los sistemas de agua contaban con menos de 12 años en 1999.

Figura 2.2. **Costos y Tarifas**



Fuente: Datos de SUNASS y SEDAPAL

### **Costos y Tarifas promedio de servicios de agua y alcantarillado.**

En la tabla 2.3 podremos apreciar los resultados de unos análisis de antigüedad de la infraestructura sanitaria realizados por PRONAP en 1995 respecto del ámbito urbano y por DIGESA en 1999 respecto de 699 sistemas del ámbito rural.

Tabla 2.3. **Infraestructura sanitaria urbana**

Antigüedad	Agua	Alcantarillado
Más de 32 años	19%	15%
Entre 32 y 23 años	21%	21%
Entre 22 y 12 años	29%	31%
Menos de 12 años	32%	33%

Fuente: PRONAP, 1995

### **Antigüedad de infraestructura sanitaria urbana**

En la tabla 2.4 se muestran los costos per cápita por el tipo de tecnología aplicada en los programas de inversiones del país.

Las descargas domiciliarias de alcantarillado que recolectan los sistemas administrados por las EPS generan alrededor de 950.8 millones de metros cúbicos anuales de aguas servidas, de las cuales solamente 218 millones (22.9% del total) reciben algún tipo de tratamiento previo a su descarga en los ríos, lagunas o el mar.

Tabla 2.4. **Costos por tecnología aplicada**

<b>Tecnología</b>	<b>Costo per cápita (US\$/habitante)</b>
<b>Zonas urbanas:</b>	
• Sistema de abastecimiento de agua con conexión domiciliaria	38,8
• Sistemas de alcantarillado con conexión domiciliaria	48,8
<b>Zonas rurales:</b>	
• Sistema de abastecimiento de agua con conexiones domiciliarias	40(*)
• Sistema de abastecimiento de agua con fuentes públicas	60(**)
• Pozos con bombas de mano	30
• Sistemas de alcantarillado con conexión domiciliaria	110
• Sistemas de alcantarillado de pequeño diámetro con conexión domiciliaria	57
• Letrina con descarga de agua	44 (***)
• Letrina seca ventilada	44(***)

(\*) Datos de DIGESA que involucran sólo a proyectos con manantiales como fuente de abastecimiento.

(\*\*) Datos de FONCODES que incluyen fuentes subterráneas y superficiales con o sin tratamiento

(\*\*\*) Incluye excavación del pozo, losa, caseta y tubo de ventilación.

### **Costos per cápita por tecnología aplicada**

En este aspecto es notable la influencia que tiene la empresa SEDAPAL, que genera 529.8 millones de metros cúbicos de aguas servidas y trata únicamente 45.1 millones de metros cúbicos, lo que representa el 8.5%.

En el resto de EPS del país el nivel de tratamiento de las aguas servidas es diverso, destacando EPSEL, EPS TACNA, EPS EMAPICA, EPS MOQUEGUA, EMSA PUNO y EMAPISCO, que realizan el tratamiento a más del 75% de las aguas servidas.

La cobertura de tratamiento de aguas residuales es de un 14%; sin embargo, debe destacarse que se están haciendo importantes esfuerzos para incrementar esta cobertura con los proyectos de plantas de tratamiento en las ciudades de mayor población del país

(Lima, Chiclayo, Trujillo, Arequipa, entre otras). Algunas de estas plantas ya están construidas, otras en proceso de construcción, y las restantes en estudio. De concretarse la construcción de las plantas proyectadas, en el período 2001- 2010, la cobertura de tratamiento de aguas residuales se incrementaría a un 70%.

El número de plantas existentes en el país se indican en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. **Plantas de tratamiento**

<b>Departamento</b>	<b>No.</b>
Amazonas	51
Ancash	93
Apurímac	16
Arequipa	30
Ayacucho	16
Cajamarca	78
Cusco	39
Huancavelica	33
Huanuco	65
Ica	25
Junín	27
La Libertad	33
Lambayeque	26
Lima	52
Madre de Dios	5
Moquegua	7
Piura	36
Puno	27
San Martín	5
Tacna	18
Tumbes	11
Ucayali	1
<b>TOTAL</b>	<b>694</b>

Fuente: DIGESA, 2000

#### **Plantas de tratamiento en cada departamento del país**

Con el incremento de la cobertura de tratamiento no solo mejorará la calidad de los cuerpos de agua receptores, además se podrá aprovechar en condiciones sanitarias el agua residual tratada incrementando la frontera agrícola, liberando volúmenes de aguas superficiales a favor del uso urbano y reduciendo la práctica actual de riego con aguas residuales sin tratamiento previo.

Otro aspecto a destacar es la obligatoriedad de incluir el tratamiento de aguas residuales en todo proyecto de alcantarillado en el medio rural, requisito considerado por FONCODES y el MINSA de acuerdo con la reglamentación vigente (Reglamento Nacional de Construcciones). Sin embargo, se reconoce que existen serios problemas en la operación y mantenimiento de los sistemas construidos por la falta de capacitación a la población,

evaluación y seguimiento por parte de alguna institución responsable por el sector rural y por el vacío existente en la implementación de la reglamentación de las JASS.

Los tipos de planta de tratamiento utilizadas a nivel nacional se muestran en la tabla 2.6.

Tabla 2.6. **Plantas de tratamiento.**

Biofiltro	1
Lagunas de oxidación	307
Lagunas/taq. séptico	3
Lodos activados	2
RAFA	1
Tanque Imhoff	33
Tanque séptico	308
Sin identificar	39
<b>TOTAL</b>	<b>694</b>

Fuente: DIGESA, 2000

### **Tipos de plantas de tratamiento**

## **2.3 Situación de las aguas residuales a nivel local**

El Instituto Nacional de Estadística e Informática del Perú (INEI), indica que Lima Metropolitana tiene en el año 2005 una población de 7.9 millones de habitantes, siendo atendidos en sus servicios de agua y saneamiento por una empresa el Servicio de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL).

La cobertura de agua potable al 2004 es del 89% y la cobertura de alcantarillado es del 84%.

Las descargas domiciliarias de alcantarillado recolectadas por SEDAPAL alcanzan el orden de 529.8 millones de metros cúbicos anuales de aguas residuales y trata únicamente 45.1 millones de metros cúbicos, lo que representa el 8.5% de cobertura de tratamiento.

Las plantas de tratamiento existentes en Lima Metropolitana son 18, las cuales se muestran en la Tabla 2.7 y se presentan de acuerdo con la distribución que tiene SEDAPAL en 5 zonas comerciales que son la Centro, Norte, Este, Sur y Callao.

Si bien la cobertura de tratamiento de las aguas residuales en Lima es sumamente baja, se viene haciendo esfuerzos para aumentar esta cobertura como se refleja en la figura 2.3.



Tabla 2.7: Plantas de tratamiento de aguas residuales en Lima

NOMBRE	Ubicación	Area (Ha)	Entorno	Desagüe	Caudal (l/s)	Sistema	Caudal Diseño (l/s)	Uso efluente	
<b>NORTE</b>									
1	Ventanilla	Al norte de la Playa Los Delfines Villa Tamputocco	10.94	Agrícola	Doméstico	188	Lag. de Oxidación	250	Agrícola
2	Puente Piedra	Lotes 28,29 de la Ex Hacienda Chuquitanta P	7.00	Eriazo	Doméstico	178	Lodos Activados (SBR)	420	Descontaminación
3	Ancon	Av. La Florida S/N Urb. Miramar	8.4	Eriazo	Doméstico	41	Lag. de Oxidación	20	Riego de Áreas Verdes
4	Jerusalén	Km 39 Panamericana Norte- Ancón	8	Eriazo	Doméstico	5	Lag. de Oxidación	20	Riego de Áreas Verdes
5	Santa Rosa	Dentro de las instalaciones club La Unión	0.56	Urbano	Doméstico	10	Filtro Percolador	18	Riego de Areas Verdes
<b>CENTRO</b>									
6	Carapongo	Km 17.5 Carretera central	19.4	Agrícola	Doméstico	574	Anaerobio--Lag. Aireadas	500	Descontaminación
7	San Antonio Carapongo	Urb. San Antonio Carapongo	-	Urbano	Doméstico	12	Lodos Activados	20	Descontaminación
8	Atarjea	Al interior de las Instalaciones de la Atarjea	-	Urbano	Doméstico	2	Lodos Activados	1	Riego de Áreas Verdes
<b>SUR</b>									
9	San Bartolo	Lote 46 del Grupo M San Bartolo	1300	Eriazo	Doméstico	(**)	Lag. Aireadas	1700	Agrícola; Terreno :1371
10	San Juan	Entre ETECEN y Parque Zonal Huayna Capac	38	Urbano	Doméstico	380	Lag. Oxidación	250	Agrícola
11	Huascar	Parque Zonal Huascar	24	Urbano	Doméstico	73	Lag. Aireadas	170	Áreas verdes
12	Parque 26	Av. Pastor Sevilla-Parque 26	7	Urbano	Doméstico	50	Lag. Maduración	25	Áreas verdes
13	José Gálvez	Villa Poeta de José Gálvez – Esq. Alfonso Ugarte y Belaunde	7.3	Urbano	Doméstico	62	Lag. Oxidación	100	Agrícola
14	San Pedro de Lurin	Callejón del Lechucero-San Pedro de Lurín	0.6	Agrícola	Doméstico	15	Anaerobio -Lag. Aireada	20	Agrícola
15	Punta Hermosa	Km 42 Carretera Panamericana sur	2	Eriazo	Doméstico	3	Lag. Oxidación	10	Áreas Verdes
16	J.C. Tello	Predio Mamacona se ubica a 1 km, aguas abajo del Puente Lurin, en la margen drcha. del río Lurin	2	Agrícola	Doméstico	12	Lag. Oxidación	10	Descontaminación
17	Nuevo Lurin	Alt. Km 40 Panamericana Sur	5	Eriazo	Doméstico	5	Lag. Oxidación	10	Áreas Verdes
18	Pucusana	Km. 59 margen derecha de la panam. Sur.	3.9	Eriazo	Doméstico	4	Lag. Oxidación	10	Agrícola
			Total			1564			

**Nota:**

(\*) La Planta de Punta Hermosa, registra ingreso de desagües intermitente, por deficiencias del sistema de bombeo a cargo del Municipio de Punta Hermosa.

(\*\*) La PTAR San Bartolo no se encuentra operativa.

Figura 2.3. Evolución histórica del desagüe tratado



Fuente: SEDAPAL, 2005

### Evolución histórica del desagüe tratado

#### 2.4 Problemas detectados

En 1950 aproximadamente 150 millones de habitantes en América Latina vivían en ciudades, cifra que se ha incrementado a más de 360 millones a inicios del siglo XXI (73.6% de la población total) debido a la intensa migración de la población rural. La creciente presión de esta población sobre los recursos de agua y suelo ha desbordado los esfuerzos de los gobiernos por lograr un crecimiento urbano planificado y ha obligado a atender con prioridad solo los servicios de agua potable y alcantarillado, lo que ha dejado rezagado el tratamiento de las aguas residuales.

Menos del 14% de los más de 600 m<sup>3</sup>/s de aguas residuales domésticas recolectadas en América latina reciben algún tratamiento antes de ser dispuestas en ríos y mares, y solo el 6% tienen un tratamiento aceptable. Si a esto se agrega que 40% de la población urbana de Latinoamérica contrae enfermedades infecciosas asociadas al agua, estos vertimientos constituyen un importante vector de parásitos, bacterias y virus patógenos que demanda urgente atención.

El crecimiento explosivo de las ciudades ha generado una acelerada y caótica urbanización de tierras de cultivo y ha obligado a darle prioridad al uso de aguas superficiales para consumo humano y la industria. Consecuentemente, la actividad agrícola ubicada en la periferia de las ciudades se ha visto afectada seriamente y se ha optado por el uso de aguas residuales como única alternativa de supervivencia.

Esto se refleja en la existencia de más de 500,000 Há agrícolas irrigadas directamente con aguas residuales sin tratar. Lo que preocupa más aún es el riego de una superficie agrícola mucho mayor con aguas superficiales que al ser contaminadas por desagües urbanos, normalmente superen la calidad sanitaria para riego (Coliformes fecales y Helmintos) recomendada por la Organización Mundial de la Salud (OMS, 1989).

En el Perú, la municipalización de los servicios de agua y saneamiento no ha tenido los resultados esperados: la administración de los servicios de saneamiento es deficiente. En

general se produce agua suficiente como para atender adecuadamente a la población; sin embargo, las deficiencias en la operación y mantenimiento de los sistemas, los altos volúmenes de pérdidas de agua, los desperdicios generados por los consumidores, los usos clandestinos y la baja cobertura de micro medición son señalados como las principales causas para que el suministro no sea satisfactorio. Por otro lado, la infraestructura se deteriora aceleradamente, por la ausencia de mantenimiento preventivo, en parte por la poca importancia que se le da a este aspecto además de las limitaciones de recursos económicos.

La participación de las municipalidades en la atención de los servicios rurales es insuficiente, presentando distintos niveles, desde su exclusión, hasta el apoyo en la preparación del expediente técnico y una completa integración en los procesos de planificación, financiamiento y supervisión de la construcción.

Se ha experimentado un incremento significativo en las coberturas de agua y saneamiento respecto a la década 1981-1990; con una mayor incidencia para el medio rural. Se resalta la importancia que ha tenido reducir el déficit de saneamiento tanto en el medio urbano como rural, que denota los esfuerzos por construir sistemas de alcantarillado y proyectos de letrinización. Pero en el aspecto del tratamiento de aguas residuales los esfuerzos han sido mínimos.

En los proyectos de tratamiento de aguas residuales, existen aspectos críticos que es necesario tomar en cuenta al momento de implementar un sistema de tratamiento, estos se describen a continuación:

- a) La mayoría de las empresas de servicio de agua, que son las responsables del manejo de las aguas residuales no tienen capacidad para asumir las inversiones y costos operativos del tratamiento.
- b) El costo del tratamiento de aguas residuales no ha sido incorporado en las tarifas de agua y saneamiento. Las autoridades se resisten a agregar estos costos de tratamiento al costo de vida en la ciudad y asumen solo los de abastecimiento de agua y alcantarillado. En el caso de alcantarillado lo manejan como un porcentaje del costo del abastecimiento de agua.
- c) No existen mecanismos ni espacios de coordinación y concertación entre los responsables de la regulación, quienes manejan las aguas residuales domésticas, ni entre los grupos de usuarios o afectados por los vertimientos.
- d) La mayoría de decisiones respecto a los parámetros de control de calidad del agua, distribución de los costos asociados al tratamiento, disposición de las aguas residuales y su uso para riego, se toman de forma unilateral y sin mayor participación de los otros grupos de interés.
- e) No se dispone de suficiente información epidemiológica acerca de la incidencia de enfermedades asociadas al manejo, cultivo y consumo de productos regados con aguas residuales.

## **CAPÍTULO 3**

# **DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO**

## Capítulo 3

### Descripción general del área de estudio

#### 3.1 Ubicación

Los terrenos para la planta de tratamiento se ubican en el distrito de San Juan de Miraflores en el límite con el distrito de Villa El Salvador, pero la planta recibirá los aportes de caudal de los pobladores de Villa El Salvador mayoritariamente, ambos distritos pertenecen a la provincia de Lima, departamento de Lima, Perú. Geográficamente está a  $76^{\circ} 55'$  de longitud este,  $12^{\circ} 12'$  de latitud sur y entre los 0 y 165 msnm., del centro de la ciudad de Lima, con dirección sur, se ubica entre los kilómetros 18 y 26 de la carretera Panamericana Sur.

Figura 3.1. Ubicación

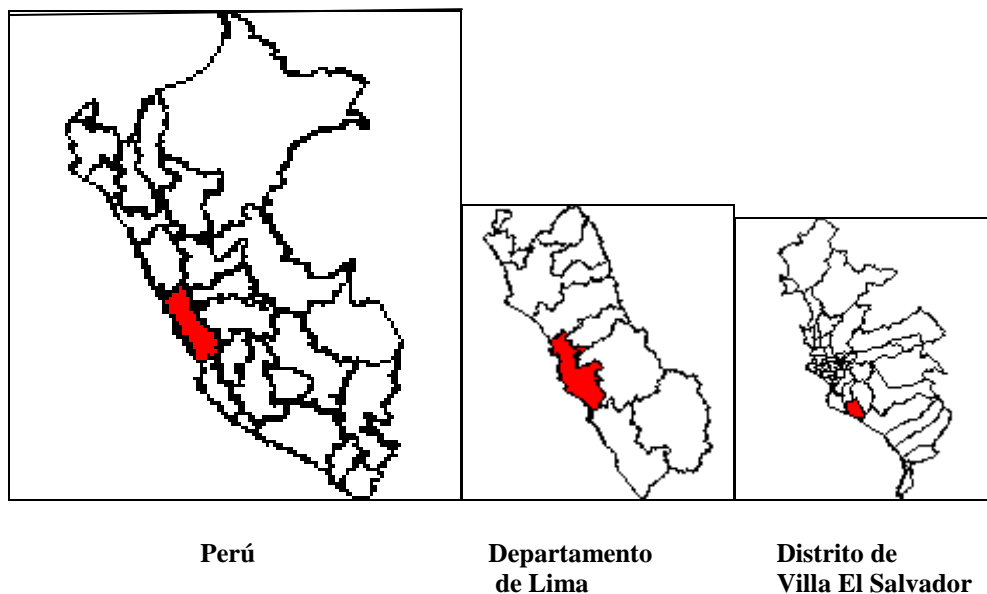


Figura 3.1: Ubicación del distrito de Villa El Salvador.

#### 3.2 Clima

El área de la planta está ubicada en una zona desértica de la costa central peruana, que se caracteriza por un clima sub-tropical; es árido y nuboso la mayor parte del año debido a la posición geográfica en el trópico, la cordillera de los Andes, el anticiclón del Pacífico Sur y la corriente oceánica de Humboldt. La temperatura media mensual del aire varía entre  $15^{\circ}$  y  $23^{\circ}$  C, valores extremos que corresponden a los meses de julio y febrero respectivamente. La humedad relativa es alta y fluctúa entre 79% y 88% durante el año. La precipitación pluvial es escasa con un promedio de 25 mm anuales. Los vientos alcanzan en promedio anual una velocidad de 7 km/h y mayormente se presentan durante las horas de la tarde y con mayor fuerza en los meses de diciembre a mayo.

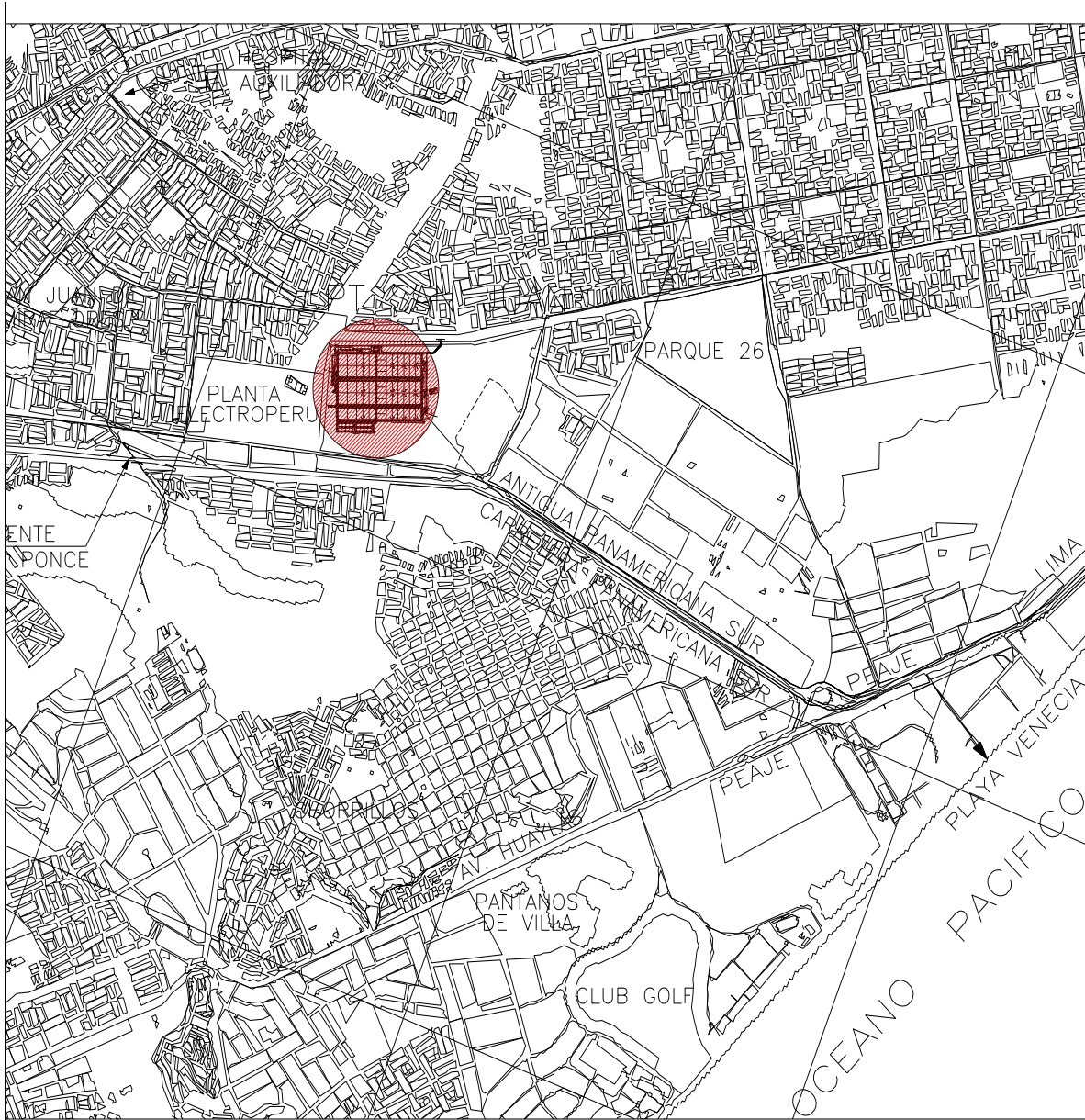


Figura 3.2: Ubicación del terreno de la planta San Juan.

Tabla 3.1: Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para Villa El Salvador (Año normal, estación Von Humboldt – UNALM, 238 msnm / 12° 05' latitud sur / 76° 57' longitud Oeste)

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Temperatura del aire (°C)												
Max.	26.36	28.58	27.27	25.51	22.27	19.55	18.55	18.35	18.88	20.20	21.73	24.25
Min.	18.20	18.90	18.55	16.77	15.10	14.07	13.43	13.40	13.43	14.07	15.10	16.70
Media	21.71	22.63	22.23	20.46	18.01	16.39	15.49	15.16	15.37	16.33	17.76	19.84
Precipitación (mm)												
Total	1.64	0.85	0.58	0.95	1.39	1.88	1.95	2.16	1.62	1.19	0.99	0.60
Humedad relativa (%)												
Media	80.60	79.40	80.10	82.40	86.00	87.30	87.20	88.10	88.30	86.60	84.10	82.20

Tabla 3.2: Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para Villa El Salvador (Año normal, estación Manchay Bajo – Pachacamac, 148 msnm / 12° 10' Latitud Sur / 76° 52' Longitud Oeste)

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Temperatura del aire (°C)												
Max.	25.61	27.76	26.13	25.96	24.17	20.48	19.47	19.10	19.69	20.51	22.99	25.01
Min.	18.29	19.13	18.87	17.10	15.39	14.87	13.56	13.56	13.76	14.52	15.28	16.87
Media	22.07	22.92	22.49	20.92	18.75	16.94	16.10	15.86	16.09	17.20	18.37	20.35
Precipitación (mm)												
Total	3.16	0.85	0.46	0.22	1.11	2.21	3.16	5.17	4.62	1.85	1.24	1.44
Humedad relativa (%)												
Media	82.40	81.40	82.10	83.10	84.70	87.00	86.50	87.40	87.30	84.80	82.80	81.50

Periodo de información: De 1955 a 1980, sólo años normales

### 3.3 Población

Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), el distrito de Villa El Salvador (VES) tiene una población al año 2005 de 350,801 habitantes; y una tasa de crecimiento poblacional de 1.61%. Las tablas 3.3 y 3.4 muestran la evolución de la población desde el año 1993 y las proyecciones al 2015. También se observan las tasas de crecimiento poblacional desde los primeros años en que se estableció el distrito debido a una invasión realizada en 1971 y con una tasa de crecimiento en el distrito que llega al 215%.

Tabla 3.3. Evolución de la población en VES 1993 - 2015

Año	Población
1993 <sup>a</sup>	227,052
1998 <sup>a</sup>	290,695
2005 <sup>a</sup>	350,801
2015 <sup>b</sup>	411,552

<sup>a</sup> Censo Nacional de Población y Vivienda, INEI.

<sup>b</sup> IMP, 1998.

Tabla 3.4. Tasa de crecimiento poblacional

<b>Año</b>	<b>Tasa anual</b>
1971 - 1973	215.0%
1973 - 1984	3.7%
1984 - 1993	3.3%
1993 - 1996	3.3%
1996 - 1998	3.27%
2005 - 2015	1.61%

Desde sus inicios se planificó para que VES fuera una ciudad productiva y no sólo una ciudad dormitorio en el que destacan una zona industrial, una zona urbana o residencial, una zona agropecuaria y la zona de playas. Actualmente se puede visualizar la transformación de un lugar desértico en una ciudad viva y dinámica.

La Zona Residencial es la de mayor extensión, y de mayor consolidación, cuenta con los servicios básicos en un 80%, el uso prioritario es residencial de baja densidad, la actividad comercial es de carácter local. Se promueve la densificación y la promoción de viviendas productivas. Una de las características principales del distrito es la trama urbana en base a núcleos denominados Grupos Residenciales que están conformados por 16 manzanas, cada una de 24 lotes. Con cada 24 Grupos Residenciales se conforma un sector. En la figura 3.3 se observa el diseño de un grupo residencial cuya característica principal es tener un parque central a las 16 manzanas.

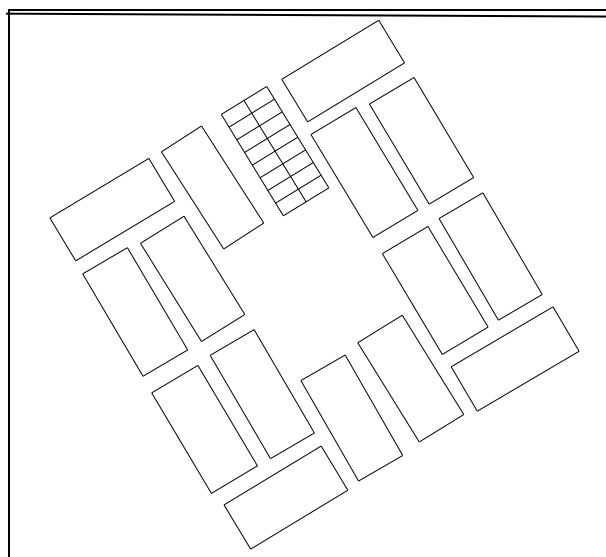


Figura 3.3: Diseño urbano del modulo del grupo residencial

La Zona Agropecuaria es la principal reserva ecológica del distrito y pulmón de Lima Metropolitana, cuenta con una extensión de 650 Há, que significan el 19% del área total del distrito; por ordenanza municipal se ha normado la preservación, conservación y uso sostenido de los terrenos de la zona agropecuaria y promoción de las empresas agropecuarias con tecnología limpia. A partir de un proyecto de riego tecnificado con aguas residuales se está logrando la transformación de esta zona, antes un arenal, en tierras aptas para el cultivo. Existe el proyecto en ejecución del gobierno central que posibilitará



la irrigación de la totalidad de la zona. La planta de tratamiento San Juan forma parte de este proyecto.

La Zona de Recreación y de Playas es una zona de potencial turístico para uso recreacional, turístico, institucional, comercial y residencial temporal. Se encuentra entre la interfase de la reserva natural Humedales de Villa, el litoral marino, la zona arqueológica Santuario Pachacamac y la cuenca del valle del Río Lurin. Es única reserva de este tipo en Lima. Se promueve: potenciar la actividad turística, promoción de actividades para los artesanos y pescadores de la zona a través del proyecto del malecón turístico. En la actualidad es la zona que ha tenido la menor inversión de la municipalidad de Villa El Salvador.

La Zona Industrial o Parque Industrial es el área reservada para el desarrollo de las medianas y pequeñas industrias generadoras de empleo y de economías de escala local. Está conformado por gremios (Metal-mecánica, carpintería, artesanos, etc.) ocupando un área total de 174.4 Há. El parque industrial absorbe el 4.5 de la PEA del distrito, y es considerado como el eje potencial de producción del Cono Sur. En la actualidad el mayor ingreso del municipio por concepto de auto avalúo proviene de la zona industrial.

La pirámide de edades de VES, muestra una población joven en su mayoría, pues 48% de ella cuenta con menos de 20 años y 69% contaba con menos de 30 años de edad.

Según el censo de 1993, VES cuenta con una PEA de 89,320 personas (4% de la provincia). Del total de la PEA, 32% son mujeres y 68% son hombres. Se ha calculado que 27% de la PEA percibe ingresos permanentes y 77,3% percibe ingresos temporales, en función a la ocupación que desempeñan. La población económicamente activa del distrito se distribuye de acuerdo con el cuadro 3.5, en la cual vemos que existe 31,2% del total de la PEA que tiene un empleo independiente de pequeñas y medianas industrias manufactureras como calzados, muebles de madera y metálicos.

Tabla 3.5: Población ocupada de 15 y más años de edad según categoría para el distrito de Villa El Salvador

Total PEA ocupada	Porcentaje
Obrero	29.5%
Empleado	28.2%
Trabajos independientes	31.2%
Empleador o patrono	2.0%
Trabajador familiar no remunerado	4.3%
Trabajador del hogar	4.8%

Fuente: PRES-SEDAPAL-PRONAP-PROMAR, 1998.

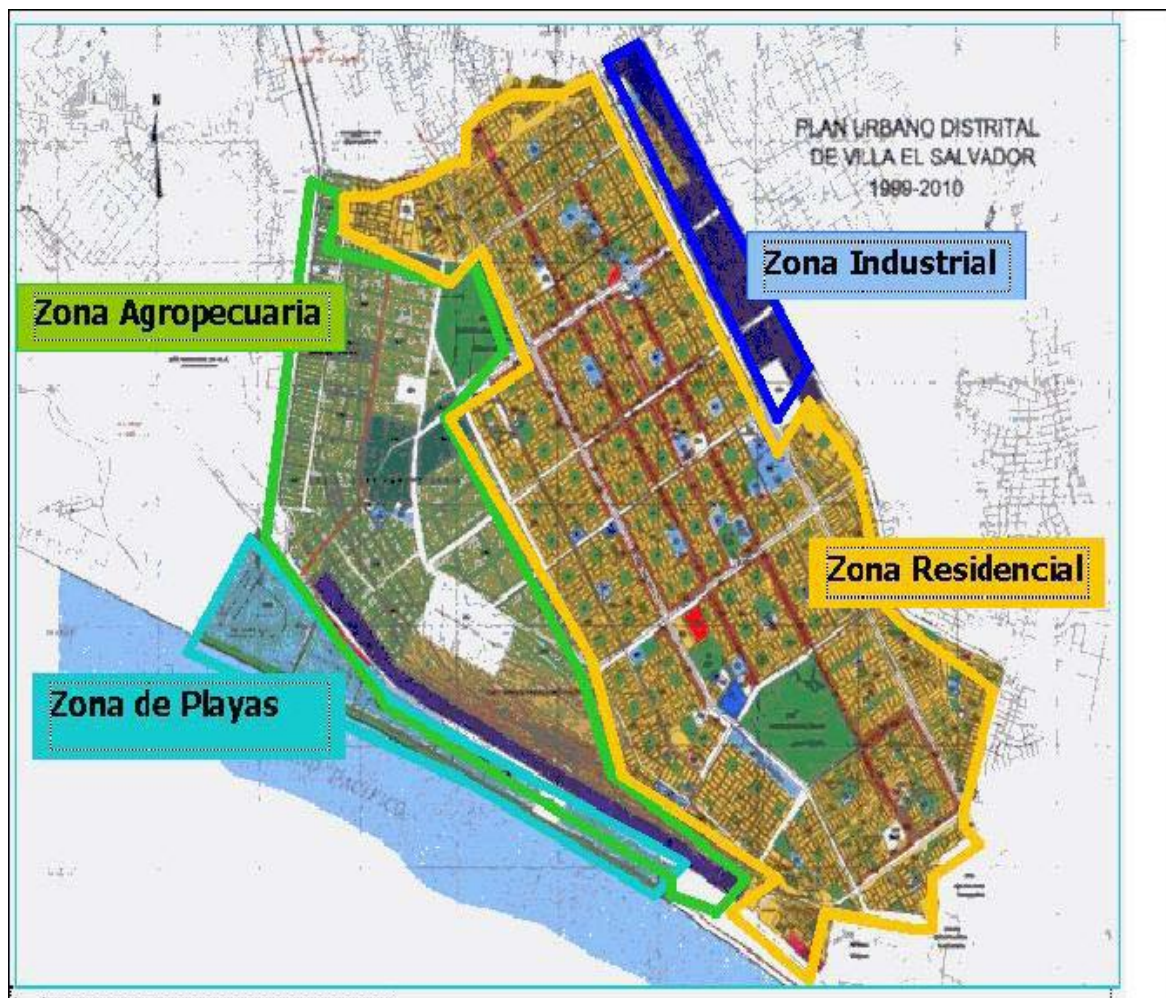


Figura 3.4: Plano de Villa El Salvador con las 4 zonas de distribución.

### 3.4 Actividades económicas

El distrito de Villa El Salvador se caracteriza por ser una zona productiva, impulsora del desarrollo de la pequeña y mediana industria, principalmente del calzado, madera y metal mecánica; es además el principal aportante del PBI del distrito. También se impulsó, como consecuencia del desarrollo de la pequeña y mediana industria, el comercio en el distrito. El resultado es que la zona industrial de Villa El Salvador es uno de los centros comerciales más visitados de la ciudad de Lima y con alto movimiento económico. Otra actividad muy puntual que se desarrolla dentro del distrito es la minería no metálica para la fabricación de cemento Portland.

La agricultura es la actividad que ocupa el tercer lugar de importancia dentro del distrito, la zona agropecuaria es el principal centro productor de cultivos forrajeros a través del uso de las aguas residuales tratadas en las antiguas lagunas de San Juan y Huáscar. En la tabla 3.6 se observa las principales actividades económicas del distrito.

Tabla 3.6: Principales actividades económicas del distrito de Villa El Salvador.

Orden de importancia	Actividad	Breve descripción
4	Minería	No metálicos. Cementeras (Cementos Lima).
3	Agricultura	Con base en el reúso de las aguas residuales tratadas.
1	Industria	Cuenta con un parque industrial en una zona nucleada de 153 ha, donde predominan los talleres de carpintería en madera y metales, así como la industria del calzado
6	Silvicultura	
7	Pesquería	
5	Turismo y recreación	Existen dos parques recreacionales (Huáscar y Huayna Cápac).
2	Otras: Comercio	El comercio ha cobrado una importancia creciente (existen aproximadamente 5,000 establecimientos comerciales).

### 3.4.1 Actividad agrícola del distrito de Villa El Salvador

#### 3.4.1.1 Extensión actual y potencial de tierras asignadas a las actividades agrarias de la cuenca

La tabla 3.7 muestra la distribución espacial de las diferentes actividades agropecuarias realizadas en la zona de estudios. En ella observamos que están destinadas a la agricultura 219.5 Há (29% de toda la zona agropecuaria) de las cuales 106.5 Há son cultivos y 113 Há están en descanso. 93.5 Há están dedicadas a la actividad pecuaria, principalmente a la crianza de cerdos, ganado vacuno de engorde y pequeñas granjas de animales menores como pollos, patos, cuyes, etc.

Además existen 122 Há de terrenos ubicados en Lomo de Corvina, donde la actividad aún no está definida pero existe la inclinación por la crianza de cerdos y así aprovechar los residuos orgánicos producidos en la zona urbana; esta actividad se genera por la falta de agua de riego para la zona y por el peligro de ser invadidos y expropiados para terrenos con fines de vivienda, como viene sucediendo con 155.6 Há dentro de la zona agropecuaria que ahora tienen uso urbano.

Tabla 3.7: Uso de la tierra en la ZA -VES (1997)

Actividad	Área (Há)	%	Tipo de uso	Área (Há)	%
Pecuario [*]	93.5	12.4	Uso agropecuario	313.0	41.3
Agrícola cultivado [**]	106.5	14.1			
Agrícola sin cultivar [**]	113.0	14.9			
Uso urbano [***]	155.6	20.5	Uso no agropecuario	191.4	25.3
Parque Zonal 26[***]	35.8	4.7			
Se desconoce (baldíos, basurales)	253.0	33.4	Desconocido	253.0	33.4
<b>Total</b>	<b>757.4</b>	<b>100</b>		<b>757.4</b>	<b>100</b>

[\*] PRES-SEDAPAL-PRONAP-PROMAR, 1998.

[\*\*] Áreas propensas a cambiar por temporada según disponibilidad de capital, mano de obra y rentabilidad.

[\*\*\*] Actualizado según estudio actual mediante análisis de mapas y fotografías aéreas.

Fuente: INADUR, 1996 y MINAG-PRONADRET, 1989.

En la tabla 3.8 se muestra la extensión de tierras asignadas por diferentes cultivos para la campaña 1999-2000. Cabe destacar que toda el área sembrada depende únicamente del riego con aguas residuales tratadas, donde resalta la siembra de cultivos forrajeros principalmente por el actual estado de las aguas de riego que son prácticamente crudas sin ningún tratamiento, debido a que las lagunas de tratamiento no vienen trabajando adecuadamente. El maíz amarillo duro es un cultivo que tiene buena aceptación en la zona, debido a que existen medianos ganaderos que demandan este tipo de producto para la preparación de las raciones de concentrado para alimento del ganado.

Existe el riego de siete hectáreas de frutales tales como manzano y paltos principalmente. Estos cultivos se realizan de manera muy tradicional y los rendimientos son muy bajos, lo cual no motiva al agricultor a inclinarse por su siembra.

Dentro de las áreas de paisajes se encuentran los parques zonales, las bermas centrales y los parques vecinales regados con las aguas residuales en VES; estas áreas corresponden a 5% del área potencialmente aprovechable para esta actividad.

Tabla 3.8: Extensión de tierras asignadas por tipo de cultivo (en hectáreas).

Cultivos principales	Área total regada (Há)	Área regada con agua residual (Há)
Cultivos temporales		
1. Maíz chala.	50	50
2. Alfalfa	32	32
3. <i>King Grass</i>	25	25
4. Maíz amarillo	15	15
Cultivos perennes		
1. Frutales (manzano, palto)	26.7	26.7
Plantaciones forestales		
1. Eucaliptos	8.1	8.1
2. Grevilla		
Áreas Paisajistas	24.8	24.8

### 3.4.1.2 Sistemas de riego imperantes en la zona

En la zona agropecuaria de VES, 100% del sistema de riego es por gravedad. La distribución se realiza mediante dos canales principales revestidos de concreto (CP I y CP II) que conducen las aguas tratadas en las lagunas de San Juan y las lagunas de maduración del Parque 26; estos canales tienen una capacidad de 400 y 100 L/s respectivamente. Todos los canales secundarios que llevan el agua a las parcelas son canales sin revestimiento, en los cuales existen pérdidas considerables por infiltración y permanentes desbordes por el mantenimiento inadecuado que se les brinda.

El riego a nivel de parcelas es a través de surcos e inundación; estos sistemas tienen eficiencias muy bajas de riego, por lo que se pierde agua por infiltración y se deterioran los suelos por afloramiento de sales y falta de drenaje, lo que los hace improductivos para cualquier cultivo. La tasa de riego aplicada para estas formas de irrigación varía en promedio entre 27,000 y 31,000 m<sup>3</sup>/Há/año. Ver tabla 3.9.

Tabla 3.9: Sistemas de riego aplicados a las áreas regadas con aguas residuales de la zona agropecuaria de Villa El Salvador.

Sistema de riego con tratamiento	Área regada (Há)	Tasa aplicada (m <sup>3</sup> / Há /año)
Inundación	120	31,000
Surcos	99	27,000
Aspersión	0	
Microaspersión	0	
Goteo	0	
Otros	0	

### 3.5 Abastecimiento de agua y saneamiento.

#### 3.5.1 Abastecimiento de agua.

El abastecimiento de agua de la ciudad de Lima se realiza a través de aguas superficiales y aguas subterráneas, la principal fuente de abasto superficial es el río Rimac. Sus aguas son tratadas por SEDAPAL en 2 plantas de tratamiento ubicadas en la zona denominada La Atarjea, distrito de El Agustino, con capacidad de tratamiento de 20 m<sup>3</sup>/s en total, el año 2004 se produjeron 486 millones de m<sup>3</sup> o 15.4 m<sup>3</sup>/s. Además SEDAPAL produjo 1.9 millones de m<sup>3</sup> (0.1 m<sup>3</sup>/s) por la explotación de galerías filtrantes a lo largo del río Rimac. Otros 190 millones de m<sup>3</sup> (6.0 m<sup>3</sup>/s) se produjeron por medio de 473 pozos profundos equipados de los cuales 276 operan regularmente.

Recientemente ha entrado en servicio la planta potabilizadora Chillón que trata las aguas de este río con capacidad máxima de entrega de 2.5 m<sup>3</sup>/s pero produciendo en promedio 1.4 m<sup>3</sup>/s y fue construida por SEDAPAL a través de la modalidad BOT.

Algunos usuarios, principalmente industriales y comerciales, cuentan con fuente propia. Estos usuarios extrajeron 38 millones de m<sup>3</sup> (1.20 m<sup>3</sup>/s) por medio de 764 pozos profundos. Finalmente los distritos no atendidos por SEDAPAL, se abastecen principalmente de fuentes subterráneas y suministran un caudal estimado de 0.4 m<sup>3</sup>/s.

El agua en Villa El Salvador tiene como fuente la planta de tratamiento de agua La Atarjea, y llega a la zona a través de redes matrices, almacenadas en grandes reservorios locales y entregadas a la población a través de las redes de distribución y conexiones domiciliarias, a abril del 2009 este distrito cuenta con 170,000 conexiones domiciliarias registradas oficialmente por SEDAPAL.

Tabla 3.10: Producción de agua en Lima Metropolitana.

<b>Fuente</b>	<b>Producción MMC/año m<sup>3</sup>/seg</b>
Río Rimac (La Atarjea)	486 15.4
Galerías y Pozos	192 6.1
Usuarios con fuente propia (pozos)	0,38 1.2
Río Chillón	45 1.4
Distritos no atendidos por SEDAPAL	14 0.4
<b>TOTAL</b>	<b>775 24.5</b>

Fuente: SEDAPAL

### 3.5.2 Saneamiento

La población de Villa el Salvador cuenta con servicio de alcantarillado con una cobertura de 80%, las aguas son evacuadas de los domicilios a través de las redes existentes ubicadas generalmente en el centro de las vías públicas y dispuesta hacia un colector general denominado Colector Villa El Salvador, que corre por el lado Oeste del distrito, por toda la avenida Mariano Pastor Sevilla, continua por la parte Este del Parque zonal Huayna Capac, sigue por la avenida Pedro Miotta donde se junta con las aguas de parte del distrito de San Juan de Miraflores y descarga en el Colector Surco que finalmente vierte al mar tras atravesar el Morro Solar mediante un túnel en la zona denominada Punta La Chira, distrito de Chorrillos, en esta zona SEDAPAL ha implementado una cámara de rejillas, para retirar los sólidos flotantes del agua residual previo a la descarga final.

Este colector Villa El Salvador tiene dos descargas parciales antes de su entrega al colector Surco que son en las lagunas de estabilización existentes denominadas Huáscar y Parque 26 con caudales de 20 y 50 l/s respectivamente.

En la Figura 3.5 se muestra el trazo del colector Villa El Salvador en línea roja.

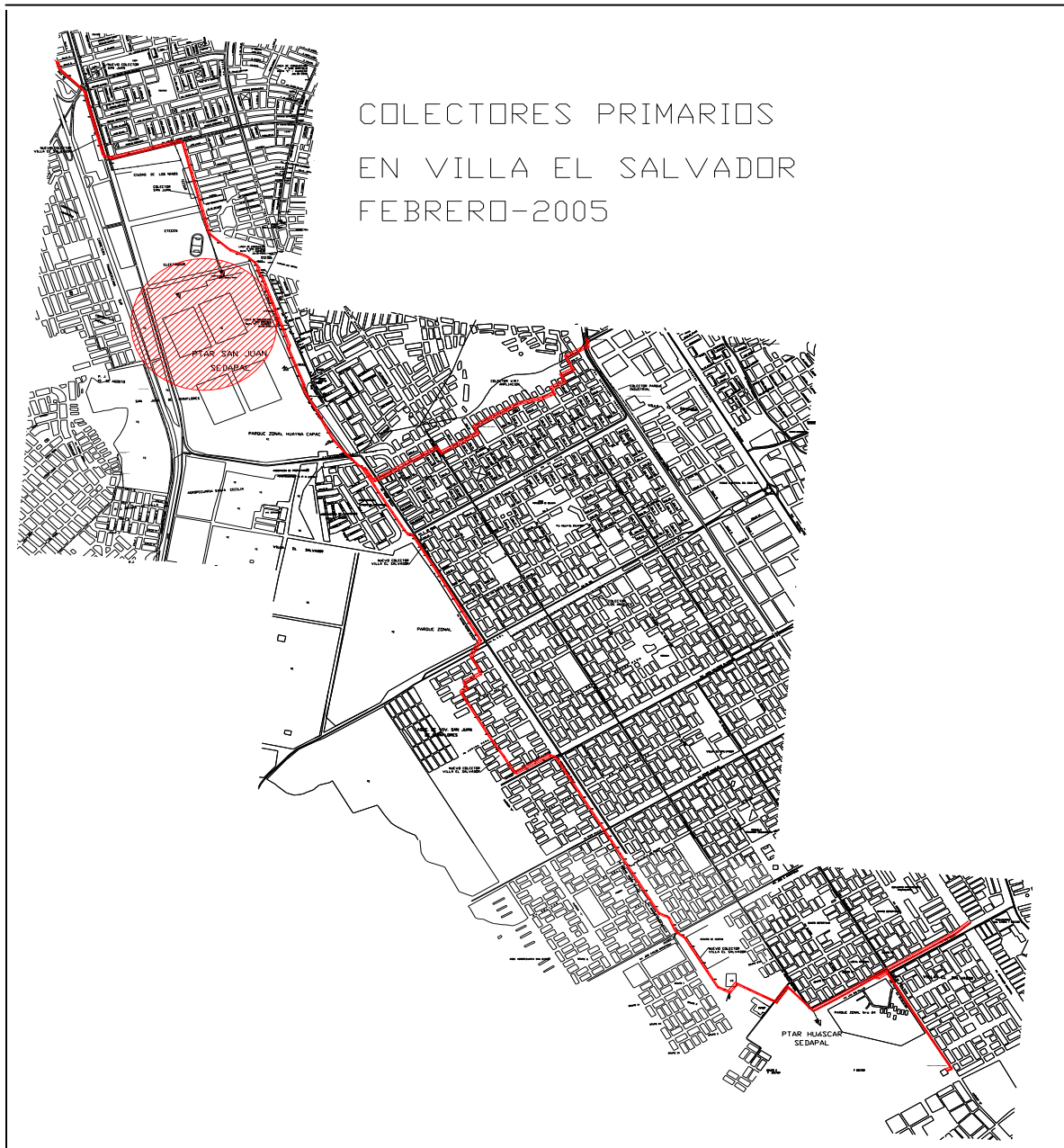


Figura 3.5 Trazo del colector Villa El Salvador.

### 3.6 Aspectos sanitarios de la utilización de aguas residuales y excretas en la agricultura y acuicultura

#### 3.6.1 La declaración de Engelberg

Del 1° al 14 de julio de 1985, un grupo de ingenieros, epidemiólogos y científicos sociales se dieron cita en Engelberg, Suiza, con el fin de discutir los aspectos sanitarios que presenta el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura. La reunión fue convocada por el Banco Mundial y la Organización Mundial de la Salud (OMS),

siendo patrocinada por el Centro Internacional de Referencia para la Gestión de Desechos (IRCWD).

En la reunión se revisó en forma amplia y crítica la literatura existente sobre aspectos epidemiológicos, microbiológicos, sociológicos y técnicos que presenta el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura. Estos estudios fueron encomendados por el Banco Mundial/ Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), OMS/ Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), y el IRCWD. Esta revisión (Shuval et al., 1985; Blum y Feache, 1985; Cross y Strauss, 1985) sirvió de base en la reunión para formular un modelo de riesgos para la salud relacionados con el uso de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura.

Este modelo estipula que el excesivo número o grado de infecciones y enfermedades originadas por varias clases de patógenos se atiende al siguiente orden decreciente: infecciones intestinales originados por nemátodos (Ascaris, Trichuris y Uncinaria), infecciones bacterianas (diarreas bacterianas y tifoidea) e infecciones virales excretadas (que incluyen diarreas ocasionadas por rotavirus y la hepatitis A). En ciertas situaciones, puede haber, igualmente, un alto exceso de infecciones provocadas por trematodos y cestodos (particularmente esquistosomiasis y teniasis). Se convino unánimemente en que este modelo y los datos epidemiológicos y microbiológicos detallados proporcionan una base suficiente para formular pautas operacionales estables acerca de los aspectos de salud pública relacionados con la utilización de excretas y aguas residuales.

Entre los diversos métodos disponibles para minimizar los riesgos para la salud derivados de la utilización de las excretas y aguas residuales, se dio la máxima prioridad al tratamiento apropiado de las excretas y desechos derivados de éstas (DDE) antes de ser aplicados en los campos o lagunas. Los participantes llegaron a la conclusión de que las actuales pautas y normas para la utilización de excretas humanas son demasiado conservadoras y pueden restringir en forma indebida el desarrollo apropiado de proyectos y, en consecuencia, fomentar la utilización no controlada de las excretas humanas.

El primer criterio de calidad para el uso tanto de las excretas como las aguas residuales en la agricultura radica en la completa, o casi completa, remoción de los huevos de nematodos intestinales (hasta una media geométrica de  $< 1$  huevo de nematodo viable por litro). Se recomienda una mayor reducción (hasta una media geométrica de  $10^3$  coliformes fecales por 100 ml) en la concentración de bacterias excretadas, para el uso irrestricto de aguas residuales en agricultura. Si se cumplen estas normas, también se reducirá la cantidad de patógenos, tales como los huevos de trematodos y quistes de protozoarios, a niveles en los que no puede detectarse su presencia. Para alcanzar este grado de tratamiento de las excretas humanas o de los lodos, se requiere de un almacenamiento prolongado o un período menor de almacenamiento a una temperatura más elevada. En el caso de las aguas residuales, se asegura el grado de purificación requerido, a través de un sistema de lagunas de estabilización residuales de 4 a 5 celdas y un tiempo total de retención de 20 días. Para el uso de excretas y aguas residuales en la acuicultura, es posible aceptar normas menos rigurosas.

La máxima importancia la tienen los estudios epidemiológicos, seleccionados para ser conducidos tanto en lugares donde se dé cumplimiento a las nuevas pautas y el exceso de



morbilidad esperado sea cero, como en lugares donde no se observen las pautas y se espere un exceso perceptible de ciertas enfermedades.

Durante las próximas dos décadas el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura resultará en una modalidad cada vez más común e importante para conservar los recursos hídricos, disponer de los desechos, controlar la contaminación del agua, y producir alimentos en muchos lugares del mundo. Los procedimientos legales y prácticos deberán ser revisados periódicamente a la luz de las nuevas evidencias epidemiológicas y de la disponibilidad de nuevas tecnologías sanitarias y agrícolas.

### **3.6.2. Revisión de las recomendaciones internacionales vigentes acerca del reuso de los efluentes**

La reunión estudió los progresos alcanzados en la comprensión de los efectos para la salud relacionados con el uso de excretas humanas, desde que la Organización Mundial de la Salud publicó en 1973, un informe sobre el tema que tuvo amplia aceptación, titulado "Aprovechamiento de efluentes; métodos y medidas de protección sanitaria en el tratamiento de aguas servidas. OMS, Serie de Informaciones Técnicas 571". El informe se basó en los mejores conocimientos y criterios disponibles hace aproximadamente 15 años. Desde entonces, se han realizado importantes esfuerzos por revisar, actualizar y reanalizar las últimas innovaciones técnicas y científicas que han surgido desde esa época. Los nuevos informes elaborados por la reunión de Engelberg presentan un enfoque revisado de la naturaleza de los riesgos para la salud relacionados con el reuso de excretas humanas, indicando así que algunos de los primeros planteamientos convencionalmente aceptados requieren una revisión fundamental.

Los autores de estos informes han llegado a un consenso basado principalmente en la evaluación de evidencias epidemiológicas confiables, antes que en la supervivencia de patógenos en las excretas humanas, en el suelo y en los cultivos. Sus conclusiones básicas, respaldadas en forma unánime por esta reunión, indican que muchas de las normas para el reuso de las excretas humanas son injustificadamente restrictivas y no están fundamentadas con evidencias epidemiológicas disponibles en la actualidad.

Otro desarrollo importante que ha tenido lugar durante los últimos 15 años ha sido el perfeccionamiento de la base racional para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales con la finalidad de alcanzar niveles altamente efectivos de remoción de patógenos, como un pretratamiento para la utilización de las aguas residuales en la agricultura. Ha habido también otras iniciativas, particularmente en el reuso de las aguas residuales en los países en desarrollo, lo cual conlleva a la fijación de pautas actualizadas para la política de salud y desarrollo.

### **3.6.3. El enfoque epidemiológico**

Los estudios anteriores patrocinados por el Banco Mundial/PNUD, la OMS y el IRCWD a los que se hace referencia en la Sección 3.6.1, han dado como resultado un rechazo al punto de vista anteriormente aceptado, el cual proponía que los riesgos para la salud atribuidos al uso de las aguas residuales o excretas pueden ser derivados de datos sobre la supervivencia de patógenos en las aguas residuales, excretas, suelo, o cultivos. Más bien, basan sus planteamientos en un análisis de estudios epidemiológicos confiables que

muestran los efectos evidentes para la salud ocasionados por la utilización de las aguas residuales y excretas. Partiendo de estos estudios y análisis, han desarrollado un modelo tentativo de los riesgos para la salud relacionados con el uso de aguas residuales y excretas no tratadas. En la tabla 3.11 se compara la cantidad probable de infecciones o exceso de enfermedades causadas por diferentes clases de patógenos, según pronostica este modelo.

El elevado exceso de infecciones intestinales producidas por nemátodos que pronostica el modelo, está relativamente bien fundamentado y se deriva de varios estudios realizados tanto en los países desarrollados como en los países en desarrollo.

En contraste, es relativamente menor la frecuencia de infecciones bacterianas y virales, pero la evidencia de esto no está debidamente fundamentado. Esto se debe a la escasez de evidencias epidemiológicas, si bien está apoyado en la lógica del modelo que se basa en consideraciones teóricas de riesgos potenciales, no existe una base práctica.

El modelo compara el exceso en la incidencia de enfermedades, pero no se concentra directamente en casos de morbilidad como de la mortalidad. No obstante, es posible que una enfermedad que tenga menos frecuencia que otra, origine un exceso mayor de incapacidad o mortalidad y, por este motivo, sea de mayor preocupación para la salud pública.

Tabla 3.11: Riesgos para la salud que presenta la utilización de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura.

Clase de Patógeno	Grado relativo e exceso en la frecuencia de la infección o enfermedad
1. Nemátodos intestinales <u>Ascaris</u> <u>Trichuris</u> <u>Ancylostoma</u> <u>Necator</u>	Alto
2. Infecciones bacterianas Diarreas bacterianas (v.g. cólera) tifoidea	Menor
3. Infecciones virales: diarreas virales hepatitis A	Mínimo
4. Infecciones producidas por trematodos y cestodos: esquistomiasis clonorchiasis teniasis	Entre alto y nulo, dependiendo de la práctica particular en la utilización de las excretas y de las circunstancias locales.

Fuente: Declaración de Engelberg, 1985

A pesar de las incertidumbres que aparecen en ciertas partes del modelo, se aceptó que éste proporciona una base para la fijación de directrices operacionales estables cuyo objetivo es minimizar los riesgos para la salud relacionados con el uso de excretas en la agricultura y acuicultura. En particular, el modelo proporciona una base para la revisión de las actuales directrices internacionales existentes (Informe Técnico OMS No. 517, 1973) sobre el tratamiento de aguas residuales y de la calidad de las aguas residuales en proyectos de riego con las mismas.

Basándose en este análisis revisado de los riesgos para la salud relacionados con el reuso de las excretas humanas, los participantes en la reunión estuvieron de acuerdo en que algunos conceptos y normas básicas concernientes a esta área resultan demasiado conservadores y requieren de una revisión. Se convino en que las normas indebidamente restrictivas acerca del uso de las excretas humanas, que no estén cimentadas con fundamentos sanitarios, pueden conducir a situaciones en las cuales se acepten tácitamente proyectos de reutilización no reglamentados aún cuando realmente planteen verdaderos riesgos para la salud.

#### **3.6.4. Aspectos sociales y de comportamiento**

En la reunión se reconoció que la utilización provechosa de las excretas y de aguas residuales en la agricultura y acuicultura depende de muchos factores, como por ejemplo, las disposiciones institucionales, factibilidad financiera y económica, temas que no fueron abordados, sin embargo se incluyó, una exposición de los aspectos sociales y de comportamiento, terreno bastante abandonado que tiene una importancia fundamental en el diseño e implementación de esquemas de reutilización.

Asimismo, se reconoció que los factores sociales y de comportamiento tienen una importancia fundamental para las consideraciones de salud relativas a la utilización de excretas humanas en tres aspectos:

- (i) El comportamiento humano es un factor básico determinante en la transmisión de enfermedades ocasionadas por excretas infectadas.
- (ii) Las conductas profilácticas y de exposición al riesgo son controladas por factores culturales profundamente arraigados que varían de una sociedad a otra, y que deben tenerse en cuenta en la fase de planificación de cualquier programa de reuso de excretas o aguas residuales.
- (iii) La aceptación social de las innovaciones o mejoras en las tecnologías de utilización de excretas humanas puede afectar seriamente el éxito de su implantación

La revisión de la literatura (Cioss y Strauss, 1985) indica que se han emprendido pocas investigaciones relevantes en estos aspectos, reconociéndose la importancia de desarrollar este campo que ha sido descuidado, recomendándose que es conveniente solicitar el asesoramiento de científicos sociales en el desarrollo de programas de reuso de excretas y aguas residuales, así como en el desarrollo de estudios epidemiológicos que involucren aspectos del comportamiento.

### **3.6.5. Directrices para la calidad de aguas residuales tratadas para uso en la agricultura**

La Tabla 3.12 contiene recomendaciones en lo referente a la calidad microbiológica de las aguas residuales tratadas para uso agrícola. Estas recomendaciones son técnicamente factibles y están en concordancia con la máxima evidencia epidemiológica disponible en la actualidad (Shuval et al. 1985; Blum y Feachem, 1985). Introducen, por primera vez, una pauta para la calidad helmíntica de aguas residuales tratadas. No obstante que ésta es intencionalmente innovadora, aún quedan por concluir muchos detalles concernientes a la normalización de la frecuencia de muestreo y de las técnicas de laboratorio para la enumeración de huevos y la evaluación de la viabilidad.

Las directrices de calidad para la irrigación restringida (árboles, cultivos industriales y para forrajes, árboles frutales y pastizales) implican una elevada eliminación (> 99 por ciento) de huevos de helmintos y su propósito es proteger la salud de los trabajadores agrícolas. Esto puede lograrse fácilmente a través de una variedad de tecnologías de tratamiento, sin embargo, en muchos casos, el tratamiento más apropiado consistirá en un sistema de lagunas de estabilización de aguas residuales de dos celdas (ya sea una laguna anaeróbica de 1 día seguida de una laguna facultativa de 5 días, o dos lagunas facultativas de 5 días).

Las directrices para el riesgo no restringido (cultivos alimenticios, campos de juego y parques públicos) incluyen el mismo requerimiento para los huevos de helmintos y una concentración geométrica máxima de un promedio de 1000 coliformes fecales por 100 ml. La última recomendación implica un nivel elevado de remoción de bacterias fecales (5-6  $\log_{10}$  unidades o > 99.999 por ciento). Su propósito es proteger la salud de los consumidores de cultivos (principalmente legumbres). Esto se puede lograr fácilmente con lagunas de estabilización de aguas en serie diseñadas adecuadamente. Para el grado de temperaturas que normalmente se encuentra en las áreas tropicales y subtropicales, una serie de cuatro lagunas de 5 días normalmente producirá un efluente de la calidad requerida. Dicha serie de lagunas producirá, así mismo, un efluente estable y estéticamente aceptable.

El riego de campos deportivos y parques públicos, especialmente los jardines de los hoteles, requiere una norma más estricta, puesto que la salud de los que están en contacto con el césped recién regado puede correr mayores riesgos.

### **3.6.6. Directrices apropiadas de calidad y tratamiento de excretas**

#### **3.6.6.1 Utilización en la agricultura**

Es necesario hacer una distinción fundamental en lo que respecta a la aplicación de las excretas (y productos derivados de las excretas tales como el compost y contenidos de las letrinas) en los campos antes y después del inicio del ciclo de cultivo. Cuando son aplicadas con anterioridad al inicio del ciclo de cultivo, no será necesario atenerse a las directrices de calidad de patógena (a) si los desechos son depositados en el campo en zanjas y después cubiertos, (b) si los agricultores están protegidos adecuadamente contra la contaminación durante la utilización de los desechos; y (c) si los cultivos son sembrados entre las zanjas (Figura 3.6).

Si los desechos son aplicados con posterioridad al inicio del ciclo de cultivo, y si no se encuentran conforme a lo recomendado en la figura 3.6, entonces se debe cumplir, con las directrices de calidad para el riego con aguas residuales dadas en el Cuadro 3.12.

El método recomendado para el tratamiento de las excretas humanas líquidas (específicamente las heces y la orina, a veces con la adición de pequeñas cantidades de agua del inodoro) cuando son aplicadas durante el ciclo de crecimiento de los cultivos, es el almacenamiento durante una semana, después de la cual, puede aplicarse el líquido sobrenadante al terreno. Durante este periodo de almacenamiento, se asentarán prácticamente todos los huevos de helmintos, presentándose, por consiguiente, pocos riesgos para la salud de los agricultores que manipulan el sobrenadante. Sin embargo, como el número de bacterias y virus excretados no se reducirá a niveles aceptables, sólo deberá utilizar el sobrenadante para el riego restringido. Puede asegurarse fácilmente el tiempo de almacenamiento de una semana si se dispone de tres tanques de almacenamiento si estos son utilizados en una secuencia controlada (uno que se llena, uno en reposo, y uno en uso). El lodo que se asienta en el fondo del tanque es generalmente muy rico en huevos de helmintos y debería ser considerado de la misma manera que las aguas de fosos sépticos (ver más adelante). Puesto que este lodo no será aplicado directamente al terreno; los métodos simples para asegurar su asentamiento deberán incorporarse en el diseño en el diseño de los tanques de almacenamiento.

Tabla 3.12: Directrices tentativas de calidad microbiológica para el reuso de aguas residuales en la agricultura

Proceso de Reuso	Nemátodos Intestinales (2) (Número geométrico medio de huevos viables por litro)	Coliformes Fecales (número geométrico medio por 100 ml)
<u>Riego restringido</u> (3)  Riego de árboles, cultivos industriales, cultivos de forrajes, árboles frutales (4) y pastizales (5)	< 1	No aplicable (3)
<u>Riego no restringido</u>  Riego de cultivos comestibles, campos deportivos, y parques públicos (6)	< 1	< 1000 (7)

1. En casos específicos, deben tenerse en cuenta los factores epidemiológicos locales, socioculturales e hidrogeológicos para modificar las directrices de acuerdo a ellos.
2. Ascaris, Trichuris y uncinaria.
3. En todos los casos, se requiere de un grado mínimo de tratamiento equivalente a por lo menos una laguna anaeróbica de un día, seguida de una laguna facultativa de 5 días o su equivalente.

4. El riego debe cesar dos semanas antes de la recolección y no deben utilizarse los frutos caídos.
5. El riego debe cesar dos semanas antes de que los animales entren a pastar.
6. Los factores epidemiológicos locales tal vez requieran de una norma más rigurosa cuando se trata de jardines públicos, especialmente los jardines de hoteles que están ubicados en áreas turísticas.
7. En el caso que los cultivos comestibles siempre sean consumidos después de una cocción debida, esta recomendación puede ser menos estricta.

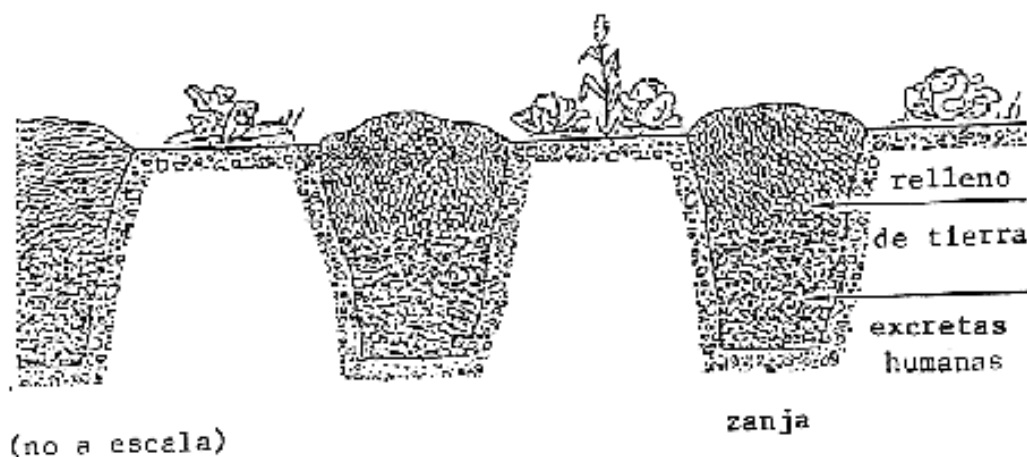


Figura 3.6: Cultivo entre zanjas

Otras formas de excretas (como los lodos de fosos sépticos, lodo de digestores de biogás, y el contenido de letrinas de un solo hoyo) no pueden ser tratadas utilizando el método mencionado puesto que no permiten el asentamiento de huevos de helmintos, y, por lo tanto, deben ser tratadas utilizando otros métodos o no deben ser aplicadas al terreno durante el ciclo de cultivo. Entre los métodos apropiados de tratamiento figuran un compostaje termofílico aeróbico y un almacenamiento prolongado (mayor a 6 meses). Si son operados apropiadamente, estos dos procesos pueden producir un producto libre de prácticamente todos los patógenos, aunque es posible que queden muy pocos huevos de helmintos. El contenido del sistema de letrinas alternantes de hoyo doble, si han sido operados correctamente, no requiere de mayor tratamiento puesto que, esencialmente, está libre de patógenos. Por el contrario, el contenido de letrinas de compostificación, por lo general, no está libre de patógenos y debe ser tratado como se indicó anteriormente.

### 3.6.6.2 Utilización en la acuicultura

Las tecnologías de tratamiento apropiadas para el uso de desechos en la acuicultura son más difíciles de especificar. Los huevos de nematodos intestinales no constituyen un criterio de calidad importante, sin embargo, en algunas situaciones, sí lo serán los huevos de tremátodos. Los huevos de los tremátodos, por ejemplo, los de *Schistosoma*, *Fasciolopsis* y *Clonorchis*, son relativamente frágiles en comparación a los huevos del *Ascaris* y pueden ser eliminados en un período más corto.

Los requerimientos apropiados de calidad bacteriana y viral para las aguas residuales y excretas que serán utilizadas en la acuicultura dependen, en gran parte, de los métodos para la recolección, comercialización y cocción de pescado y plantas acuáticas. Un

almacenamiento simple de las excretas durante 7 días, asegurará la destrucción de todos los huevos de *Clonorchis* (importante en la piscicultura). Sin embargo, no eliminará los de *Fasciolopsis* (importante en cultivos de plantas acuáticas) ni tampoco los del *Schistosoma* (importantes en la salud ocupacional en todas las labores concernientes a la acuicultura), ya que ambos son capaces de sobrevivir durante períodos de unas cuantas semanas. Es menester realizar mayores investigaciones acerca de métodos simples para el tratamiento de excretas así como sobre otras estrategias de control antes de poder proponer directrices de calidad concernientes a los huevos de trematodos, bacterias o virus.

### **3.6.7. Prioridades de investigación**

Se han identificado varias áreas de prioridad para la investigación aplicada en algunos de los aspectos epidemiológicos, microbiológicos, sociológicos y técnicos que presenta el uso de excretas humanas en la agricultura.

Las áreas de investigación sugeridas son:

#### **3.6.7.1 Estudios epidemiológicos**

En el campo del uso de excretas y aguas residuales las investigaciones epidemiológicas cumplen tres funciones importantes: (1) la orientación de las decisiones técnico - políticas hacia mejores alternativas costo – efectivas en el tratamiento de excretas en ámbitos determinados; (2) llenar los grandes vacíos existentes en el conocimiento acerca de los riesgos para la salud ocasionados por el uso de excretas; y (3) el mejoramiento y refinamiento de los métodos epidemiológicos más apropiados en el contexto del uso de excretas y aguas residuales.

##### **(1) Orientar las decisiones técnico – políticas**

Las directrices tentativas de calidad para las aguas residuales que se ofrecen en la Tabla 3.12 reflejan los mejores criterios basados en los datos epidemiológicos obtenidos hasta la fecha (principalmente en los riesgos para la salud ocasionados por los nemátodos intestinales), así como en suposiciones razonables extrapoladas a partir de consideraciones del riesgo potencial. Es altamente deseable que la validez de estas normas sea confirmada con mayores estudios epidemiológicos, y sea modificada cuando sea necesario. Se identificaron dos categorías de este tipo de estudios epidemiológicos:

- a. Estudios de Categoría I, en los que se examinará los riesgos para la salud en relación a la aplicación de excretas y aguas residuales que observan las directrices normativas – en este caso, el resultado que se espera obtener es que no haya un exceso de riesgos. Los resultados de tales estudios confirmarían la validez de las directrices o señalarían la necesidad de un rigor mayor.
- b. Estudios de Categoría II, en los que se examinan los riesgos para la salud asociados con la aplicación de excretas y aguas residuales que no cumplen con las directrices normativas – en este caso, el resultado que se espera obtener es que habrá un riesgo excesivo. Estos estudios son importantes por tres razones: (i) ponen a prueba la capacidad del método epidemiológico empleado para detectar los riesgos esperados (y con ello, dar mayor credibilidad a los resultados de los estudios de Categoría I);

(ii) examinan si la contravención de las directrices realmente conlleva riesgos para la salud; (iii) promueven la acción terapéutica apropiada una vez identificados los riesgos. Un número suficiente de estos estudios puede identificar un nivel límite para la calidad de las excretas y aguas residuales

Así como riesgos para la salud que podrían indicar si se justifica una moderación en las directrices de calidad recomendadas.

## (2) Llenar vacíos en el conocimiento

Se identificaron varias áreas de prioridad para la realización de mayores investigaciones en los siguientes aspectos:

- a. Riesgos para la salud. Fueron destacados como áreas prioritarias de investigación aquellos problemas de salud para los que se espera una máxima morbilidad como consecuencia de la utilización de las excretas o aguas residuales o para los que aún no existen datos. Estos problemas incluyen diarreas sintomáticas, y las infecciones entéricas de etiología específica, incluyendo las infecciones intestinales ocasionadas por nematodos (particularmente *Ascaris*, *Trichuris*, y *uncinaria*), fiebre tifoidea, diarrea originada por rotavirus y hepatitis infecciosa. En algunas situaciones, tiene prioridad también el examen del riesgo de cólera, teniasis e infecciones originadas por trematodos.
- b. Grupo expuesto a riesgo. En términos de morbilidad total, el riesgo para la salud de los consumidores de cultivo irrigados con aguas residuales o fertilizados con excretas y los consumidores de peces criados en lagunas fertilizadas con excretas, deberían recibir la máxima prioridad, Se admite que puede ser difícil la identificación del grupo de consumidores expuestos a estos riesgos y que, en las áreas rurales tal vez no sea posible distinguir entre la exposición ocupacional y la exposición por consumo. Sin embargo, se deberán realizar esfuerzos para identificar las situaciones en que el grupo de consumidores expuestos a los riesgos pueda ser determinado con precisión. En algunas situaciones, el riesgo para la salud de los trabajadores puede constituir un área prioritaria de estudio.
- c. Tipo de desechos y métodos de aplicación. Se deben llevar a cabo estudios para analizar los riesgos para la salud asociados con cada uno de los tipos principales de desechos disponibles para ser utilizados: efluentes de alcantarillado, excretas y los diversos productos derivados de las excretas. Deberían tener prioridad aquellos métodos de aplicación que tengan el máximo grado de riesgo predecible.
- d. Nivel de higiene. Se sabe muy poco acerca de la manera en que el riesgo puede variar de acuerdo al nivel de higiene personal y doméstica. Deberían realizarse estudios en una variedad de ambientes higiénicos diferentes.

## (3) Refinamiento de los métodos epidemiológicos

Existen varios estudios epidemiológicos que pueden aplicarse en la determinación de los riesgos para la salud que presenta el empleo de excretas y aguas residuales. Existen estudios previos plagados de problemas metodológicos. La elección del método



epidemiológico más apropiado en un ambiente determinado dependerá de los recursos disponibles (mano de obra, experiencia, logística, facilidades de laboratorio, fondos y tiempo) y del indicador de salud que se haya elegido para realizar el estudio. Debería dedicarse especial atención a lograr un perfeccionamiento de los esfuerzos anteriores y concentrarse en la utilización de métodos que puedan proporcionar datos de máxima precisión en un tiempo limitado y bajo costo.

### **3.6.7.2 Estudios sobre la supervivencia de patógenos**

Se decidió que era necesaria una mayor investigación del contenido microbiano de las excretas y aguas residuales tratadas para permitir una mayor validación de dichos tratamientos bajo una variedad de diferentes condiciones de campo. Para obtener los mejores resultados, dichos estudios deberían realizarse en países donde se practica la reutilización en agricultura y acuicultura, o donde se prevé la misma. El propósito de estos estudios sería poner a prueba la eficacia de una variedad de opciones de tratamiento para alcanzar las directrices de calidad que se ofrecen en la Tabla 3.12, y así encontrar el nivel mínimo de tratamiento requerido para satisfacer estas normas.

Se recomienda que los principales procesos de tratamiento a ser estudiados sean que son conocidos como los más eficientes para la eliminación de patógenos en áreas donde se usan las excretas humanas. Además, debería evaluarse el rendimiento de otros sistemas idóneos y menos óptimos que están siendo utilizados en el campo. Si se considera el tratamiento de aguas residuales, esto incluiría por ejemplo:

- a. Sistemas de lagunas que operan bajo condiciones inferiores a las óptimas (por ejemplo: menor número de celdas, menos de 5 días de retención);
- b. sistemas de lagunas modificados con el fin de incluir alternativas que permitan economizar terreno (por ejemplo: aeración, incremento de la profundidad); y
- c. sistemas de lagunas que fueron diseñadas apropiadamente y que operan con la carga proyectada estos estudios investigarían la cinética de remoción de los patógenos excretados, sobre la cual se tiene, en la actualidad, un conocimiento insuficiente.
- d. En el área del tratamiento de excretas, debería estudiarse el producto de una variedad de diferentes alternativas de tratamiento, incluyendo aquéllas cuya base de tratamiento está constituida sólo por el tiempo de almacenamiento con temperaturas elevadas constituyen la base del tratamiento.

Se opinó que el estudio de mayor prioridad era el de la supervivencia de huevos de nematodos intestinales, seguido por la supervivencia de bacterias excretadas. Aunque se consideró que el estudio de la supervivencia de virus tenía menor prioridad actualmente, se estimó que, cuando se disponga de técnicas convenientes para el aislamiento de los rotavirus procedentes de desechos, el monitoreo de los rotavirus debería pasar a ser prioritario. Además, se recomendó enfáticamente que la obtención de datos de buena calidad en lo concerniente a la concentración de microorganismos en las excretas humanas utilizados en la agricultura debiera constituir una parte integrante de los estudios epidemiológicos recomendados anteriormente.

Desde hace mucho tiempo existen técnicas normalizadas para la determinación de la concentración de coliformes fecales. Puesto que actualmente se recomienda una directriz de calidad con relación a los helmintos, se consideró que es imperativo desarrollar, tan

pronto como sea posible, un examen normalizado simple para cuantificar la concentración de huevos viables en todo tipo de excretas y aguas residuales tratadas. Además, se debería prestar atención a la forma de expresar esta directriz – si ésta debería referirse a la concentración obtenida de un número específico de muestras tomadas con una frecuencia específica. En base a estas investigaciones, debería prepararse un manual que exponga detalladamente el método normativo y el modo de formular los resultados.

### **3.6.7.3 Aspectos sociales**

Debe considerarse en los programas de reuso investigaciones sociales futuras aplicadas a comportamientos sobre aceptabilidad social o comportamientos sobre transmisión de enfermedades.

#### (i) Aspectos de comportamiento en la transmisión de enfermedades

La revisión de la literatura (Cross y Strauss, 1985) revela que es necesario realizar mayores estudios etnográficos detallados actualizados acerca de las prácticas y creencias existentes con relación a todos los aspectos del reuso de las excretas humanas. Estos estudios deberán reflejar una variedad de ámbitos culturales así como estar relacionados a las diferentes técnicas de reuso de desechos. Se necesitan estudios descriptivos preparatorios con la finalidad de desarrollar definiciones precisas de posibles factores adversos o riesgosos que tengan que ser considerados en el diseño de estudios epidemiológicos, así como para incrementar el conocimiento sobre los comportamientos profilácticos. En la reunión se propuso una estrecha colaboración entre los epidemiológicos y científicos sociales que investigan los aspectos de comportamiento en la transmisión de enfermedades. Después de la determinación de factores riesgosos del comportamiento en los estudios sociales y epidemiológicos, deberían, desarrollarse propuestas para la modificación del comportamiento, como una medida de control para minimizar el riesgo de infección debido al uso de desechos.

#### (ii) Aceptabilidad social de innovaciones o mejoras en la utilización de desechos

Los participantes en la reunión consideraron que la aceptabilidad social de las innovaciones o mejoras realizadas en el reuso de excretas humanas es de gran importancia para el desarrollo y la puesta en marcha de futuros programas de reuso de excretas humanas. El grupo recomendó la inclusión de estudios de viabilidad social apropiados cuando se consideren proyectos de demostración, conjuntamente con otros estudios de viabilidad (por ejemplo: económica, institucional) cuando sea necesario. Entre las innovaciones técnicas que fueron identificadas como las que requerían de mayor investigación en cuanto a su aceptabilidad social, están incluidas las siguientes:

- a. Utilización de aguas residuales;
- b. sistema de almacenamiento de tanque triple para excretas líquidas , y
- c. sistemas aeróbicos termofilos de compostificación.

### 3.6.7.4 Investigaciones sobre el tratamiento de aguas residuales y excretas

- a. Existe la necesidad de una evaluación más amplia de las actuales tecnologías de bajo costo para el tratamiento de las aguas residuales a la luz de las prioridades específicas de la eliminación de patógenos definidas en la reunión (ver letra b).
- b. Si bien las lagunas de estabilización han sido estudiadas ampliamente y se sabe que son efectivas para remoción de helmintos y bacterias, existe una urgente necesidad de evaluar la eficiencia de los sistemas que permitan una utilización más eficiente del terreno, tales como las lagunas facultativas de maduración profundas (> 3 m), así como lagunas aireadas de varios diseños, las cuales puedan ser utilizadas en caso que no puedan construirse sistemas convencionales de lagunas (debido, por ejemplo, a altos costos de terreno, topografía adversa, o insuficiencia de tierras de cultivo). Hasta la fecha, no se ha realizado un estudio acerca de la eficiencia de estos sistemas en la remoción de helmintos.
- c. Asumiéndose que las lagunas aireadas de alta energía sólo logren una remoción limitada de helmintos, existe la necesidad de desarrollar y evaluar tecnologías adicionales específicas de tratamiento de las aguas residuales para la remoción de helmintos, las cuales podrían ser utilizadas como una segunda fase para las lagunas aireadas. Entre los ejemplos de las posibles tecnologías que deberían evaluarse están incluidas:
  - i. la filtración;
  - ii. la microtamización (militamices y membranas);
  - iii. la coagulación química;
  - iv. la desinfección oxicida.
- d. Además, será necesario desarrollar y evaluar tecnologías intermedias que puedan ser empleadas como medidas provisionales o paliativas para mejorar las condiciones existentes de reutilización descontrolada de las aguas residuales que presentan graves riesgos para la salud. Se debe poner un énfasis especial en la determinación de configuraciones de diseño óptimas y en los períodos de retención mínimos que se requieren para una remoción efectiva de helmintos en las lagunas anaeróbicas utilizadas para el tratamiento primario o en sistemas similares con períodos de retención relativamente cortos.
- e. Desarrollo de sistemas mecánicos simples para evacuar el lodo de las lagunas anaeróbicas con el fin de eliminar la necesidad de interrumpir la operación (por ejemplo, bombas portátiles para lodo, dragas).
- f. Estudio de los criterios de diseño y de la eficiencia en la remoción de patógenos de los sistemas de lagunas diseñados principalmente para el tratamiento de efluentes de tanques sépticos y excretas humanas.

## **CAPÍTULO 3**

# **DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO**

## Capítulo 3

### Descripción general del área de estudio

#### 3.1 Ubicación

Los terrenos para la planta de tratamiento se ubican en el distrito de San Juan de Miraflores en el límite con el distrito de Villa El Salvador, pero la planta recibirá los aportes de caudal de los pobladores de Villa El Salvador mayoritariamente, ambos distritos pertenecen a la provincia de Lima, departamento de Lima, Perú. Geográficamente está a  $76^{\circ} 55'$  de longitud este,  $12^{\circ} 12'$  de latitud sur y entre los 0 y 165 msnm., del centro de la ciudad de Lima, con dirección sur, se ubica entre los kilómetros 18 y 26 de la carretera Panamericana Sur.

Figura 3.1. Ubicación

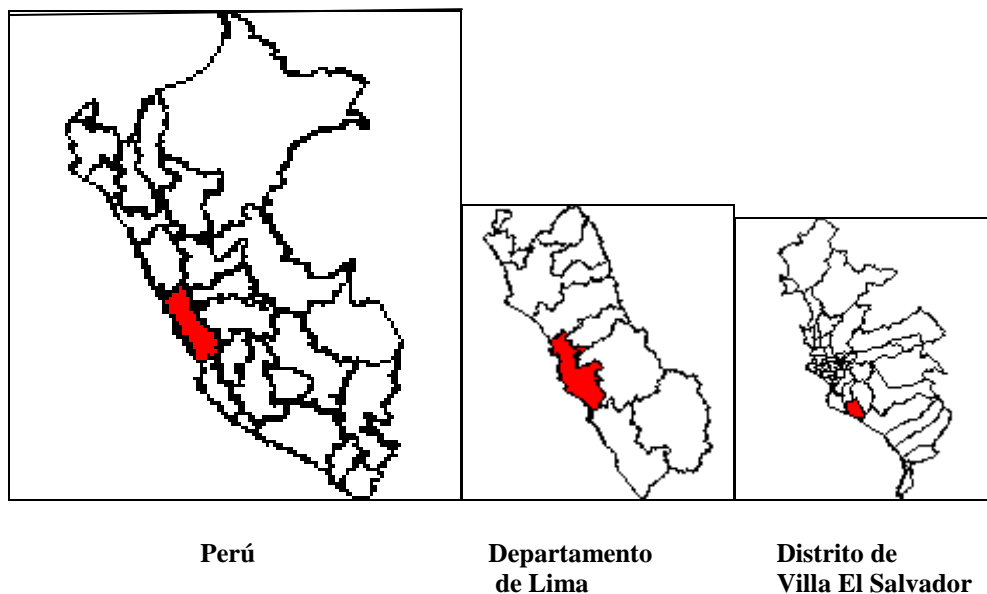


Figura 3.1: Ubicación del distrito de Villa El Salvador.

#### 3.2 Clima

El área de la planta está ubicada en una zona desértica de la costa central peruana, que se caracteriza por un clima sub-tropical; es árido y nuboso la mayor parte del año debido a la posición geográfica en el trópico, la cordillera de los Andes, el anticiclón del Pacífico Sur y la corriente oceánica de Humboldt. La temperatura media mensual del aire varía entre  $15^{\circ}$  y  $23^{\circ}$  C, valores extremos que corresponden a los meses de julio y febrero respectivamente. La humedad relativa es alta y fluctúa entre 79% y 88% durante el año. La precipitación pluvial es escasa con un promedio de 25 mm anuales. Los vientos alcanzan en promedio anual una velocidad de 7 km/h y mayormente se presentan durante las horas de la tarde y con mayor fuerza en los meses de diciembre a mayo.

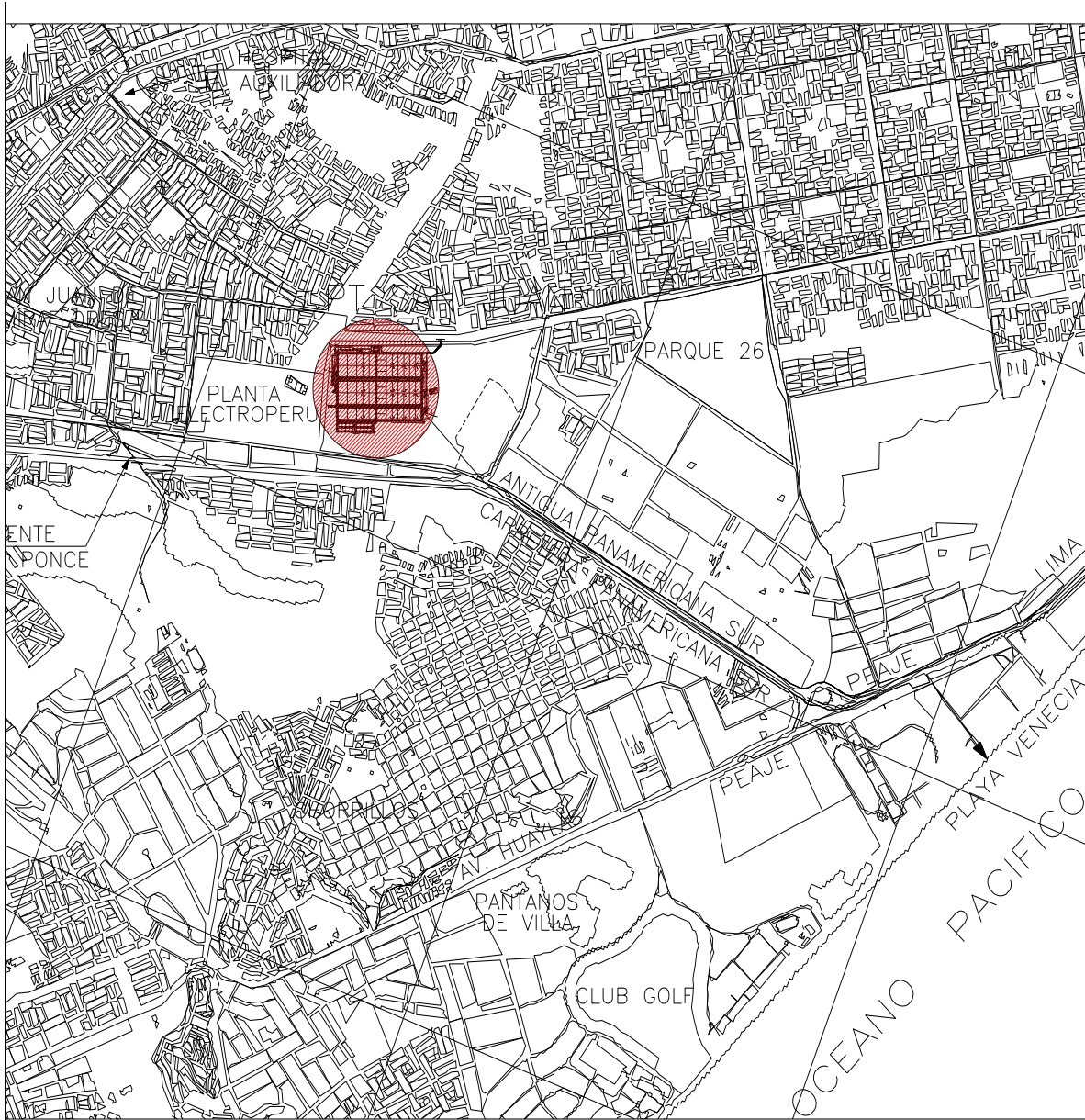


Figura 3.2: Ubicación del terreno de la planta San Juan.

Tabla 3.1: Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para Villa El Salvador (Año normal, estación Von Humboldt – UNALM, 238 msnm / 12° 05' latitud sur / 76° 57' longitud Oeste)

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Temperatura del aire (°C)												
Max.	26.36	28.58	27.27	25.51	22.27	19.55	18.55	18.35	18.88	20.20	21.73	24.25
Min.	18.20	18.90	18.55	16.77	15.10	14.07	13.43	13.40	13.43	14.07	15.10	16.70
Media	21.71	22.63	22.23	20.46	18.01	16.39	15.49	15.16	15.37	16.33	17.76	19.84
Precipitación (mm)												
Total	1.64	0.85	0.58	0.95	1.39	1.88	1.95	2.16	1.62	1.19	0.99	0.60
Humedad relativa (%)												
Media	80.60	79.40	80.10	82.40	86.00	87.30	87.20	88.10	88.30	86.60	84.10	82.20

Tabla 3.2: Datos mensuales de temperatura, precipitación y humedad relativa para Villa El Salvador (Año normal, estación Manchay Bajo – Pachacamac, 148 msnm / 12° 10' Latitud Sur / 76° 52' Longitud Oeste)

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Temperatura del aire (°C)												
Max.	25.61	27.76	26.13	25.96	24.17	20.48	19.47	19.10	19.69	20.51	22.99	25.01
Min.	18.29	19.13	18.87	17.10	15.39	14.87	13.56	13.56	13.76	14.52	15.28	16.87
Media	22.07	22.92	22.49	20.92	18.75	16.94	16.10	15.86	16.09	17.20	18.37	20.35
Precipitación (mm)												
Total	3.16	0.85	0.46	0.22	1.11	2.21	3.16	5.17	4.62	1.85	1.24	1.44
Humedad relativa (%)												
Media	82.40	81.40	82.10	83.10	84.70	87.00	86.50	87.40	87.30	84.80	82.80	81.50

Periodo de información: De 1955 a 1980, sólo años normales

### 3.3 Población

Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), el distrito de Villa El Salvador (VES) tiene una población al año 2005 de 350,801 habitantes; y una tasa de crecimiento poblacional de 1.61%. Las tablas 3.3 y 3.4 muestran la evolución de la población desde el año 1993 y las proyecciones al 2015. También se observan las tasas de crecimiento poblacional desde los primeros años en que se estableció el distrito debido a una invasión realizada en 1971 y con una tasa de crecimiento en el distrito que llega al 215%.

Tabla 3.3. Evolución de la población en VES 1993 - 2015

Año	Población
1993 <sup>a</sup>	227,052
1998 <sup>a</sup>	290,695
2005 <sup>a</sup>	350,801
2015 <sup>b</sup>	411,552

<sup>a</sup> Censo Nacional de Población y Vivienda, INEI.

<sup>b</sup> IMP, 1998.

Tabla 3.4. Tasa de crecimiento poblacional

<b>Año</b>	<b>Tasa anual</b>
1971 - 1973	215.0%
1973 - 1984	3.7%
1984 - 1993	3.3%
1993 - 1996	3.3%
1996 - 1998	3.27%
2005 - 2015	1.61%

Desde sus inicios se planificó para que VES fuera una ciudad productiva y no sólo una ciudad dormitorio en el que destacan una zona industrial, una zona urbana o residencial, una zona agropecuaria y la zona de playas. Actualmente se puede visualizar la transformación de un lugar desértico en una ciudad viva y dinámica.

La Zona Residencial es la de mayor extensión, y de mayor consolidación, cuenta con los servicios básicos en un 80%, el uso prioritario es residencial de baja densidad, la actividad comercial es de carácter local. Se promueve la densificación y la promoción de viviendas productivas. Una de las características principales del distrito es la trama urbana en base a núcleos denominados Grupos Residenciales que están conformados por 16 manzanas, cada una de 24 lotes. Con cada 24 Grupos Residenciales se conforma un sector. En la figura 3.3 se observa el diseño de un grupo residencial cuya característica principal es tener un parque central a las 16 manzanas.

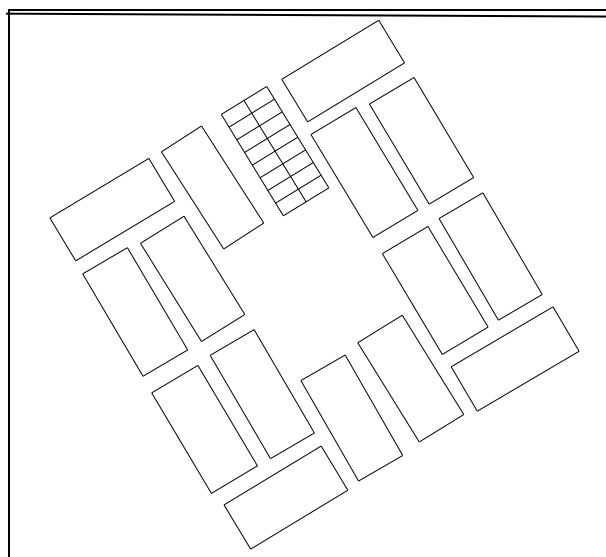


Figura 3.3: Diseño urbano del modulo del grupo residencial

La Zona Agropecuaria es la principal reserva ecológica del distrito y pulmón de Lima Metropolitana, cuenta con una extensión de 650 Há, que significan el 19% del área total del distrito; por ordenanza municipal se ha normado la preservación, conservación y uso sostenido de los terrenos de la zona agropecuaria y promoción de las empresas agropecuarias con tecnología limpia. A partir de un proyecto de riego tecnificado con aguas residuales se está logrando la transformación de esta zona, antes un arrenal, en tierras aptas para el cultivo. Existe el proyecto en ejecución del gobierno central que posibilitará



la irrigación de la totalidad de la zona. La planta de tratamiento San Juan forma parte de este proyecto.

La Zona de Recreación y de Playas es una zona de potencial turístico para uso recreacional, turístico, institucional, comercial y residencial temporal. Se encuentra entre la interfase de la reserva natural Humedales de Villa, el litoral marino, la zona arqueológica Santuario Pachacamac y la cuenca del valle del Río Lurin. Es única reserva de este tipo en Lima. Se promueve: potenciar la actividad turística, promoción de actividades para los artesanos y pescadores de la zona a través del proyecto del malecón turístico. En la actualidad es la zona que ha tenido la menor inversión de la municipalidad de Villa El Salvador.

La Zona Industrial o Parque Industrial es el área reservada para el desarrollo de las medianas y pequeñas industrias generadoras de empleo y de economías de escala local. Está conformado por gremios (Metal-mecánica, carpintería, artesanos, etc.) ocupando un área total de 174.4 Há. El parque industrial absorbe el 4.5 de la PEA del distrito, y es considerado como el eje potencial de producción del Cono Sur. En la actualidad el mayor ingreso del municipio por concepto de auto avalúo proviene de la zona industrial.

La pirámide de edades de VES, muestra una población joven en su mayoría, pues 48% de ella cuenta con menos de 20 años y 69% contaba con menos de 30 años de edad.

Según el censo de 1993, VES cuenta con una PEA de 89,320 personas (4% de la provincia). Del total de la PEA, 32% son mujeres y 68% son hombres. Se ha calculado que 27% de la PEA percibe ingresos permanentes y 77,3% percibe ingresos temporales, en función a la ocupación que desempeñan. La población económicamente activa del distrito se distribuye de acuerdo con el cuadro 3.5, en la cual vemos que existe 31,2% del total de la PEA que tiene un empleo independiente de pequeñas y medianas industrias manufactureras como calzados, muebles de madera y metálicos.

Tabla 3.5: Población ocupada de 15 y más años de edad según categoría para el distrito de Villa El Salvador

Total PEA ocupada	Porcentaje
Obrero	29.5%
Empleado	28.2%
Trabajos independientes	31.2%
Empleador o patrono	2.0%
Trabajador familiar no remunerado	4.3%
Trabajador del hogar	4.8%

Fuente: PRES-SEDAPAL-PRONAP-PROMAR, 1998.

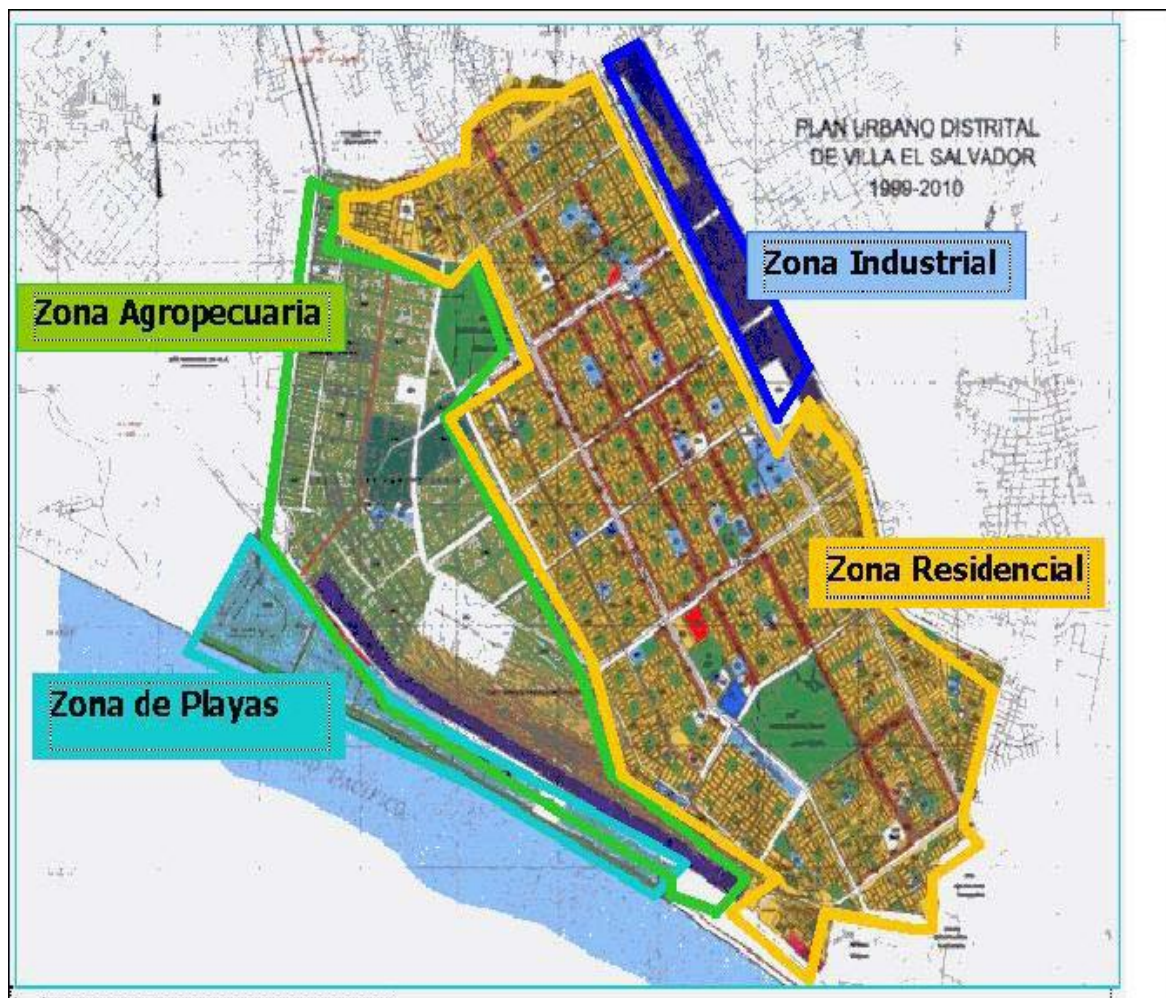


Figura 3.4: Plano de Villa El Salvador con las 4 zonas de distribución.

### 3.4 Actividades económicas

El distrito de Villa El Salvador se caracteriza por ser una zona productiva, impulsora del desarrollo de la pequeña y mediana industria, principalmente del calzado, madera y metal mecánica; es además el principal aportante del PBI del distrito. También se impulsó, como consecuencia del desarrollo de la pequeña y mediana industria, el comercio en el distrito. El resultado es que la zona industrial de Villa El Salvador es uno de los centros comerciales más visitados de la ciudad de Lima y con alto movimiento económico. Otra actividad muy puntual que se desarrolla dentro del distrito es la minería no metálica para la fabricación de cemento Portland.

La agricultura es la actividad que ocupa el tercer lugar de importancia dentro del distrito, la zona agropecuaria es el principal centro productor de cultivos forrajeros a través del uso de las aguas residuales tratadas en las antiguas lagunas de San Juan y Huáscar. En la tabla 3.6 se observa las principales actividades económicas del distrito.

Tabla 3.6: Principales actividades económicas del distrito de Villa El Salvador.

Orden de importancia	Actividad	Breve descripción
4	Minería	No metálicos. Cementeras (Cementos Lima).
3	Agricultura	Con base en el reúso de las aguas residuales tratadas.
1	Industria	Cuenta con un parque industrial en una zona nucleada de 153 ha, donde predominan los talleres de carpintería en madera y metales, así como la industria del calzado
6	Silvicultura	
7	Pesquería	
5	Turismo y recreación	Existen dos parques recreacionales (Huáscar y Huayna Cápac).
2	Otras: Comercio	El comercio ha cobrado una importancia creciente (existen aproximadamente 5,000 establecimientos comerciales).

### 3.4.1 Actividad agrícola del distrito de Villa El Salvador

#### 3.4.1.1 Extensión actual y potencial de tierras asignadas a las actividades agrarias de la cuenca

La tabla 3.7 muestra la distribución espacial de las diferentes actividades agropecuarias realizadas en la zona de estudios. En ella observamos que están destinadas a la agricultura 219.5 Há (29% de toda la zona agropecuaria) de las cuales 106.5 Há son cultivos y 113 Há están en descanso. 93.5 Há están dedicadas a la actividad pecuaria, principalmente a la crianza de cerdos, ganado vacuno de engorde y pequeñas granjas de animales menores como pollos, patos, cuyes, etc.

Además existen 122 Há de terrenos ubicados en Lomo de Corvina, donde la actividad aún no está definida pero existe la inclinación por la crianza de cerdos y así aprovechar los residuos orgánicos producidos en la zona urbana; esta actividad se genera por la falta de agua de riego para la zona y por el peligro de ser invadidos y expropiados para terrenos con fines de vivienda, como viene sucediendo con 155.6 Há dentro de la zona agropecuaria que ahora tienen uso urbano.

Tabla 3.7: Uso de la tierra en la ZA -VES (1997)

Actividad	Área (Há)	%	Tipo de uso	Área (Há)	%
Pecuario [*]	93.5	12.4	Uso agropecuario	313.0	41.3
Agrícola cultivado [**]	106.5	14.1			
Agrícola sin cultivar [**]	113.0	14.9			
Uso urbano [***]	155.6	20.5	Uso no agropecuario	191.4	25.3
Parque Zonal 26[***]	35.8	4.7			
Se desconoce (baldíos, basurales)	253.0	33.4	Desconocido	253.0	33.4
<b>Total</b>	<b>757.4</b>	<b>100</b>		<b>757.4</b>	<b>100</b>

[\*] PRES-SEDAPAL-PRONAP-PROMAR, 1998.

[\*\*] Áreas propensas a cambiar por temporada según disponibilidad de capital, mano de obra y rentabilidad.

[\*\*\*] Actualizado según estudio actual mediante análisis de mapas y fotografías aéreas.

Fuente: INADUR, 1996 y MINAG-PRONADRET, 1989.

En la tabla 3.8 se muestra la extensión de tierras asignadas por diferentes cultivos para la campaña 1999-2000. Cabe destacar que toda el área sembrada depende únicamente del riego con aguas residuales tratadas, donde resalta la siembra de cultivos forrajeros principalmente por el actual estado de las aguas de riego que son prácticamente crudas sin ningún tratamiento, debido a que las lagunas de tratamiento no vienen trabajando adecuadamente. El maíz amarillo duro es un cultivo que tiene buena aceptación en la zona, debido a que existen medianos ganaderos que demandan este tipo de producto para la preparación de las raciones de concentrado para alimento del ganado.

Existe el riego de siete hectáreas de frutales tales como manzano y paltos principalmente. Estos cultivos se realizan de manera muy tradicional y los rendimientos son muy bajos, lo cual no motiva al agricultor a inclinarse por su siembra.

Dentro de las áreas de paisajes se encuentran los parques zonales, las bermas centrales y los parques vecinales regados con las aguas residuales en VES; estas áreas corresponden a 5% del área potencialmente aprovechable para esta actividad.

Tabla 3.8: Extensión de tierras asignadas por tipo de cultivo (en hectáreas).

Cultivos principales	Área total regada (Há)	Área regada con agua residual (Há)
Cultivos temporales		
1. Maíz chala.	50	50
2. Alfalfa	32	32
3. <i>King Grass</i>	25	25
4. Maíz amarillo	15	15
Cultivos perennes		
1. Frutales (manzano, palto)	26.7	26.7
Plantaciones forestales		
1. Eucaliptos	8.1	8.1
2. Grevilla		
Áreas Paisajistas	24.8	24.8

### 3.4.1.2 Sistemas de riego imperantes en la zona

En la zona agropecuaria de VES, 100% del sistema de riego es por gravedad. La distribución se realiza mediante dos canales principales revestidos de concreto (CP I y CP II) que conducen las aguas tratadas en las lagunas de San Juan y las lagunas de maduración del Parque 26; estos canales tienen una capacidad de 400 y 100 L/s respectivamente. Todos los canales secundarios que llevan el agua a las parcelas son canales sin revestimiento, en los cuales existen pérdidas considerables por infiltración y permanentes desbordes por el mantenimiento inadecuado que se les brinda.

El riego a nivel de parcelas es a través de surcos e inundación; estos sistemas tienen eficiencias muy bajas de riego, por lo que se pierde agua por infiltración y se deterioran los suelos por afloramiento de sales y falta de drenaje, lo que los hace improductivos para cualquier cultivo. La tasa de riego aplicada para estas formas de irrigación varía en promedio entre 27,000 y 31,000 m<sup>3</sup>/Há/año. Ver tabla 3.9.

Tabla 3.9: Sistemas de riego aplicados a las áreas regadas con aguas residuales de la zona agropecuaria de Villa El Salvador.

Sistema de riego con tratamiento	Área regada (Há)	Tasa aplicada (m <sup>3</sup> / Há /año)
Inundación	120	31,000
Surcos	99	27,000
Aspersión	0	
Microaspersión	0	
Goteo	0	
Otros	0	

### 3.5 Abastecimiento de agua y saneamiento.

#### 3.5.1 Abastecimiento de agua.

El abastecimiento de agua de la ciudad de Lima se realiza a través de aguas superficiales y aguas subterráneas, la principal fuente de abasto superficial es el río Rimac. Sus aguas son tratadas por SEDAPAL en 2 plantas de tratamiento ubicadas en la zona denominada La Atarjea, distrito de El Agustino, con capacidad de tratamiento de 20 m<sup>3</sup>/s en total, el año 2004 se produjeron 486 millones de m<sup>3</sup> o 15.4 m<sup>3</sup>/s. Además SEDAPAL produjo 1.9 millones de m<sup>3</sup> (0.1 m<sup>3</sup>/s) por la explotación de galerías filtrantes a lo largo del río Rimac. Otros 190 millones de m<sup>3</sup> (6.0 m<sup>3</sup>/s) se produjeron por medio de 473 pozos profundos equipados de los cuales 276 operan regularmente.

Recientemente ha entrado en servicio la planta potabilizadora Chillón que trata las aguas de este río con capacidad máxima de entrega de 2.5 m<sup>3</sup>/s pero produciendo en promedio 1.4 m<sup>3</sup>/s y fue construida por SEDAPAL a través de la modalidad BOT.

Algunos usuarios, principalmente industriales y comerciales, cuentan con fuente propia. Estos usuarios extrajeron 38 millones de m<sup>3</sup> (1.20 m<sup>3</sup>/s) por medio de 764 pozos profundos. Finalmente los distritos no atendidos por SEDAPAL, se abastecen principalmente de fuentes subterráneas y suministran un caudal estimado de 0.4 m<sup>3</sup>/s.

El agua en Villa El Salvador tiene como fuente la planta de tratamiento de agua La Atarjea, y llega a la zona a través de redes matrices, almacenadas en grandes reservorios locales y entregadas a la población a través de las redes de distribución y conexiones domiciliarias, a abril del 2009 este distrito cuenta con 170,000 conexiones domiciliarias registradas oficialmente por SEDAPAL.

Tabla 3.10: Producción de agua en Lima Metropolitana.

<b>Fuente</b>	<b>Producción MMC/año m<sup>3</sup>/seg</b>
Río Rimac (La Atarjea)	486 15.4
Galerías y Pozos	192 6.1
Usuarios con fuente propia (pozos)	0,38 1.2
Río Chillón	45 1.4
Distritos no atendidos por SEDAPAL	14 0.4
<b>TOTAL</b>	<b>775 24.5</b>

Fuente: SEDAPAL

### 3.5.2 Saneamiento

La población de Villa el Salvador cuenta con servicio de alcantarillado con una cobertura de 80%, las aguas son evacuadas de los domicilios a través de las redes existentes ubicadas generalmente en el centro de las vías públicas y dispuesta hacia un colector general denominado Colector Villa El Salvador, que corre por el lado Oeste del distrito, por toda la avenida Mariano Pastor Sevilla, continua por la parte Este del Parque zonal Huayna Capac, sigue por la avenida Pedro Miotta donde se junta con las aguas de parte del distrito de San Juan de Miraflores y descarga en el Colector Surco que finalmente vierte al mar tras atravesar el Morro Solar mediante un túnel en la zona denominada Punta La Chira, distrito de Chorrillos, en esta zona SEDAPAL ha implementado una cámara de rejillas, para retirar los sólidos flotantes del agua residual previo a la descarga final.

Este colector Villa El Salvador tiene dos descargas parciales antes de su entrega al colector Surco que son en las lagunas de estabilización existentes denominadas Huáscar y Parque 26 con caudales de 20 y 50 l/s respectivamente.

En la Figura 3.5 se muestra el trazo del colector Villa El Salvador en línea roja.

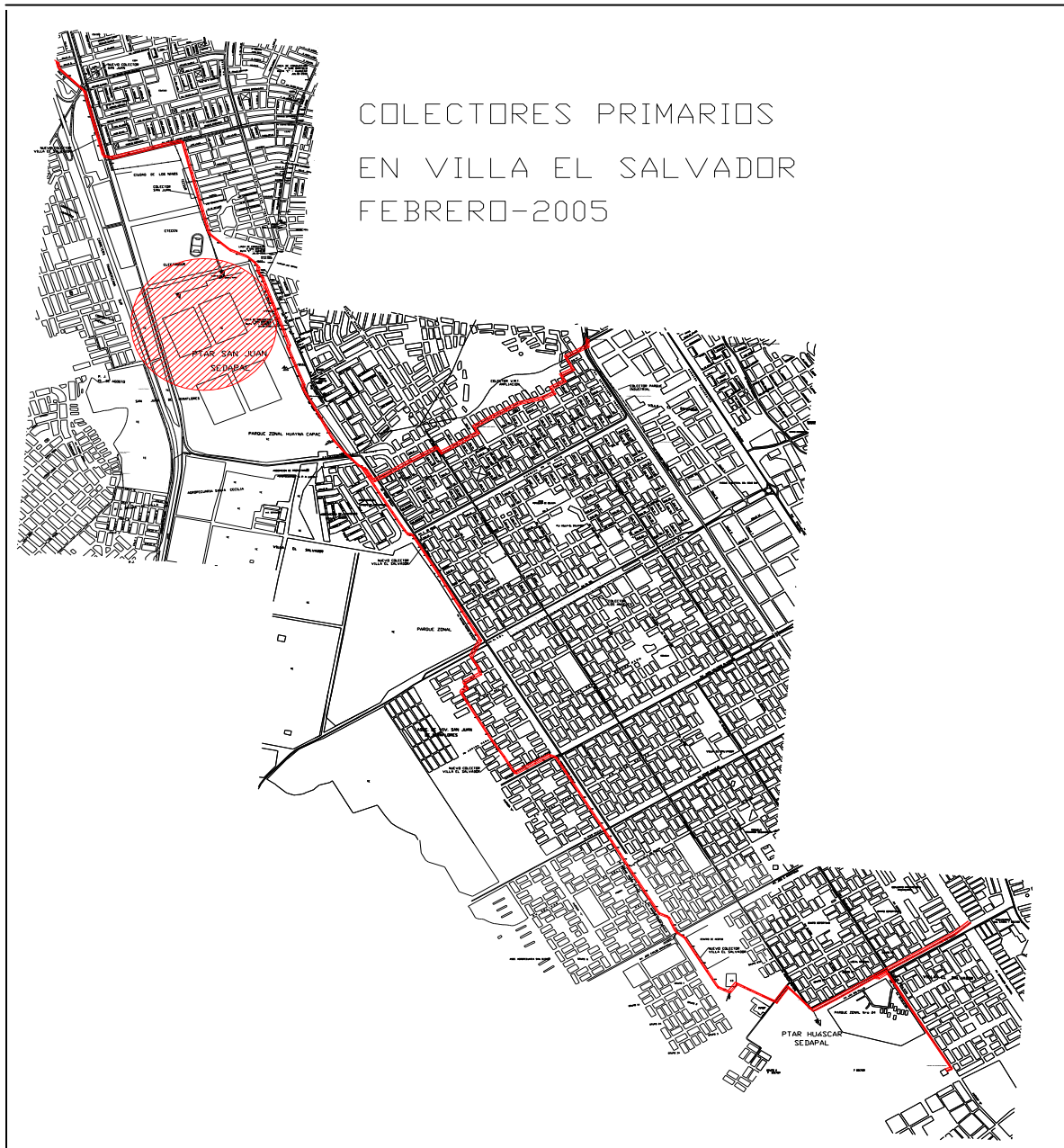


Figura 3.5 Trazo del colector Villa El Salvador.

### 3.6 Aspectos sanitarios de la utilización de aguas residuales y excretas en la agricultura y acuicultura

#### 3.6.1 La declaración de Engelberg

Del 1° al 14 de julio de 1985, un grupo de ingenieros, epidemiólogos y científicos sociales se dieron cita en Engelberg, Suiza, con el fin de discutir los aspectos sanitarios que presenta el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura. La reunión fue convocada por el Banco Mundial y la Organización Mundial de la Salud (OMS),

siendo patrocinada por el Centro Internacional de Referencia para la Gestión de Desechos (IRCWD).

En la reunión se revisó en forma amplia y crítica la literatura existente sobre aspectos epidemiológicos, microbiológicos, sociológicos y técnicos que presenta el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura. Estos estudios fueron encomendados por el Banco Mundial/ Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), OMS/ Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), y el IRCWD. Esta revisión (Shuval et al., 1985; Blum y Feache, 1985; Cross y Strauss, 1985) sirvió de base en la reunión para formular un modelo de riesgos para la salud relacionados con el uso de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura.

Este modelo estipula que el excesivo número o grado de infecciones y enfermedades originadas por varias clases de patógenos se atiende al siguiente orden decreciente: infecciones intestinales originados por nemátodos (Ascaris, Trichuris y Uncinaria), infecciones bacterianas (diarreas bacterianas y tifoidea) e infecciones virales excretadas (que incluyen diarreas ocasionadas por rotavirus y la hepatitis A). En ciertas situaciones, puede haber, igualmente, un alto exceso de infecciones provocadas por trematodos y cestodos (particularmente esquistosomiasis y teniasis). Se convino unánimemente en que este modelo y los datos epidemiológicos y microbiológicos detallados proporcionan una base suficiente para formular pautas operacionales estables acerca de los aspectos de salud pública relacionados con la utilización de excretas y aguas residuales.

Entre los diversos métodos disponibles para minimizar los riesgos para la salud derivados de la utilización de las excretas y aguas residuales, se dio la máxima prioridad al tratamiento apropiado de las excretas y desechos derivados de éstas (DDE) antes de ser aplicados en los campos o lagunas. Los participantes llegaron a la conclusión de que las actuales pautas y normas para la utilización de excretas humanas son demasiado conservadoras y pueden restringir en forma indebida el desarrollo apropiado de proyectos y, en consecuencia, fomentar la utilización no controlada de las excretas humanas.

El primer criterio de calidad para el uso tanto de las excretas como las aguas residuales en la agricultura radica en la completa, o casi completa, remoción de los huevos de nematodos intestinales (hasta una media geométrica de  $< 1$  huevo de nematodo viable por litro). Se recomienda una mayor reducción (hasta una media geométrica de  $10^3$  coliformes fecales por 100 ml) en la concentración de bacterias excretadas, para el uso irrestricto de aguas residuales en agricultura. Si se cumplen estas normas, también se reducirá la cantidad de patógenos, tales como los huevos de trematodos y quistes de protozoarios, a niveles en los que no puede detectarse su presencia. Para alcanzar este grado de tratamiento de las excretas humanas o de los lodos, se requiere de un almacenamiento prolongado o un período menor de almacenamiento a una temperatura más elevada. En el caso de las aguas residuales, se asegura el grado de purificación requerido, a través de un sistema de lagunas de estabilización residuales de 4 a 5 celdas y un tiempo total de retención de 20 días. Para el uso de excretas y aguas residuales en la acuicultura, es posible aceptar normas menos rigurosas.

La máxima importancia la tienen los estudios epidemiológicos, seleccionados para ser conducidos tanto en lugares donde se dé cumplimiento a las nuevas pautas y el exceso de



morbilidad esperado sea cero, como en lugares donde no se observen las pautas y se espere un exceso perceptible de ciertas enfermedades.

Durante las próximas dos décadas el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura resultará en una modalidad cada vez más común e importante para conservar los recursos hídricos, disponer de los desechos, controlar la contaminación del agua, y producir alimentos en muchos lugares del mundo. Los procedimientos legales y prácticos deberán ser revisados periódicamente a la luz de las nuevas evidencias epidemiológicas y de la disponibilidad de nuevas tecnologías sanitarias y agrícolas.

### **3.6.2. Revisión de las recomendaciones internacionales vigentes acerca del reuso de los efluentes**

La reunión estudió los progresos alcanzados en la comprensión de los efectos para la salud relacionados con el uso de excretas humanas, desde que la Organización Mundial de la Salud publicó en 1973, un informe sobre el tema que tuvo amplia aceptación, titulado "Aprovechamiento de efluentes; métodos y medidas de protección sanitaria en el tratamiento de aguas servidas. OMS, Serie de Informaciones Técnicas 571". El informe se basó en los mejores conocimientos y criterios disponibles hace aproximadamente 15 años. Desde entonces, se han realizado importantes esfuerzos por revisar, actualizar y reanalizar las últimas innovaciones técnicas y científicas que han surgido desde esa época. Los nuevos informes elaborados por la reunión de Engelberg presentan un enfoque revisado de la naturaleza de los riesgos para la salud relacionados con el reuso de excretas humanas, indicando así que algunos de los primeros planteamientos convencionalmente aceptados requieren una revisión fundamental.

Los autores de estos informes han llegado a un consenso basado principalmente en la evaluación de evidencias epidemiológicas confiables, antes que en la supervivencia de patógenos en las excretas humanas, en el suelo y en los cultivos. Sus conclusiones básicas, respaldadas en forma unánime por esta reunión, indican que muchas de las normas para el reuso de las excretas humanas son injustificadamente restrictivas y no están fundamentadas con evidencias epidemiológicas disponibles en la actualidad.

Otro desarrollo importante que ha tenido lugar durante los últimos 15 años ha sido el perfeccionamiento de la base racional para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales con la finalidad de alcanzar niveles altamente efectivos de remoción de patógenos, como un pretratamiento para la utilización de las aguas residuales en la agricultura. Ha habido también otras iniciativas, particularmente en el reuso de las aguas residuales en los países en desarrollo, lo cual conlleva a la fijación de pautas actualizadas para la política de salud y desarrollo.

### **3.6.3. El enfoque epidemiológico**

Los estudios anteriores patrocinados por el Banco Mundial/PNUD, la OMS y el IRCWD a los que se hace referencia en la Sección 3.6.1, han dado como resultado un rechazo al punto de vista anteriormente aceptado, el cual proponía que los riesgos para la salud atribuidos al uso de las aguas residuales o excretas pueden ser derivados de datos sobre la supervivencia de patógenos en las aguas residuales, excretas, suelo, o cultivos. Más bien, basan sus planteamientos en un análisis de estudios epidemiológicos confiables que

muestran los efectos evidentes para la salud ocasionados por la utilización de las aguas residuales y excretas. Partiendo de estos estudios y análisis, han desarrollado un modelo tentativo de los riesgos para la salud relacionados con el uso de aguas residuales y excretas no tratadas. En la tabla 3.11 se compara la cantidad probable de infecciones o exceso de enfermedades causadas por diferentes clases de patógenos, según pronostica este modelo.

El elevado exceso de infecciones intestinales producidas por nemátodos que pronostica el modelo, está relativamente bien fundamentado y se deriva de varios estudios realizados tanto en los países desarrollados como en los países en desarrollo.

En contraste, es relativamente menor la frecuencia de infecciones bacterianas y virales, pero la evidencia de esto no está debidamente fundamentado. Esto se debe a la escasez de evidencias epidemiológicas, si bien está apoyado en la lógica del modelo que se basa en consideraciones teóricas de riesgos potenciales, no existe una base práctica.

El modelo compara el exceso en la incidencia de enfermedades, pero no se concentra directamente en casos de morbilidad como de la mortalidad. No obstante, es posible que una enfermedad que tenga menos frecuencia que otra, origine un exceso mayor de incapacidad o mortalidad y, por este motivo, sea de mayor preocupación para la salud pública.

Tabla 3.11: Riesgos para la salud que presenta la utilización de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura.

Clase de Patógeno	Grado relativo e exceso en la frecuencia de la infección o enfermedad
1. Nemátodos intestinales <u>Ascaris</u> <u>Trichuris</u> <u>Ancylostoma</u> <u>Necator</u>	Alto
2. Infecciones bacterianas Diarreas bacterianas (v.g. cólera) tifoidea	Menor
3. Infecciones virales: diarreas virales hepatitis A	Mínimo
4. Infecciones producidas por trematodos y cestodos: esquistomiasis clonorquiasis teniasis	Entre alto y nulo, dependiendo de la práctica particular en la utilización de las excretas y de las circunstancias locales.

Fuente: Declaración de Engelberg, 1985

A pesar de las incertidumbres que aparecen en ciertas partes del modelo, se aceptó que éste proporciona una base para la fijación de directrices operacionales estables cuyo objetivo es minimizar los riesgos para la salud relacionados con el uso de excretas en la agricultura y acuicultura. En particular, el modelo proporciona una base para la revisión de las actuales directrices internacionales existentes (Informe Técnico OMS No. 517, 1973) sobre el tratamiento de aguas residuales y de la calidad de las aguas residuales en proyectos de riego con las mismas.

Basándose en este análisis revisado de los riesgos para la salud relacionados con el reuso de las excretas humanas, los participantes en la reunión estuvieron de acuerdo en que algunos conceptos y normas básicas concernientes a esta área resultan demasiado conservadores y requieren de una revisión. Se convino en que las normas indebidamente restrictivas acerca del uso de las excretas humanas, que no estén cimentadas con fundamentos sanitarios, pueden conducir a situaciones en las cuales se acepten tácitamente proyectos de reutilización no reglamentados aún cuando realmente planteen verdaderos riesgos para la salud.

#### **3.6.4. Aspectos sociales y de comportamiento**

En la reunión se reconoció que la utilización provechosa de las excretas y de aguas residuales en la agricultura y acuicultura depende de muchos factores, como por ejemplo, las disposiciones institucionales, factibilidad financiera y económica, temas que no fueron abordados, sin embargo se incluyó, una exposición de los aspectos sociales y de comportamiento, terreno bastante abandonado que tiene una importancia fundamental en el diseño e implementación de esquemas de reutilización.

Asimismo, se reconoció que los factores sociales y de comportamiento tienen una importancia fundamental para las consideraciones de salud relativas a la utilización de excretas humanas en tres aspectos:

- (i) El comportamiento humano es un factor básico determinante en la transmisión de enfermedades ocasionadas por excretas infectadas.
- (ii) Las conductas profilácticas y de exposición al riesgo son controladas por factores culturales profundamente arraigados que varían de una sociedad a otra, y que deben tenerse en cuenta en la fase de planificación de cualquier programa de reuso de excretas o aguas residuales.
- (iii) La aceptación social de las innovaciones o mejoras en las tecnologías de utilización de excretas humanas puede afectar seriamente el éxito de su implantación

La revisión de la literatura (Cioss y Strauss, 1985) indica que se han emprendido pocas investigaciones relevantes en estos aspectos, reconociéndose la importancia de desarrollar este campo que ha sido descuidado, recomendándose que es conveniente solicitar el asesoramiento de científicos sociales en el desarrollo de programas de reuso de excretas y aguas residuales, así como en el desarrollo de estudios epidemiológicos que involucren aspectos del comportamiento.

### **3.6.5. Directrices para la calidad de aguas residuales tratadas para uso en la agricultura**

La Tabla 3.12 contiene recomendaciones en lo referente a la calidad microbiológica de las aguas residuales tratadas para uso agrícola. Estas recomendaciones son técnicamente factibles y están en concordancia con la máxima evidencia epidemiológica disponible en la actualidad (Shuval et al. 1985; Blum y Feachem, 1985). Introducen, por primera vez, una pauta para la calidad helmíntica de aguas residuales tratadas. No obstante que ésta es intencionalmente innovadora, aún quedan por concluir muchos detalles concernientes a la normalización de la frecuencia de muestreo y de las técnicas de laboratorio para la enumeración de huevos y la evaluación de la viabilidad.

Las directrices de calidad para la irrigación restringida (árboles, cultivos industriales y para forrajes, árboles frutales y pastizales) implican una elevada eliminación (> 99 por ciento) de huevos de helmintos y su propósito es proteger la salud de los trabajadores agrícolas. Esto puede lograrse fácilmente a través de una variedad de tecnologías de tratamiento, sin embargo, en muchos casos, el tratamiento más apropiado consistirá en un sistema de lagunas de estabilización de aguas residuales de dos celdas (ya sea una laguna anaeróbica de 1 día seguida de una laguna facultativa de 5 días, o dos lagunas facultativas de 5 días).

Las directrices para el riesgo no restringido (cultivos alimenticios, campos de juego y parques públicos) incluyen el mismo requerimiento para los huevos de helmintos y una concentración geométrica máxima de un promedio de 1000 coliformes fecales por 100 ml. La última recomendación implica un nivel elevado de remoción de bacterias fecales (5-6  $\log_{10}$  unidades o > 99.999 por ciento). Su propósito es proteger la salud de los consumidores de cultivos (principalmente legumbres). Esto se puede lograr fácilmente con lagunas de estabilización de aguas en serie diseñadas adecuadamente. Para el grado de temperaturas que normalmente se encuentra en las áreas tropicales y subtropicales, una serie de cuatro lagunas de 5 días normalmente producirá un efluente de la calidad requerida. Dicha serie de lagunas producirá, así mismo, un efluente estable y estéticamente aceptable.

El riego de campos deportivos y parques públicos, especialmente los jardines de los hoteles, requiere una norma más estricta, puesto que la salud de los que están en contacto con el césped recién regado puede correr mayores riesgos.

### **3.6.6. Directrices apropiadas de calidad y tratamiento de excretas**

#### **3.6.6.1 Utilización en la agricultura**

Es necesario hacer una distinción fundamental en lo que respecta a la aplicación de las excretas (y productos derivados de las excretas tales como el compost y contenidos de las letrinas) en los campos antes y después del inicio del ciclo de cultivo. Cuando son aplicadas con anterioridad al inicio del ciclo de cultivo, no será necesario atenerse a las directrices de calidad de patógena (a) si los desechos son depositados en el campo en zanjas y después cubiertos, (b) si los agricultores están protegidos adecuadamente contra la contaminación durante la utilización de los desechos; y (c) si los cultivos son sembrados entre las zanjas (Figura 3.6).

Si los desechos son aplicados con posterioridad al inicio del ciclo de cultivo, y si no se encuentran conforme a lo recomendado en la figura 3.6, entonces se debe cumplir, con las directrices de calidad para el riego con aguas residuales dadas en el Cuadro 3.12.

El método recomendado para el tratamiento de las excretas humanas líquidas (específicamente las heces y la orina, a veces con la adición de pequeñas cantidades de agua del inodoro) cuando son aplicadas durante el ciclo de crecimiento de los cultivos, es el almacenamiento durante una semana, después de la cual, puede aplicarse el líquido sobrenadante al terreno. Durante este periodo de almacenamiento, se asentarán prácticamente todos los huevos de helmintos, presentándose, por consiguiente, pocos riesgos para la salud de los agricultores que manipulan el sobrenadante. Sin embargo, como el número de bacterias y virus excretados no se reducirá a niveles aceptables, sólo deberá utilizar el sobrenadante para el riego restringido. Puede asegurarse fácilmente el tiempo de almacenamiento de una semana si se dispone de tres tanques de almacenamiento si estos son utilizados en una secuencia controlada (uno que se llena, uno en reposo, y uno en uso). El lodo que se asienta en el fondo del tanque es generalmente muy rico en huevos de helmintos y debería ser considerado de la misma manera que las aguas de fosos sépticos (ver más adelante). Puesto que este lodo no será aplicado directamente al terreno; los métodos simples para asegurar su asentamiento deberán incorporarse en el diseño en el diseño de los tanques de almacenamiento.

Tabla 3.12: Directrices tentativas de calidad microbiológica para el reuso de aguas residuales en la agricultura

Proceso de Reuso	Nemátodos Intestinales (2) (Número geométrico medio de huevos viables por litro)	Coliformes Fecales (número geométrico medio por 100 ml)
<u>Riego restringido</u> (3)  Riego de árboles, cultivos industriales, cultivos de forrajes, árboles frutales (4) y pastizales (5)	< 1	No aplicable (3)
<u>Riego no restringido</u>  Riego de cultivos comestibles, campos deportivos, y parques públicos (6)	< 1	< 1000 (7)

1. En casos específicos, deben tenerse en cuenta los factores epidemiológicos locales, socioculturales e hidrogeológicos para modificar las directrices de acuerdo a ellos.
2. Ascaris, Trichuris y uncinaria.
3. En todos los casos, se requiere de un grado mínimo de tratamiento equivalente a por lo menos una laguna anaeróbica de un día, seguida de una laguna facultativa de 5 días o su equivalente.

4. El riego debe cesar dos semanas antes de la recolección y no deben utilizarse los frutos caídos.
5. El riego debe cesar dos semanas antes de que los animales entren a pastar.
6. Los factores epidemiológicos locales tal vez requieran de una norma más rigurosa cuando se trata de jardines públicos, especialmente los jardines de hoteles que están ubicados en áreas turísticas.
7. En el caso que los cultivos comestibles siempre sean consumidos después de una cocción debida, esta recomendación puede ser menos estricta.

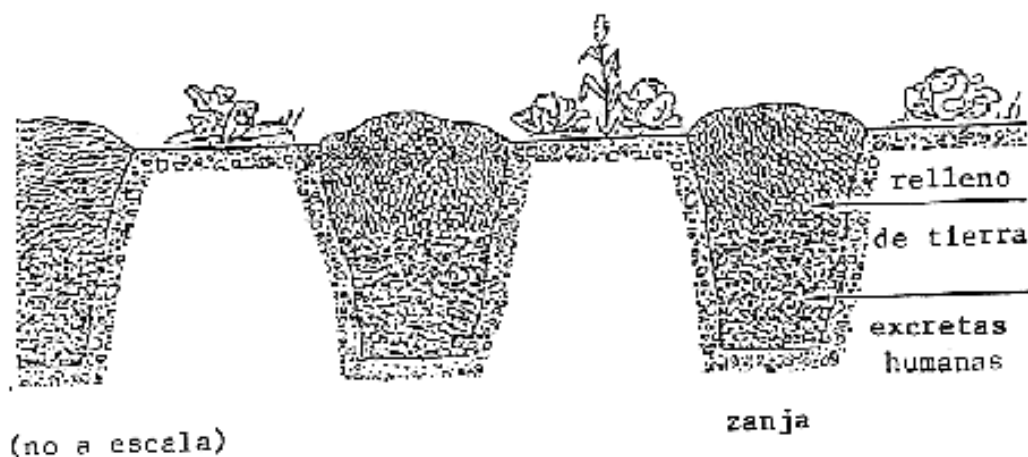


Figura 3.6: Cultivo entre zanjas

Otras formas de excretas (como los lodos de fosos sépticos, lodo de digestores de biogás, y el contenido de letrinas de un solo hoyo) no pueden ser tratadas utilizando el método mencionado puesto que no permiten el asentamiento de huevos de helmintos, y, por lo tanto, deben ser tratadas utilizando otros métodos o no deben ser aplicadas al terreno durante el ciclo de cultivo. Entre los métodos apropiados de tratamiento figuran un compostaje termofílico aeróbico y un almacenamiento prolongado (mayor a 6 meses). Si son operados apropiadamente, estos dos procesos pueden producir un producto libre de prácticamente todos los patógenos, aunque es posible que queden muy pocos huevos de helmintos. El contenido del sistema de letrinas alternantes de hoyo doble, si han sido operados correctamente, no requiere de mayor tratamiento puesto que, esencialmente, está libre de patógenos. Por el contrario, el contenido de letrinas de compostificación, por lo general, no está libre de patógenos y debe ser tratado como se indicó anteriormente.

### 3.6.6.2 Utilización en la acuicultura

Las tecnologías de tratamiento apropiadas para el uso de desechos en la acuicultura son más difíciles de especificar. Los huevos de nematodos intestinales no constituyen un criterio de calidad importante, sin embargo, en algunas situaciones, sí lo serán los huevos de tremátodos. Los huevos de los tremátodos, por ejemplo, los de *Schistosoma*, *Fasciolopsis* y *Clonorchis*, son relativamente frágiles en comparación a los huevos del *Ascaris* y pueden ser eliminados en un período más corto.

Los requerimientos apropiados de calidad bacteriana y viral para las aguas residuales y excretas que serán utilizadas en la acuicultura dependen, en gran parte, de los métodos para la recolección, comercialización y cocción de pescado y plantas acuáticas. Un

almacenamiento simple de las excretas durante 7 días, asegurará la destrucción de todos los huevos de *Clonorchis* (importante en la piscicultura). Sin embargo, no eliminará los de *Fasciolopsis* (importante en cultivos de plantas acuáticas) ni tampoco los del *Schistosoma* (importantes en la salud ocupacional en todas las labores concernientes a la acuicultura), ya que ambos son capaces de sobrevivir durante períodos de unas cuantas semanas. Es menester realizar mayores investigaciones acerca de métodos simples para el tratamiento de excretas así como sobre otras estrategias de control antes de poder proponer directrices de calidad concernientes a los huevos de trematodos, bacterias o virus.

### 3.6.7. Prioridades de investigación

Se han identificado varias áreas de prioridad para la investigación aplicada en algunos de los aspectos epidemiológicos, microbiológicos, sociológicos y técnicos que presenta el uso de excretas humanas en la agricultura.

Las áreas de investigación sugeridas son:

#### 3.6.7.1 Estudios epidemiológicos

En el campo del uso de excretas y aguas residuales las investigaciones epidemiológicas cumplen tres funciones importantes: (1) la orientación de las decisiones técnico - políticas hacia mejores alternativas costo – efectivas en el tratamiento de excretas en ámbitos determinados; (2) llenar los grandes vacíos existentes en el conocimiento acerca de los riesgos para la salud ocasionados por el uso de excretas; y (3) el mejoramiento y refinamiento de los métodos epidemiológicos más apropiados en el contexto del uso de excretas y aguas residuales.

##### (1) Orientar las decisiones técnico – políticas

Las directrices tentativas de calidad para las aguas residuales que se ofrecen en la Tabla 3.12 reflejan los mejores criterios basados en los datos epidemiológicos obtenidos hasta la fecha (principalmente en los riesgos para la salud ocasionados por los nemátodos intestinales), así como en suposiciones razonables extrapoladas a partir de consideraciones del riesgo potencial. Es altamente deseable que la validez de estas normas sea confirmada con mayores estudios epidemiológicos, y sea modificada cuando sea necesario. Se identificaron dos categorías de este tipo de estudios epidemiológicos:

- a. Estudios de Categoría I, en los que se examinará los riesgos para la salud en relación a la aplicación de excretas y aguas residuales que observan las directrices normativas – en este caso, el resultado que se espera obtener es que no haya un exceso de riesgos. Los resultados de tales estudios confirmarían la validez de las directrices o señalarían la necesidad de un rigor mayor.
- b. Estudios de Categoría II, en los que se examinan los riesgos para la salud asociados con la aplicación de excretas y aguas residuales que no cumplen con las directrices normativas – en este caso, el resultado que se espera obtener es que habrá un riesgo excesivo. Estos estudios son importantes por tres razones: (i) ponen a prueba la capacidad del método epidemiológico empleado para detectar los riesgos esperados (y con ello, dar mayor credibilidad a los resultados de los estudios de Categoría I);

(ii) examinan si la contravención de las directrices realmente conlleva riesgos para la salud; (iii) promueven la acción terapéutica apropiada una vez identificados los riesgos. Un número suficiente de estos estudios puede identificar un nivel límite para la calidad de las excretas y aguas residuales

Así como riesgos para la salud que podrían indicar si se justifica una moderación en las directrices de calidad recomendadas.

## (2) Llenar vacíos en el conocimiento

Se identificaron varias áreas de prioridad para la realización de mayores investigaciones en los siguientes aspectos:

- a. Riesgos para la salud. Fueron destacados como áreas prioritarias de investigación aquellos problemas de salud para los que se espera una máxima morbilidad como consecuencia de la utilización de las excretas o aguas residuales o para los que aún no existen datos. Estos problemas incluyen diarreas sintomáticas, y las infecciones entéricas de etiología específica, incluyendo las infecciones intestinales ocasionadas por nematodos (particularmente *Ascaris*, *Trichuris*, y *uncinaria*), fiebre tifoidea, diarrea originada por rotavirus y hepatitis infecciosa. En algunas situaciones, tiene prioridad también el examen del riesgo de cólera, teniasis e infecciones originadas por trematodos.
- b. Grupo expuesto a riesgo. En términos de morbilidad total, el riesgo para la salud de los consumidores de cultivo irrigados con aguas residuales o fertilizados con excretas y los consumidores de peces criados en lagunas fertilizadas con excretas, deberían recibir la máxima prioridad, Se admite que puede ser difícil la identificación del grupo de consumidores expuestos a estos riesgos y que, en las áreas rurales tal vez no sea posible distinguir entre la exposición ocupacional y la exposición por consumo. Sin embargo, se deberán realizar esfuerzos para identificar las situaciones en que el grupo de consumidores expuestos a los riesgos pueda ser determinado con precisión. En algunas situaciones, el riesgo para la salud de los trabajadores puede constituir un área prioritaria de estudio.
- c. Tipo de desechos y métodos de aplicación. Se deben llevar a cabo estudios para analizar los riesgos para la salud asociados con cada uno de los tipos principales de desechos disponibles para ser utilizados: efluentes de alcantarillado, excretas y los diversos productos derivados de las excretas. Deberían tener prioridad aquellos métodos de aplicación que tengan el máximo grado de riesgo predecible.
- d. Nivel de higiene. Se sabe muy poco acerca de la manera en que el riesgo puede variar de acuerdo al nivel de higiene personal y doméstica. Deberían realizarse estudios en una variedad de ambientes higiénicos diferentes.

## (3) Refinamiento de los métodos epidemiológicos

Existen varios estudios epidemiológicos que pueden aplicarse en la determinación de los riesgos para la salud que presenta el empleo de excretas y aguas residuales. Existen estudios previos plagados de problemas metodológicos. La elección del método



epidemiológico más apropiado en un ambiente determinado dependerá de los recursos disponibles (mano de obra, experiencia, logística, facilidades de laboratorio, fondos y tiempo) y del indicador de salud que se haya elegido para realizar el estudio. Debería dedicarse especial atención a lograr un perfeccionamiento de los esfuerzos anteriores y concentrarse en la utilización de métodos que puedan proporcionar datos de máxima precisión en un tiempo limitado y bajo costo.

### **3.6.7.2 Estudios sobre la supervivencia de patógenos**

Se decidió que era necesaria una mayor investigación del contenido microbiano de las excretas y aguas residuales tratadas para permitir una mayor validación de dichos tratamientos bajo una variedad de diferentes condiciones de campo. Para obtener los mejores resultados, dichos estudios deberían realizarse en países donde se practica la reutilización en agricultura y acuicultura, o donde se prevé la misma. El propósito de estos estudios sería poner a prueba la eficacia de una variedad de opciones de tratamiento para alcanzar las directrices de calidad que se ofrecen en la Tabla 3.12, y así encontrar el nivel mínimo de tratamiento requerido para satisfacer estas normas.

Se recomienda que los principales procesos de tratamiento a ser estudiados sean que son conocidos como los más eficientes para la eliminación de patógenos en áreas donde se usan las excretas humanas. Además, debería evaluarse el rendimiento de otros sistemas idóneos y menos óptimos que están siendo utilizados en el campo. Si se considera el tratamiento de aguas residuales, esto incluiría por ejemplo:

- a. Sistemas de lagunas que operan bajo condiciones inferiores a las óptimas (por ejemplo: menor número de celdas, menos de 5 días de retención);
- b. sistemas de lagunas modificados con el fin de incluir alternativas que permitan economizar terreno (por ejemplo: aeración, incremento de la profundidad); y
- c. sistemas de lagunas que fueron diseñadas apropiadamente y que operan con la carga proyectada estos estudios investigarían la cinética de remoción de los patógenos excretados, sobre la cual se tiene, en la actualidad, un conocimiento insuficiente.
- d. En el área del tratamiento de excretas, debería estudiarse el producto de una variedad de diferentes alternativas de tratamiento, incluyendo aquéllas cuya base de tratamiento está constituida sólo por el tiempo de almacenamiento con temperaturas elevadas constituyen la base del tratamiento.

Se opinó que el estudio de mayor prioridad era el de la supervivencia de huevos de nematodos intestinales, seguido por la supervivencia de bacterias excretadas. Aunque se consideró que el estudio de la supervivencia de virus tenía menor prioridad actualmente, se estimó que, cuando se disponga de técnicas convenientes para el aislamiento de los rotavirus procedentes de desechos, el monitoreo de los rotavirus debería pasar a ser prioritario. Además, se recomendó enfáticamente que la obtención de datos de buena calidad en lo concerniente a la concentración de microorganismos en las excretas humanas utilizados en la agricultura debiera constituir una parte integrante de los estudios epidemiológicos recomendados anteriormente.

Desde hace mucho tiempo existen técnicas normalizadas para la determinación de la concentración de coliformes fecales. Puesto que actualmente se recomienda una directriz de calidad con relación a los helmintos, se consideró que es imperativo desarrollar, tan

pronto como sea posible, un examen normalizado simple para cuantificar la concentración de huevos viables en todo tipo de excretas y aguas residuales tratadas. Además, se debería prestar atención a la forma de expresar esta directriz – si ésta debería referirse a la concentración obtenida de un número específico de muestras tomadas con una frecuencia específica. En base a estas investigaciones, debería prepararse un manual que exponga detalladamente el método normativo y el modo de formular los resultados.

### **3.6.7.3 Aspectos sociales**

Debe considerarse en los programas de reuso investigaciones sociales futuras aplicadas a comportamientos sobre aceptabilidad social o comportamientos sobre transmisión de enfermedades.

#### (i) Aspectos de comportamiento en la transmisión de enfermedades

La revisión de la literatura (Cross y Strauss, 1985) revela que es necesario realizar mayores estudios etnográficos detallados actualizados acerca de las prácticas y creencias existentes con relación a todos los aspectos del reuso de las excretas humanas. Estos estudios deberán reflejar una variedad de ámbitos culturales así como estar relacionados a las diferentes técnicas de reuso de desechos. Se necesitan estudios descriptivos preparatorios con la finalidad de desarrollar definiciones precisas de posibles factores adversos o riesgosos que tengan que ser considerados en el diseño de estudios epidemiológicos, así como para incrementar el conocimiento sobre los comportamientos profilácticos. En la reunión se propuso una estrecha colaboración entre los epidemiológicos y científicos sociales que investigan los aspectos de comportamiento en la transmisión de enfermedades. Después de la determinación de factores riesgosos del comportamiento en los estudios sociales y epidemiológicos, deberían, desarrollarse propuestas para la modificación del comportamiento, como una medida de control para minimizar el riesgo de infección debido al uso de desechos.

#### (ii) Aceptabilidad social de innovaciones o mejoras en la utilización de desechos

Los participantes en la reunión consideraron que la aceptabilidad social de las innovaciones o mejoras realizadas en el reuso de excretas humanas es de gran importancia para el desarrollo y la puesta en marcha de futuros programas de reuso de excretas humanas. El grupo recomendó la inclusión de estudios de viabilidad social apropiados cuando se consideren proyectos de demostración, conjuntamente con otros estudios de viabilidad (por ejemplo: económica, institucional) cuando sea necesario. Entre las innovaciones técnicas que fueron identificadas como las que requerían de mayor investigación en cuanto a su aceptabilidad social, están incluidas las siguientes:

- a. Utilización de aguas residuales;
- b. sistema de almacenamiento de tanque triple para excretas líquidas , y
- c. sistemas aeróbicos termófilos de compostificación.

### 3.6.7.4 Investigaciones sobre el tratamiento de aguas residuales y excretas

- a. Existe la necesidad de una evaluación más amplia de las actuales tecnologías de bajo costo para el tratamiento de las aguas residuales a la luz de las prioridades específicas de la eliminación de patógenos definidas en la reunión (ver letra b).
- b. Si bien las lagunas de estabilización han sido estudiadas ampliamente y se sabe que son efectivas para remoción de helmintos y bacterias, existe una urgente necesidad de evaluar la eficiencia de los sistemas que permitan una utilización más eficiente del terreno, tales como las lagunas facultativas de maduración profundas (> 3 m), así como lagunas aireadas de varios diseños, las cuales puedan ser utilizadas en caso que no puedan construirse sistemas convencionales de lagunas (debido, por ejemplo, a altos costos de terreno, topografía adversa, o insuficiencia de tierras de cultivo). Hasta la fecha, no se ha realizado un estudio acerca de la eficiencia de estos sistemas en la remoción de helmintos.
- c. Asumiéndose que las lagunas aireadas de alta energía sólo logren una remoción limitada de helmintos, existe la necesidad de desarrollar y evaluar tecnologías adicionales específicas de tratamiento de las aguas residuales para la remoción de helmintos, las cuales podrían ser utilizadas como una segunda fase para las lagunas aireadas. Entre los ejemplos de las posibles tecnologías que deberían evaluarse están incluidas:
  - i. la filtración;
  - ii. la microtamización (microtamices y membranas);
  - iii. la coagulación química;
  - iv. la desinfección ovicida.
- d. Además, será necesario desarrollar y evaluar tecnologías intermedias que puedan ser empleadas como medidas provisionales o paliativas para mejorar las condiciones existentes de reutilización descontrolada de las aguas residuales que presentan graves riesgos para la salud. Se debe poner un énfasis especial en la determinación de configuraciones de diseño óptimas y en los períodos de retención mínimos que se requieren para una remoción efectiva de helmintos en las lagunas anaeróbicas utilizadas para el tratamiento primario o en sistemas similares con períodos de retención relativamente cortos.
- e. Desarrollo de sistemas mecánicos simples para evacuar el lodo de las lagunas anaeróbicas con el fin de eliminar la necesidad de interrumpir la operación (por ejemplo, bombas portátiles para lodo, dragas).
- f. Estudio de los criterios de diseño y de la eficiencia en la remoción de patógenos de los sistemas de lagunas diseñados principalmente para el tratamiento de efluentes de tanques sépticos y excretas humanas.

## **CAPÍTULO 4**

# **DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO ACTUAL**

## **Capítulo 4**

### **Descripción del proceso de tratamiento actual: lagunas de oxidación San Juan**

#### **4.1 Descripción**

El proyecto San Juan fue concebido en el año 1959 como un programa de saneamiento ambiental que permitiera con los modestos recursos humanos y económicos disponibles en los organismos de ingeniería sanitaria o ambiental del Ministerio de Salud, tratar los desagües del distrito de San Juan de Miraflores y zonas aledañas para rehabilitar el desierto de San Juan, considerándose que en esa época no existía Villa El Salvador.

Previo al desarrollo de las lagunas se realizaron investigaciones en una pequeña laguna experimental de 1,000 m<sup>2</sup> donde por cuatro meses se analizó y controló con ayuda de los laboratorios del Instituto de Salud Ocupacional y de la Facultad de Ingeniería Sanitaria de la Universidad Nacional de Ingeniería, los parámetros físico químicos, hidráulicos y bacteriológicos necesarios para el diseño de este sistema de tratamiento.

Es así que se comprueba que en las condiciones ambientales de Lima, era posible utilizar lagunas con cargas hasta de 600 kg de DBO/Ha/d y que con periodos de retención cortos, de tres días podrían reducir el 65% de DBO y el índice de coliformes en 60%.

Esto permitió a la Junta Nacional de Vivienda construir el complejo de lagunas de oxidación de San Juan que fueron diseñadas para dar servicio a una población de 55,000 habitantes que aportarían un volumen de agua residual de 13,750 m<sup>3</sup>/d, (160 l/s) para lo cual se disponían de 22 hectáreas de terreno, cuyos suelos eran arenosos, permeables.

Se proyectaron dos baterías de tratamiento debido a las condiciones topográficas del terreno asignado para las lagunas, denominadas baterías superior e inferior, la batería superior constaba de 10 lagunas con las cuales se forman 3 líneas de tratamiento.

La primera línea está formada por cuatro lagunas en paralelo que actúan como primarias a la que se llamaron P1, P2, P3 y P4, las dos primeras alimentan a una laguna secundaria S1 y las otras dos a la otra laguna secundaria S2.

La segunda y tercera línea contaba cada una de una laguna primaria y otra secundaria P5 a S3 y P6 a S4 respectivamente.

La batería inferior está formada por 11 lagunas con las cuales se dispone de dos líneas de tratamiento. La primera línea está formada por cuatro lagunas que actúan como Primarias P7, P8, P9 y P10 y alimentan a cuatro secundarias S5, S6, S7 y S8.

La segunda línea está formada por una laguna que opera como: Primaria P11, que alimenta a dos secundarias S9 y S10.

En la figura 4.1 se muestra el diagrama de flujo del sistema descrito.

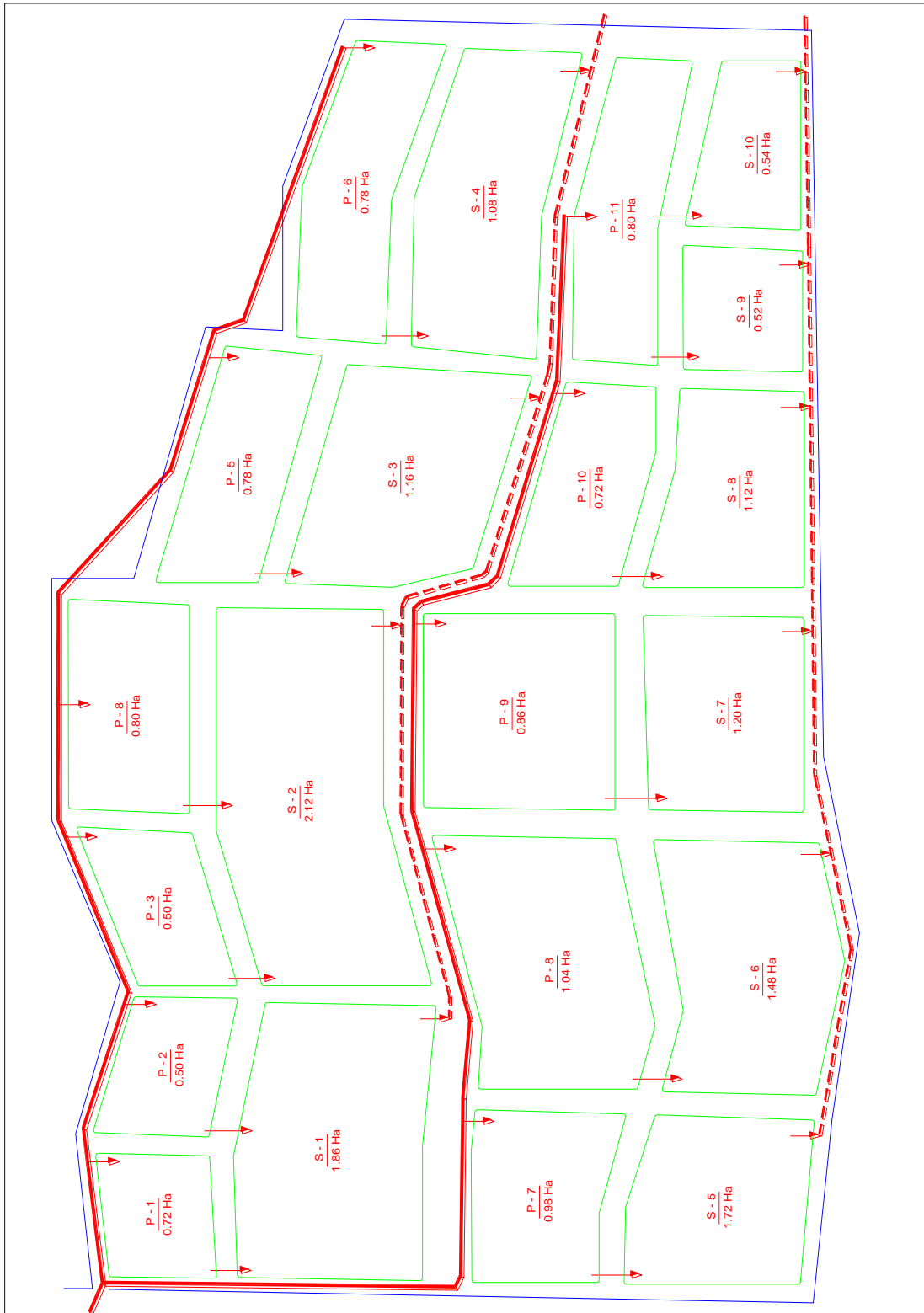


Figura 4.1: Diagrama de flujo de las lagunas de oxidación San Juan.

En la Tabla 4.1 se describen las características dimensionales del sistema lagunar.

Tabla 4.1: Características dimensionales de las lagunas de estabilización San Juan.

<b>Sistema</b>	<b>Área (Há)</b>	<b>Largo (m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Profundidad (m)</b>
<b>BATERIA ALTA</b>				
Primera línea				
Lagunas				
P1	0.75	96.15	78.00	1.6
P2	0.51	75.68	64.00	1.6
P3	0.51	73.91	69.00	1.6
P4	0.81	108.00	75.00	1.6
S1	1.86	180.00	111.11	1.6
S2	2.12	222.73	110.00	1.6
<b>Sub total:</b>	<b>6.56</b>			
Segunda línea				
P5	0.78	113.33	75.00	1.6
S3	1.16	110.00	90.00	1.6
<b>Sub total:</b>	<b>1.84</b>			
Tercera línea				
P6	0.78	151.11	45	1.6
S4	1.08	153.33	60	1.6
<b>Sub total:</b>	<b>1.86</b>			
<b>BATERIA BAJA</b>				
Primera línea				
P7	0.98	153.85	78.00	1.6
P8	1.04	133.00	82.71	1.6
P9	0.86	112.00	61.61	1.6
P10	0.72	117.33	75.00	1.6
S5	1.72	144.00	100.00	1.6
S6	1.48	110.37	135.00	1.6
S7	1.20	88.00	150.00	1.6
S8	1.12	133.00	82.71	1.6
<b>Sub total:</b>	<b>9.12</b>			
Segunda línea				
P11	0.80	153.00	58.17	1.6
S9	0.52	85.97	57.00	1.6
S10	0.54	66.25	86.00	1.6
<b>Sub total:</b>	<b>1.86</b>			
<b>TOTAL ÁREA</b>	<b>21.24</b>			

## 4.2 Tratamiento preliminar

El agua residual llega al sistema lagunar por gravedad mediante tubería a una estructura que tiene unas rejas gruesas de abertura de 0.10 m. entre barrotes y de limpieza manual, esta misma estructura permite dividir el flujo en dos corrientes, una de las cuales alimenta la batería superior y la otra a la batería inferior.

En dicha estructura existe un desfogue para excedencias, mediante el cual se deriva un gasto considerable de agua que no está sujeta a tratamiento y que se dirige a la zona alta de las lagunas.

Existe una sobrecarga hidráulica en la batería superior debido a que se permite el paso incontrolado del agua por el canal principal superior más el excedente proveniente de la batería inferior de tratamiento.

## 4.3 Lagunas de estabilización

De acuerdo a las características dimensionales y diagrama de flujo mostrados en la Tabla 4.1 y Figura 4.1 respectivamente, el agua era distribuida a través de canales rectangulares tanto para la batería superior como para la inferior.

La batería superior no dispone de dispositivos para la medición del gasto total ni del parcial que entra a cada laguna.

La batería baja cuenta con 3 medidores; uno para el gasto total, otro para el gasto remanente después de la alimentación a la primera línea, y otro para el gasto remanente después de la alimentación a la segunda línea, cuya lectura corresponde al gasto alimentado a la tercera línea de tratamiento.

Las aguas residuales que llegan a las lagunas de San Juan son de naturaleza doméstica. Su caracterización o determinación de sus características físico químicas se efectúan periódicamente, existiendo abundante información al respecto. En la Tabla 4.2 se muestran las características promedio de esta agua residual.

Tabla 4.2: Características promedio del afluente a las Lagunas de San Juan.

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN (mg/l)
Alcalinidad	247.60
Conductividad	1177.00
DBO <sub>5</sub>	174.30
DQO	332.30
N – NH <sub>3</sub>	29.30
N – Orgánico	17.20
N – NO <sub>3</sub>	0.04
N – NO <sub>2</sub>	0.08
P total	4.41
ST	1024.00
SST	582.80



SO <sub>4</sub>	240.30
Coliformes Fecales (NMP/100ml)	5.19 x 10 <sup>7</sup>

Fuente: SEDAPAL, 1996

Estas lagunas como se indicó líneas arriba fueron diseñadas para recibir un caudal promedio de 160 l/s y un máximo horario de 300 l/s, considerándose las 22 hectáreas de tratamiento (básicamente 11 lagunas primarias y 10 secundarias).

En el año 1998 el caudal se incrementó a 450 l/s sumado al hecho de que se había reducido el área de tratamiento de aguas residuales en aproximadamente 5 Há para dar paso a los estanques de acuicultura, que fue un proyecto de reuso que pusieron en marcha el Banco Mundial, el Ministerio de Vivienda administrador de la planta y el CEPIS/OPS, lo que originó una sobrecarga orgánica e hidráulica, en las lagunas remanentes con el resultado de dar un efluente de no muy buena calidad, con problemas de olores y coliformes fecales.

En la Figura 4.2 se muestra la distribución del Planta San Juan con los estanques de acuicultura, que utilizaron las lagunas originales P-7, P-8, S-5 y S-6, batería baja del complejo de lagunas San Juan. Se observa una coloración verde intenso por el crecimiento de algas debido a que estos estanques reciben un caudal controlado con un alto periodo de retención.



Figura 4.2: Vista del Complejo San Juan con las lagunas para acuicultura en el extremo inferior izquierdo.

#### 4.4 Desinfección

Las lagunas de San Juan no contaban con ningún proceso de desinfección, el efluente era descargado directamente hacia 3 canales existentes que eran utilizados por los viveros del Ministerio de Transportes y los agricultores invasores ubicados dentro del complejo del parque zonal adyacente a la planta de tratamiento. En la tabla 4.3 se muestran datos de la calidad bacteriológica de las lagunas.

Tabla 4.3: Calidad bacteriológica en las aguas residuales de las lagunas de San Juan.

	Desagüe crudo	Efluente lag. primaria	Efluente lag. secundaria	Efluente final
Marzo 1969	$2.4 \times 10^6$	$1.4 \times 10^5$	$6.0 \times 10^4$	$1.0 \times 10^4$
Abril 1969	$2.1 \times 10^6$	$6.2 \times 10^5$	$2.0 \times 10^5$	$1.2 \times 10^4$
Mayo 1969	$9.2 \times 10^6$	$7.3 \times 10^5$	$4.6 \times 10^5$	$2.4 \times 10^4$
Julio-agosto 1986	$5.19 \times 10^7$	$9.3 \times 10^5$	$6.5 \times 10^4$	$4.0 \times 10^4$
Verano 1991	$1.0 \times 10^8$	$2.0 \times 10^7$	$6.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^4$
Invierno 1991	$3.0 \times 10^9$	$2.0 \times 10^7$	$4.0 \times 10^5$	$2.0 \times 10^4$
Verano 1992	$3.0 \times 10^8$	$3.0 \times 10^6$	$2.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^4$
Invierno 1992	$4.0 \times 10^9$	$2.0 \times 10^7$	$2.0 \times 10^5$	$2.0 \times 10^4$

Fuente: CEPIS

#### 4.5 Disposición final

El efluente tratado de las lagunas es utilizado para riego por 3 usuarios principales que se describen a continuación:

##### a) Área utilizada por el Servicio de Parques (SERPAR)

Esta entidad usa un área reducida para el sembrío de alfalfa únicamente, aproximadamente 10 Há, y sirve para alimentar a los animales de un pequeño zoológico a su cargo.

##### b) Área utilizada por agricultores precarios

Parte de los terrenos que conforman el Complejo San Juan es utilizado por invasores que se asentaron en estos terrenos desde el año 1958 y que son llamados “agricultores precarios”, que cultivan pastos para ganado, chala y algunos productos agrícolas para consumo humano como zapallo y camote además de flores ornamentales.

El área de cultivo de estos precarios es de 50 Há, y hasta la fecha no se ha podido erradicarlos de estos terrenos invadidos.

##### c) Área utilizada por el Ministerio de Transportes.

El Ministerio cuenta con aproximadamente 100 Há que han sido sembradas con árboles de eucalipto, molle, cedro, casuarinas y ocupan la parte baja de las lagunas, adicionalmente cuenta con un vivero.

## 4.6 Conclusiones

El sistema de tratamiento de lagunas de estabilización existente en San Juan presentaba una distribución inadecuada de gastos a las baterías alta y baja, ya que la estructura derivadora ubicada al ingreso de la planta permite el paso incontrolado de caudal a la batería alta, adicionalmente un gran volumen es derivado hacia la parte alta de las lagunas donde se realiza irrigación con desagües sin tratar.

Las características de las estructuras existentes para la alimentación a las lagunas no permiten controlar adecuadamente el gasto que alimenta a las mismas.

La forma de alimentación a las lagunas primarias, hace que no exista una buena distribución de sólidos, provocando azolvamiento (formación de depósitos de lodos) en la zona contigua al ingreso del afluente, asimismo en algunas lagunas las salidas están cerca del ingreso provocando que existan cortocircuitos y amplias zonas muertas.

Las lagunas de la batería alta trabaja sobrecargadas, debido a la reducción del área que efectuó el CEPIS (batería baja), para la crianza de peces, lo que representa una disminución considerable del área efectiva (20%) de tratamiento, siendo esta la causa principal de los olores existentes en la zona.

Existiendo una reducción del área efectiva de tratamiento así como malos olores en la zona, se concluye que la calidad actual del efluente del sistema se encuentra fuera de norma para el uso que se destina que es el de riego agrícola.

Debido a los problemas de calidad de efluente, que deriva en problema de olores, la población vecina viene manifestándose que deben reubicarse las actuales lagunas, por tal motivo se requiere una ampliación de la capacidad de tratamiento, con la finalidad de obtener un efluente que cumpla con las normas de descarga vigentes en el país, lo que generará una disminución o desaparición de malos olores y como consecuencia el fin de los reclamos de la población vecina.

**CAPÍTULO 5**

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS  
DE TRATAMIENTO**

## Capítulo 5

### Estudio de alternativas de tratamiento

#### 5.1 Alternativas de tratamiento propuestas.

Los procesos de tratamiento de aguas residuales propuestos son procesos aerobios, descartándose los procesos anaerobios debido a que el área donde se ubicará la planta se encuentra dentro de la ciudad, rodeada de viviendas, y es de conocimiento que estos procesos son susceptibles de generar malos olores al menor cambio de la calidad del afluente, que es lo que normalmente ocurre en esta área de la ciudad por no poseer un servicio continuo de agua potable, así como tener una puesta en marcha que demanda mayor tiempo que un proceso aerobio y riesgos que pueden implicar quejas de la población vecina, además teniendo en consideración que este proyecto es de rehabilitación y ampliación, en la que el agua residual va a seguir fluyendo durante el proceso de construcción.

Los procesos aerobios secundarios son los considerados como alternativas. El tratamiento secundario se refiere a un grupo de procesos capaces de eliminar la DBO<sub>5</sub> y los sólidos suspendidos a un nivel de aproximadamente 30 mg/l ó menos. Los procesos de tratamiento secundario normalmente utilizan altas concentraciones de microorganismos para convertir la materia orgánica biodegradable en masa celular y productos derivados, lo que luego son eliminados mediante sedimentación u otro medio físico.

La mayoría de plantas de tratamiento secundario utilizan, ya sea sistemas de lodos suspendidos o de películas fijas. La Tabla 5.1 muestra diferentes alternativas de los procesos de tratamiento secundario.

Tabla 5.1: Variaciones en el Proceso de Tratamiento Secundario

Tipo de Proceso	Variante	Aplicación Principal
Crecimiento en suspensión	Convencional	Desperdicios de baja concentración con altos requerimientos de calidad del efluente. Aplicación general para una amplia variedad de desperdicios.
	Aeración por etapas	
	Estabilización por contacto	Plantas pequeñas y expansión de equipos existentes.
	Aeración extendida	Plantas pequeñas donde es deseable la flexibilidad.
	Zanja de Oxidación	Plantas pequeñas a medianas con altos requerimientos de efluente donde se disponga de áreas de terreno.
	Oxígeno puro	Plantas pequeñas a medianas con fuente de oxígeno económica.
	Reactor secuencial de flujo intermitente (SBR)	Plantas pequeñas con altos requerimientos de calidad del efluente.
Película fija	Filtro percolador	Comunidades pequeñas con estándares moderados de efluente
	Discos biológicos rotativos	Comunidades pequeñas a medianas con estándares moderados de efluente.

Sistemas no convencionales	Lagunas facultativas  Lagunas aireadas	Comunidades pequeñas a medianas con estándares moderados de efluente y disponibilidad de grandes áreas de terreno. Comunidades medianas con estándares moderados de efluente, disponibilidad de terrenos y energía.
----------------------------	--	--

Fuente: JICA, 1987 "Sewage Engineering" 14th Training Group". Japón

### 5.1.1 Procesos de crecimiento en suspensión.

#### 5.1.1.1 El proceso convencional de lodos activados.

Este proceso incorpora un tratamiento primario seguido por aeración y sedimentación final. El efluente de los clarificadores primarios se mezcla con el lodo que contiene microorganismos activos; luego, la mezcla es aireada en un reactor por un período de tiempo que fluctúa entre 0.5 y 24 horas.

Luego de haber transcurrido un tiempo suficiente para que se completen las reacciones biológicas deseadas, la mezcla es transportada a un estanque de sedimentación o clarificador, para permitir la separación por gravedad de los sólidos suspendidos. El líquido tratado es normalmente sujeto a desinfección para eliminar las bacterias que sobreviven la aeración y las etapas de clarificación.

Los sólidos sedimentados son recirculados al reactor de aeración para mantener una concentración apropiada de microorganismos. Sin embargo, una parte de los sólidos activados son desechados con el fin de mantener el equilibrio del proceso. Casi todas las plantas de lodos activados cuentan con medios de desagüe, tratamiento y eliminación del lodo de desecho.

Un aspecto muy importante en el diseño de una planta convencional de lodos activados, es el tener un sistema efectivo de aeración que permita altas tasas de transferencia de oxígeno. También, es importante el diseño detallado de los clarificadores finales para lograr un máximo de eliminación de sólidos. Diseñada y operada adecuadamente una planta convencional de lodos activados puede eliminar hasta el 90% de la DBO<sub>5</sub> del agua residual cruda.

Las desventajas del proceso convencional de lodos activados incluyen la necesidad de equipos de aeración y alimentación química, el uso de operaciones complejas, así como, la necesidad de eliminar grandes cantidades de exceso de lodos. Así mismo, se emplean químicos para desinfección, para ayudar al desagüe y para estabilización de los lodos de desecho. La necesidad de adquirir, almacenar y manipular químicos, es una desventaja que se aplica a todos los procesos relacionados a lodos activados.



Figura 5.1: Vista de una planta de lodos activados convencional.

#### **5.1.1.2 El proceso de aeración por etapas.**

Similar al proceso de lodos activados convencional, excepto que el afluente del estanque de aeración es alimentado en dos o más puntos en el trayecto del flujo. Este método proporciona una tasa de asimilación de oxígeno más balanceada comparado con el sistema convencional en que los requerimientos de oxígeno van disminuyendo de una tasa muy alta al comienzo del trayecto de la corriente. Las plantas de aeración por etapas ofrecen una mayor capacidad de sintonización, permitiendo ajustes en las tasas de cargado de sólidos y concentraciones de los lodos de recirculación. Las desventajas de las plantas de aeración por etapas son esencialmente las mismas que para las plantas convencionales, requiriendo un nivel ligeramente más alto de entrenamiento por parte del operador.

#### **5.1.1.3 El proceso de estabilización por contacto.**

Difiere del proceso convencional en que los periodos de aeración son más cortos, las cargas orgánicas más altas y también generalmente se omite la sedimentación primaria, aunque esto último puede afectar el rendimiento de la planta. Normalmente, estas plantas son menos costosas de operar que las plantas convencionales. La efectividad del tratamiento es menor en términos de eliminación de DBO<sub>5</sub> y SST, y el proceso es susceptible de problemas por variaciones súbitas en concentración o flujo.

#### **5.1.1.4 El proceso de aeración extendida.**

Se diseña sin sedimentación primaria y requiere de un largo periodo de retención en los tanques de aeración seguido también de largos períodos de retención en los clarificadores finales. Estas plantas pueden manejar variaciones de concentración y caudal fácilmente y producen usualmente menos volúmenes de lodos que las plantas convencionales. En el

proceso de aeración extendida se utiliza más comúnmente en plantas tipo paquete, pero algunas plantas más grandes han sido diseñadas con este proceso y el de alimentación por etapas. Sin embargo requieren de más aeración y los costos de energía pueden ser muy altos.

#### **5.1.1.5 Zanjas de oxidación.**

Son variantes del proceso de aeración extendida, en el cual la aeración se logra mediante cepillos rotatorios (u otros dispositivos) y bombas que impulsan la mezcla a lo largo de un canal ovalado. Debido a que las zanjas de oxidación requieren largos períodos de detención, los volúmenes del tanque y los requerimientos del área de terreno son mayores que para las plantas convencionales de igual capacidad. Sin embargo, son muy confiables y pueden manejar las variaciones de flujo y producir un efluente de alta calidad. La producción de lodos es menor que la producida por las plantas convencionales y los costos de energía son más razonables.



Figura 5.2: Vista de una PTAR modalidad zanjas de oxidación.

#### **5.1.1.6 Las plantas de tratamiento con oxígeno puro.**

Este sistema como su nombre lo indica, utiliza oxígeno de alta pureza en lugar de aire para la aireación, requieren de estanques reactores cerrados y materiales resistentes a la corrosión. Estas plantas consumen menos energía para la aeración y tiene la capacidad de tratar aguas residuales de alta concentración. La producción de lodos es similar a la producida por las plantas convencionales. Las desventajas de este proceso incluyen la necesidad de comprar oxígeno o generarlo “in situ”, una tendencia hacia efluentes con bajo pH y la posibilidad de que se desarrollen condiciones explosivas en caso que el agua residual que ingresa contenga altos niveles de hidrocarburos volátiles.



### **5.1.1.7 Reactores secuenciales de flujo intermitente (SBR),**

Sistema que utiliza un proceso por etapas que incluye: el llenado del reactor con aguas residuales, un período de aeración y un período de sedimentación y finalmente, decantar el líquido clarificado como efluente. Los lodos son desechados en cualquier ciclo, excepto para la porción que se deja en el reactor para mezclarla con la siguiente cantidad de aguas residuales. Los reactores son flexibles y confiables en la mayoría de casos, pero su uso se ha limitado a corrientes relativamente pequeñas. Debido a la falta de experiencia en este tipo de plantas para la cantidad de caudal esperada en Lima, este proceso no será considerado posteriormente en este estudio.

## **5.1.2 Procesos de película fija**

### **5.1.2.1 Filtros Percoladores,**

Es históricamente el tipo más utilizado de planta de tratamiento de película fija. El proceso implica el cultivo de microorganismos en un lecho de roca o en materiales sintéticos, sobre los cuales se distribuye el agua residual permitiendo su percolación por gravedad. Los microorganismos localizados en los medios filtrantes convierten la materia orgánica del agua residual en masa celular y productos derivados tal como en un sistema de crecimiento suspendido.

Los filtros percoladores son precedidos por tratamiento primario y seguido por la clarificación final para eliminar los sólidos desechados por la biomasa del filtro. Mientras que los filtros percoladores usualmente se han considerado apropiados para las aplicaciones de efluente de baja calidad, el diseño y las técnicas de operación corrientes pueden dar como resultado un rendimiento que se aproxime al de las plantas con lodos activados. Las nuevas técnicas incluyen el uso de distribuidores accionados por electricidad, disposición en serie, y ventilación forzada.

Los filtros percoladores tienen la ventaja de ser adaptables a las fluctuaciones de carga e implican un menor consumo de energía. Las plantas con filtro percoladores suelen utilizar químicos para aumentar el rendimiento hasta hacerse similares a las plantas convencionales para lodos activados. Normalmente se incluye la desinfección como etapa final de tratamiento. Las desventajas de los filtros percoladores incluyen algunos agentes molestos como moscas, que pueden alterar las funciones de la planta. A menos que se opere y mantenga convenientemente, una planta con filtros percoladores puede volverse anaeróbica, menoscabando la ejecución del tratamiento. En áreas intensamente desarrolladas, estas plantas pueden convertirse en foco de olores ofensivos.



Figura 5.3: Filtro percolador de piedra (Tecate, México).

#### 5.1.2.2 Discos biológicos rotativos (RBC)

Poseen similar función que los filtros percoladores, pero con la diferencia de que la superficie de crecimiento de biomasa consiste de discos de material plástico que rotan sobre un eje horizontal con una porción del disco siempre sumergida en el agua residual. A medida que la biopelícula crece en los discos, parte de esta se desprende y volúmenes de lodo son desechados y capturados en el clarificador final. Las plantas con discos biológicos de contacto casi siempre incorporan tratamiento primario, sedimentación final y desinfección. Las plantas más modernas, pueden proveer de aire al agua residual como medio de acomodar la mayor demanda de oxígeno en las etapas de maduración de los discos. Estas plantas son capaces de producir efluente de alta calidad, pero casi siempre presentan problemas de índole mecánico. Los discos de reemplazo y otras piezas no se hallan fácilmente en el mercado, lo que puede ser muy problemático.



Figura 5.4: Discos biológicos rotatorios.

### 5.1.3 Sistemas no convencionales.

#### 5.1.3.1 Lagunas de Estabilización

Existen varias clases de lagunas de oxidación las cuales se clasifican de acuerdo al proceso biológico predominante: lagunas anaeróbicas, facultativas, aeróbicas, de maduración ó pulido, lagunas aireadas (de mezcla parcial ó de mezcla completa), de lodos, etc.

**El Sistema facultativo** es el que mejor aceptación ha tenido en nuestro medio, requiere normalmente de largos períodos de retención para que se lleven a cabo los procesos naturales de oxidación y reducción. Generalmente, los estanques son dispuestos en unidades en serie y en paralelo, tienen una profundidad de 1.5 a 2 metros, con una capa superficial aeróbica y una capa anaeróbica en el fondo. La aeración se realiza mediante proceso de fotosíntesis con algas que crecen en el agua, con períodos de retención para que se lleven a cabo los procesos naturales de oxidación y reducción.

Los problemas típicos con las lagunas facultativas incluyen la sobreproducción de algas y de cortocircuitos hidráulicos. Otro problema común es que, en ocasiones, los tanques se llenan de lodo y deben ser drenados, limpiados y renovados. Este tipo de operación paraliza la operación de uno a más de los estanques por un período de tiempo de 2 a 5 meses, lo que origina la disminución temporal de la capacidad del sistema.

Las lagunas facultativas no son costosas de construir y requieren un nivel relativamente pequeño de atención por parte del operador. Estas unidades pueden lograr una remoción de la DBO<sub>5</sub> filtrada hasta 30 mg/l si el diseño incluye un tiempo suficiente de detención. El contenido de sólidos de los efluentes de la laguna puede ser alto por la presencia de algas en el efluente. Sin embargo, esto se puede controlar con un adecuado diseño y operación.

Un alto contenido de algas puede ser aceptable para un sistema de irrigación en el que se distribuya el agua con canales abiertos. En caso que el efluente deba ser distribuido mediante tuberías o por bombeo, los sólidos pueden ocasionar obstrucciones y restricciones. Estas mismas algas pueden ser además indeseables si el efluente es descargado en una corriente superficial. Usualmente se requiere períodos de detención muy largos, posiblemente de 15 a 20 días, para que los sistemas de estanques de estabilización cumplan con la norma recomendada de 1000 NPM/100 ml para coliformes fecales y requieren un período de detención total de 10 días mínimo para la eliminación efectiva de los huevos de helmintos.

En conclusión, este tipo de sistema de tratamiento de aguas residuales puede producir un efluente que satisfaga las normas de calidad recomendadas. Una desventaja es que se requiere extensas áreas de terreno que por lo general no están disponibles en las grandes ciudades. El único escenario en que las plantas de tipo laguna puedan ser utilizadas convenientemente para tratar grandes cantidades de agua residual sería construir las unidades en un área remota en que el terreno sea disponible y barato, así como el transporte de las aguas residuales crudas a la planta.

**Lagunas Aereadas:** Son más profundas que las lagunas facultativas y pueden alcanzar un nivel mayor de remoción de DBO<sub>5</sub> en menos espacio. Sin embargo, aún requieren un

período mínimo de detención de 10 días para controlar con seguridad los huevos de helmintos. Las lagunas aireadas de Carapongo en el área Ñaña, Chaclacayo han estado en operación desde 1988 y producen un efluente comparable al tratamiento secundario en términos de concentraciones DBO y SST. Sin embargo, los niveles de bacterias y parásitos en el efluente son mucho mayores que los recomendados por las normas existentes. Por ejemplo en la PTAR de Carapongo, se trata aproximadamente  $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$  de aguas residuales, la cual se retorna al río Rímac donde se mezcla con el agua natural de la corriente. Río abajo el flujo se desvía para su tratamiento en la planta de La Atarjea, para formar parte del abastecimiento de agua potable de la ciudad.

Las conclusiones para este tipo de sistema de tratamiento son similares a aquellas indicadas para las lagunas facultativas. El área requerida para el diseño no es tan grande, pero es muy significativa. Además se requiere el consumo de energía para los aireadores.



Figura 5.5: Vista de lagunas aireadas de mezcla completa (Planta San Antonio de los Buenos, Tijuana, México).

## 5.2 Comparación de alternativas

Los tratamientos aerobios considerados incluyen lagunas de estabilización y lodos activados:

Laguna facultativa: presenta una de las mejores opciones para ser seleccionada desde que se disponga de suficiente área, tanto actual como en el futuro, así como suelos que posean características que faciliten el movimiento de tierra y su impermeabilización.

Laguna aireadas seguidas de lagunas de sedimentación: presenta el hecho de requerir menos espacios que los otros sistemas, pero tomando en cuenta que el uso de energía eléctrica será un elemento que precisará analizarse.

Lodos activados convencional: los aspectos fundamentales a ser analizados son relacionados con las cimentaciones, estructuras, mano de obra, consumo de energía así como la complejidad de la operación.

Lodos activados por aireación prolongada y zanjas de oxidación: el análisis será el mismo que para lodos activados convencional, enfatizando en el consumo de energía para el primero y operación aún más especializada.

Filtros percoladores: es una de las opciones que presenta bajos costos de operación, debiendo analizarse los aspectos relacionados con las cimentaciones, estructuras y equipamiento.

### **5.3 Evaluación de alternativas.**

#### **5.3.1 Primera etapa de evaluación: matriz de selección**

La selección de los procesos de tratamiento con posibilidades de ser empleados para el tratamiento de las aguas residuales en los terrenos donde se ubican las lagunas de San Juan se realizarán con ayuda de un procedimiento de selección denominado Método de Valor de Importancia Relativa (método implementado por las consultoras NJS asociada con Black & Vetch en el proyecto de Infraestructura Hidráulica para el Saneamiento Ambiental en el Estado de Baja California, México), el cual, mediante una matriz de selección en la que se conjuga una serie de parámetros de evaluación, define la mejor opción a emplear.

Para la evaluación se tomaron cinco (5) parámetros básicos: Costos, Factibilidad de Implementación, Factibilidad Técnica, Facilidad de Operación e Impacto Ambiental.

Alrededor de los anteriores parámetros estarán las consideraciones para establecer un orden de elegibilidad para las diferentes alternativas consideradas. Cada uno de los parámetros establecidos conforma un conjunto de variables a considerar y que a continuación se especifican.

Con el fin de establecer una comparación ponderada y disminuir la subjetividad en la elección se tiene una matriz de comparación de opciones, que se denomina “Matriz de Valores de Importancia Relativa - VIR” cuya forma de utilización se explica más adelante.

Se deben llenar en el formato suministrado, las casillas correspondientes al Cálculo por Parejas de Opciones y el total de puntos. El cómputo del VIR se hará posteriormente.

Los procesos de tratamiento de aguas negras a evaluar son los indicados en el acápite 5.2

Laguna facultativa

Laguna aireada seguida de laguna de sedimentación

Lodos activados convencional

Lodos activados por aireación prolongada y zanjas de oxidación

Filtros percoladores

### 5.3.2 Selección de alternativas

Para el procedimiento de selección de la alternativa óptima se utiliza la metodología de matriz de selección con la ponderación de valores para los parámetros de evaluación escogidos, según la importancia relativa de los mismos, importancia determinada por un grupo de profesionales participantes en el proyecto para evitar la subjetividad de la selección.

En primer lugar, las alternativas a evaluar se clasificaron del 1 al 5 para cada uno de los cinco parámetros de evaluación, asignándole el N° 1 a la que se considera más barata o más factible o de menor impacto y el valor 5 a la más cara, difícil o de mayor impacto. La Tabla 5.2 se utiliza para esa clasificación.

Tabla 5.2: Clasificación de alternativas por parámetro.

<b>CLASIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS POR PARÁMETRO</b>						
PARAMETRO \ ALTERNATIVAS	COSTOS	FACTIB. IMPLEMT	FACTIBIL TECNICA	FACILID. OPERAT.	IMPACTO AMBIENT	
a. Lagunas facultativas						
b. Lagunas aireadas						
c. Filtros percoladores						
d. Zanjás de oxidación						
e. Lodos activados						

Para adelantar una evaluación ponderada, se realiza una comparación entre los diferentes parámetros de evaluación, por parejas, asignándose el valor de 1 a aquel que se considera como más importante del par y 0 al menos importante. Cuando se consideran de igual importancia se les asigna el valor de 0.5. Se busca que la asignación de los valores de importancia relativa se realizada por el grupo de profesionales involucrados en el proyecto, tanto de la parte de diseño como de la parte operativa. El resultado conformará la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Determinación de valores de importancia relativa, VIR.

<b>DETERMINACIÓN DE VALORES DE IMPORTANCIA RELATIVA</b>															
PARAMETROS DE EVALUACION	COMPARACIONES POR PAREJAS												TOTAL PROM	VIR PROM	
Costos															
Factibilidad Implementacion															
Factibilidad Técnica															
Facilidad Operativa															
Impacto Ambiental															
Parámetro Ficticio															
<b>T O T A L</b>												15.00	100		

**NOTA:** Los valores TOTAL PROM. Y VIR PROM. son ajustados de acuerdo con los promedios obtenidos de las comparaciones realizadas por los profesionales entrevistados (en la comparación por parejas se dan valores didácticos para dar un idea del procedimiento empleado).

Con los valores de importancia relativa obtenidos, se establece una nueva asignación de valores, incorporando en este punto la clasificación que obtengan las alternativas para cada parámetro de evaluación. Los valores obtenidos de esta asignación se muestran en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4: Asignación de valores, VIR, por orden de clasificación de alternativas.

<b>ASIGNACIÓN DE VALORES POR ORDEN DE CLASIFICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS</b>						
CLASIFICAC. DE LA ALTERNATIVA	PORCENTAJE ASIGNADO PARA LA CLASIFICACIÓN	VIR ASIGNADO POR PARÁMETRO				
		COSTOS	FACTIB. IMPLEM.	FACTIB. TECNICA	FACILID OPERAT	IMPACTO AMBIENT
1	100					
2	80					
3	60					
4	40					
5	20					

Finalmente, con la clasificación de las alternativas en la Tabla 5.2 y los valores de importancia relativa de la Tabla 5.4 se obtiene el puntaje conseguido por cada alternativa para cada parámetro de evaluación y se puede así establecer una clasificación de elegibilidad de las alternativas analizadas, resultado que se presenta en la matriz de decisión de la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Matriz de decisión.

<b>MATRIZ DE DECISIÓN</b>						
		ASIGNACIÓN VALOR IMPORTANCIA RELATIVA AJUSTADO				
ALTERNATIVA \ PARÁMETRO		COSTOS	FACTIBIL. IMPLEM.	FACTIBIL. TÉCNICA	FACILIDAD OPERATIV	IMPACTO AMBIENT
a. Lagunas facultativas.						
b. Lagunas aireadas.						
c. Filtros percoladores.						
d. Zanjas de oxidación						
e. Lodos activados.						

Finalmente, con los puntos establecidos en la Matriz de Decisión (Tabla 5.5), se establece el orden de elegibilidad.

Tabla 5.6: Orden de elegibilidad.

<b>ORDEN DE ELEGIBILIDAD</b>		
<b>PUESTO</b>	<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>PUNTOS</b>
1		
2		
3		
4		
5		

### 5.3.3 Aplicación de la matriz de selección

Utilizando los criterios descritos se desarrollaron los cuadros de la matriz de selección obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 5.7: Clasificación de alternativas por parámetro.

<b>CLASIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS POR PARÁMETRO</b>					
<b>PARAMETRO ALTERNATIVAS</b>	<b>COSTOS</b>	<b>FACTIB. IMPLEMT</b>	<b>FACTIBIL TECNICA</b>	<b>FACILID. OPERAT.</b>	<b>IMPACTO AMBIENT</b>
a. Lagunas facultativas	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>5</b>
b. Lagunas aireadas	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
c. Filtros percoladores	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
d. Zanjas de oxidación	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>2</b>
e. Lodos activados	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>

Tabla 5.8: Determinación de valores de importancia relativa, VIR.

<b>DETERMINACIÓN DE VALORES DE IMPORTANCIA RELATIVA</b>																		
<b>PARAMETROS DE EVALUACION</b>	<b>COMPARACIONES POR PAREJAS</b>														<b>TOTAL PROM</b>	<b>VIR PROM</b>		
	Costos	0.5	0.5	0.5	0	1												
Fact. implementación	0.5					0.5	0	0	1								2	13.33
Factibilidad técnica		0.5				0.5				0.5	0	1					2.5	16.67
Facilidad operativa			0.5				1			0.5			0.5	1			3.5	23.33
Impacto ambiental				1				1			1		0.5				4.5	30.00
Parámetro ficticio					0				0			0		0	0		0	0.00
<b>T O T A L</b>																<b>15.0</b>	<b>100.00</b>	



Tabla 5.9: Asignación de Valores, VIR, por orden de clasificación de alternativas.

<b>ASIGNACIÓN DE VALORES POR ORDEN DE CLASIFICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS</b>						
CLASIFICAC. DE LA ALTERNAT.	PORCENTAJE ASIGNADO PARA LA CLASIFICACIÓN	VIR ASIGNADO POR PARÁMETRO				
		COSTOS	FACTIB. IMPLEM.	FACTIB. TECNICA	FACILID OPERAT	IMPACTO AMBIENT
1	100	16.67	13.33	16.67	23.33	30
2	80	13.33	10.67	13.33	18.67	24
3	60	10.0	8.0	10.0	14.0	18
4	40	6.67	5.33	6.67	9.33	12
5	20	3.33	2.67	3.33	4.67	6

Tabla 5.10: Matriz de decisión.

<b>MATRIZ DE DECISIÓN</b>					
PARÁMETRO ALTERNATIVA	ASIGNACIÓN VALOR IMPORTANCIA RELATIVA AJUSTADO				
	COSTOS	FACTIBIL. IMPLEM.	FACTIBIL. TÉCNICA	FACILIDAD OPERATIV	IMPACTO AMBIENT
a. Lagunas facultativas.	10	8	16.67	23.33	6
b. Lagunas aireadas.	16.67	13.33	13.33	18.67	18
c. Filtros percoladores.	3.33	2.67	3.33	14.0	12
d. Zanjas de oxidación	6.67	5.33	6.67	4.67	24
e. Lodos activados.	13.33	10.67	10.0	9.33	30

Tabla 5.11: Orden de elegibilidad.

<b>ORDEN DE ELEGIBILIDAD</b>		
PUESTO	ALTERNATIVAS	PUNTOS
1	Lagunas aireadas	80.00
2	Lodos activados	73.33
3	Lagunas facultativas	64.00
4	Zanjas de oxidación	47.34
5	Filtros percoladores	35.33

Tal como lo indica la Tabla 5.11, los procesos de tratamiento de mejor aplicación son las lagunas aireadas, los lodos activados y las lagunas facultativas.

### 5.3.4 Segunda etapa de evaluación: Evaluación económica

El objetivo de esta segunda etapa de evaluación es determinar la factibilidad de cada uno de los procesos basándose en costos.

Para esta evaluación de costos se han considerado los costos de construcción, equipamiento y los de operación y mantenimiento.

Los costos de operación y mantenimiento (O&M) incluyen costos de mano de obra, energía eléctrica, químicos, materiales y herramientas. Este tipo de costo continúa indefinidamente y algunas veces puede llegar a influenciar a los administradores de las plantas a suprimir o modificar algunos de los procesos de tratamiento con el fin de reducir costos.

Para calcular los costos de construcción se hizo un prediseño de las alternativas consideradas teniendo en cuenta el caudal de ingreso, la calidad del afluente y la calidad esperada del efluente, así como utilizar una topografía preliminar de la probable ubicación. En la Tabla 5.12 se muestran los costos de construcción, operación y mantenimiento de las alternativas planteadas:

Tabla 5.12: Costo de las alternativas de tratamiento.

	Lagunas facultativas	Lagunas aireadas	Zanjas oxidación	Lodos activados	Filtros percolad.
Mano de obra	1	2	3	3	3
Materiales operativos	1	1	2	2	2
Energía eléctrica	1	2	5	4	3
<b>Total O&amp;M</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>3</b>
Construcción	5	4	3	2	1
Equipamiento	1	2	3	4	5
<b>Total Construcción</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
Área min. requerida (m <sup>2</sup> )	66,300	35,620	8,050	1,991	1,440

Con la estimación de costos de construcción y operación se efectúa una evaluación económica, con una estimación de los costos de operación a 20 años, la tasa de descuento usada en los cálculos de valor presente es de 10%, reposición de equipos electro mecánicos a los 10 años y no se ha considerado valor de rescate de las instalaciones al final del periodo de amortización, los resultados se muestran en la Tabla 5.13: Valor actualizado de esquemas de tratamiento, en la misma se comparan las alternativas seleccionadas resultando los procesos más económicos los de lagunas aireadas y lagunas facultativas.

Tabla 5.13: Valor actualizado de las alternativas de tratamiento.

ALTERNATIVAS	TOTAL CONST	TOTAL O&M (20 años)	TOTAL CONST.+O&M
1 Lagunas facultativas	4	1	<b>2</b>
2 Lagunas aireadas	2	2	<b>1</b>
3 Zanjas de oxidación	4	5	<b>5</b>
4 Lodos Activados	1	4	<b>3</b>
5 Filtros Percoladores	3	3	<b>4</b>

Tasa de descuento =10%

Periodo de diseño = 20 años

Reposición de equipos a los 10 años

#### **5.4 Sistema de tratamiento recomendado.**

Basándonos en la evaluación antes descrita, la alternativa de lagunas aireadas con lagunas facultativas de acabado es la más conveniente, debido a que es un sistema de tratamiento intermedio entre los sistemas lagunares y los sistemas avanzados.

La DBO lograda en el efluente es adecuada para alimentar las lagunas facultativas, produciéndose en el efluente de las lagunas facultativas una DBO inferior a 30 mg/l

Permite tener más versatilidad en la selección de diversos tipos de aireación posibilitando reducir los costos de inversión y O&M hallados preliminarmente.

Disminución drástica de los olores al suministrar oxígeno en la primera etapa del tratamiento, no dependiendo de factores naturales (luz solar, fotosíntesis, viento).

Este tipo de tratamiento produce muy poco lodo, y el lodo producido es digerido en la misma laguna, por lo que requiere solamente de un área para disponerlos directamente.

Debido a su alto periodo de retención (de 6 a 10 días), pueden asimilar sobrecargas hidráulicas y orgánicas sin afectar sustancialmente su eficiencia.

Adicionalmente hay que considerar que de acuerdo al área existente destinada para la elaboración del proyecto, la alternativa de lagunas facultativas requerían de una mayor área que no estaba disponible para su obtención.

**CAPÍTULO 6**

**PARÁMETROS DE DISEÑO**

## Capítulo 6

### Parámetros de diseño

#### 6.1 Criterios de diseño

Los criterios de diseño empleados en el presente trabajo, están basados en las referencias de la disciplina de Ingeniería Sanitaria que rige el diseño de los procesos de tratamiento de aguas residuales y que básicamente están indicados en los textos: *Manual of Practice No. 8, Wastewater Treatment Plant Design, Water Environmental Federation* y *Metcalf and Eddy, Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse*, en sus últimas ediciones, por considerarse los más importantes a nivel nacional e internacional en la materia. Por otra parte y debido a que no existe referencia que contenga la totalidad de las directrices requeridas para el diseño, complementariamente se usaron los parámetros y recomendaciones de operación establecidos por los fabricantes de equipos de proceso empleados, así como en la experiencia personal del autor del presente trabajo.

El diseño del proceso partió de considerar que el agua residual es residencial, biodegradable y que puede ser tratada por operaciones y procesos unitarios convencionales. Sobre esta base se aplicó fundamentalmente un método racional para el cálculo de las unidades de tratamiento de agua y lodos con base en coeficientes cinéticos y parámetros de diseño para aguas residuales residenciales o municipales, complementado por parámetros de diseño establecidos por los fabricantes de equipo de tratamiento considerados.

En la mayoría de los casos se aplicaron coeficientes cinéticos y parámetros de diseño ubicados dentro de los rangos medios de variación, para evitar por una parte diseñar al límite y por la otra sobredimensionar instalaciones.

Con el fin de tener márgenes de seguridad en el diseño, no se consideraron eficiencias de remoción de SST, DBO, grasas y aceites en el tratamiento preliminar, lo que redundará en una mayor confiabilidad del diseño del proceso.

Para el desarrollo del presente proyecto se rigió por los siguientes documentos:

- Nuevo Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Habilitaciones Urbanas de Lima Metropolitana de SEDAPAL, 1992.
- Reglamento Nacional de Construcciones, 1994.
- Especificaciones Técnicas de Obras de SEDAPAL, 1992.
- Reglamento de Diseño de Plantas de Tratamiento. ININVI/Ministerio de Vivienda, 2000.
- *Manual of Practice Nr. 8, Wastewater Treatment Plant Design, Water Environmental Federation*, 1998.
- *Metcalf and Eddy, Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse*, 2003.
- Catálogos de selección de equipos de tratamiento de fabricantes diversos.

## 6.2 Caudales de diseño

### 6.2.1 Fluctuación diaria/horaria del caudal

Durante los trabajos previos a la elaboración del diseño de la planta de tratamiento de San Juan, el suscrito realizó un trabajo para SEDAPAL y el Banco Mundial de medición de caudales de los colectores primarios de Lima Metropolitana, esta medición se efectuó durante 7 días seguidos (24 horas diarias) en las épocas de verano e invierno que son las contrastantes en la ciudad de Lima y como conclusión de este trabajo<sup>(1)</sup> se obtuvo que el coeficiente de variación máximo diario ( $K_{md}$ ) en los colectores que descargan en el mar era de 1.4, coeficiente que fue adoptado como valor de los cálculos en el presente trabajo. Este valor se considera aplicable durante el año tanto para el promedio diario como para el máximo diario.

El coeficiente de variación máximo diario (caudal máximo diario/caudal promedio diario) se pudo también estimar del registro anual de abastecimiento de agua de SEDAPAL del año 1995. De este reporte, la producción promedio de SEDAPAL durante el año es de  $21.14 \text{ m}^3/\text{s}$  y se incrementó a  $24.13 \text{ m}^3/\text{s}$  en marzo. Por lo tanto, el coeficiente de variación máximo mensual es 1.14. Desde el punto de la variación diaria en un mes y también por las regulaciones de diseño de SEDAPAL para sistemas de abastecimiento de agua, indicadas en su reglamento se obtuvo un coeficiente de variación máximo diario igual a 1.3. Así, el coeficiente de variación máximo horario (caudal máximo horario/caudal promedio diario) es  $1.4 \times 1.3 = 1.82$  el cual se redondeo a 1.8 por efectos prácticos.

$$\text{Promedio Diario: Máximo Diario: Máximo Horario} = 1 : 1.3 : 1.8$$

### 6.2.2. Caudales de diseño de la planta e instalaciones afines.

Debido a las particularidades de este proyecto en el cual ya se tiene un caudal de ingreso que proviene del colector San Juan y que es de  $0.578 \text{ m}^3/\text{s}$ . El caudal promedio diario interceptado del colector general de Villa El Salvador en el año 2005 es igual a la “capacidad de diseño de la planta de tratamiento de San Juan en el 2005” menos el “caudal colectado por el Colector San Juan en el 2005”, es decir,  $1.00 - 0.578 = 0.422 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los caudales obtenidos para el diseño son:

Caudal promedio diario:	$1.00 \text{ m}^3/\text{s}$
Caudal máximo diario:	$1.30 \text{ m}^3/\text{s}$
Caudal máximo horario:	$1.80 \text{ m}^3/\text{s}$
Caudal mínimo:	$0.50 \text{ m}^3/\text{s}$

## 6.3 Características de las aguas residuales

Las aguas residuales que ingresaran a la planta de tratamiento provienen de los colectores San Juan y Villa el Salvador, se poseen registro históricos del colector San Juan así como análisis recientes del colector Villa el Salvador, los cuales se detallan en el anexo A, en

<sup>(1)</sup> Tarea Caracterización de aguas servidas Proyecto Manejo de Aguas Residuales en Lima Metropolitana. PROMAR – Banco Mundial 1996.

base a estos datos medidos se obtuvieron promedios y determinaron las características del agua residual cruda y que se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6.1: Características del afluente a la planta San Juan.

Parámetros	Unidades	Promedio
DBO <sub>5</sub>	mg/l	250
Sólidos Suspendidos	mg/l	250
Huevos de Helmintos	Nº/l	60
Coliformes totales	NMP/100 ml	4.0 x 10 <sup>7</sup>
Coliformes fecales	NMP/100 ml	2.0 x 10 <sup>7</sup>

La calidad del efluente propuesta para el reuso o descarga/recarga es como se muestra en la Tabla 6.2 considerando las regulaciones peruanas de calidad del efluente.

Tabla 6.2: Regulaciones para la calidad del efluente en el Perú.

Parámetro	Irrigación (Tipo II)	Silvicultura (Tipo III)	Descarga Río/Mar	Recarga Acuífero
DBO (mg/l)	30	50	50	50
DQO (mg/l)	70	120	120	120
SS (mg/l)	40	40	40	40
Huevo de Helmintos (Nº./l)	<1	<1	<1	<1
Coliformes Totales (NMP/100ml)	<5000	<5000	<5000	<5000
Coliformes Fecales (NMP/100ml)	<1000	<1000	<1000	<1000
pH	6.0 – 9.0	6.0 - 9.0	6.0 - 9.0	6.0 - 9.0
OD (mg/l)	2.0	2.0	2.0	2.0
N-Total (mg/l)	<20	<20	<20	<20

Fuente: Ley General de aguas 1996. INRENA

Debido a que actualmente el efluente de la planta San Juan (lagunas de oxidación) es utilizado totalmente para reuso agrícola como se explicó en el capítulo 4, y que el incremento del volumen de agua tratada se piensa utilizarlo en la zona agrícola de Villa El Salvador se recomendó establecer los estándares Tipo II de calidad del efluente en San Juan.

La calidad del efluente esperado se describe en la tabla 6.3.

Tabla 6.3: Características del efluente tratado.

Parámetro	Unidades	Efluente estimado	Eficiencia de remoción
DBO <sub>5</sub>	mg/l	30	88%
SST	mg/l	60	76%
Huevo de helmintos	Nº/l	< 1	
Coliformes totales	NMP/100ml	< 5000	
Coliformes fecales	NMP/100ml	< 1000	

## 6.4 Criterios de diseño del proceso

### 6.4.1 Sistema de tratamiento

Con el fin de satisfacer las eficiencias de remoción requeridas, y de acuerdo con el resultado de la evaluación de alternativas, el sistema de tratamiento se integró con las unidades siguientes:

- 1) Rejillas mecánicas medias
- 2) Desarenador gravimétrico longitudinal
- 3) Lagunas aireadas
- 4) Lagunas de sedimentación
- 5) Lagunas de maduración o pulimento
- 6) Desinfección por cloración
- 7) Lechos de secado de lodos

### 6.4.2 Criterios y parámetros de diseño de las unidades

#### 6.4.2.1 Desbaste medio con rejillas de limpieza mecánica

Criterio: Selección de valores medios con excepción de la velocidad de aproximación de acuerdo con los criterios de los fabricantes de equipo.

Caudal de diseño	=	Caudal máximo horario
Espesor de barras	=	9.5 mm $5 < e < 15$
Separación de barras	=	15.0 mm $6 < s < 38$
Inclinación a la vertical	=	10.0 Grados $0 < j < 30$
Velocidad de aproximación	=	0.60 m/s $0.6 < v < 1.2$
Material retenido	=	25* litros/1000 m <sup>3</sup>

\* Para separación de barras = 15 mm.

#### 6.4.2.2 Desarenador gravimétrico longitudinal

Criterio: Selección de valores medios con excepción de los relativos a las partículas los cuales son las usuales en arenas inorgánicas factibles de manejar técnica y económicamente en este tipo de desarenadores.

Caudal de diseño	=	Caudal máximo horario
Densidad de partícula	=	2.65 gr/cm <sup>3</sup>
Diámetro de partícula	=	0.20 mm (malla 65)
Velocidad horizontal	=	0.30 m/s $0.15 < v < 0.40$
Carga superficial	=	1800 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /d $1450 < q < 1900$
Tiempo de retención	=	70 seg $15 < t < 90$
Remoción de arena	=	20 l/1000 m <sup>3</sup> $0.004 < Ru < 0.2$



### 6.4.2.3 Sistema de lagunas aireadas

Existe mucha información sobre los criterios de diseño/metodología para el sistema de lagunas aireadas. En el presente trabajo se aplicara un sistema de lagunas aireadas de energía dual debido al requerimiento de una alta tasa de remoción de DBO en un tiempo de retención relativamente corto. Este sistema implica diseñar un sistema en serie de lagunas de mezcla completa primero, en el que el requerimiento mínimo de energía es de  $6 \text{ w/m}^3$  por volumen de laguna y posteriormente lagunas de mezcla parcial con  $2 \text{ w/m}^3$  por volumen de laguna como requerimiento mínimo de energía.

Los criterios de diseño de las lagunas aireadas se dan en la Tabla 6.4. Para el diseño de este sistema se aplica el caudal promedio diario.

Tabla 6.4: Criterios de diseño de lagunas aireadas.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
<b><u>Laguna aireada a mezcla completa</u></b>			
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Período de retención	$T_1$	día	2.0
Tirante	$D_1$	m	3.0
Requerimiento de oxígeno	$Re_1$	kg-O <sub>2</sub> /día	2.0 kg O <sub>2</sub> /kgDBO removido día*
Requerimiento mínimo de energía para mezcla completa	$P_1$	W/m <sup>3</sup>	6.0 (por volumen de laguna)
Capacidad del aireador (condiciones normales de agua limpia)	$\eta$	kg-O <sub>2</sub> /kWh	1.5 a 1.8
Concentración de oxígeno disuelto	OD	mg/l	Promedio 1.5
Tasa estimada de remoción de DBO	$R_1$	%	70 a 80%
Borde libre mínimo		m	0.5
Inclinación del talud (horizontal/vertical)			2:1
Protección del talud			100 mm de revestimiento con concreto
Protección del fondo de la laguna			50 mm de revestimiento con concreto
Número mínimo en paralelo			2
Número de series de lagunas			2
<b><u>Laguna aireada a mezcla parcial</u></b>			
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Período de retención	$T_2$	día	2.0
Tirante	$D_2$	m	3.0
Requerimiento de oxígeno	$Re_2$	kg-O <sub>2</sub> /día	2.0 kg-O <sub>2</sub> /kgDBO removido día*
Requerimiento mínimo de energía para mezcla parcial	$P_2$	W/m <sup>3</sup>	1.5 (por volumen de laguna)
Tasa aprox. de remoción de DBO	$R_2$	%	60 a 70%
Número de series de lagunas			2 a 3
Otros parámetros			los mismos que para LAMC

<b><u>Laguna de Sedimentación</u></b>			
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Tiempo de retención	T <sub>3</sub>	día	1.0
Tirante	D <sub>3</sub>	m	3.0
Número de series de lagunas			1
Otros parámetros			los mismos que para LAMC

\*Los requerimientos de oxígeno se determinaron considerando la remoción de DBO, nitrificación y variación de caudal.

#### 6.4.2.4 Laguna de pulimento

Se proveerá de lagunas de pulimento para la remoción de parásitos, helmintos y coliformes siguiendo los siguientes criterios:

Tabla 6.5: Criterios de diseño de lagunas de pulimento.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Tiempo de retención	T <sub>4</sub>	día	5.0 (Total)
Tirante	D <sub>4</sub>	m	1.5 a 4.0
Borde libre mínimo		m	0.5
En caso de tipo terraplén			
* Inclinación (H : V)			2:1
* Protección del terraplén			100 mm de revestimiento de concreto
Protección del fondo de la laguna			50 mm de revestimiento de concreto
Patrón de flujo			Flujo pistón

La concentración objetivo de coliformes fecales en la laguna de pulimento se fijó en el nivel de 10<sup>3</sup> NMP CF/100 ml.

#### 6.4.2.5 Sistema de desinfección

Se proveerá un sistema de desinfección como un sistema de respaldo para reducción de coliformes, lograda esta reducción principalmente en las lagunas de pulimento. Los principales métodos de desinfección aplicados para aguas residuales son:

- a) Cloro (Cl<sub>2</sub>)
- b) Hipoclorito de sodio (NaOCl)
- c) Radiación ultravioleta

Entre ellos, se seleccionó para el Proyecto el método de desinfección con cloro, debido a las siguientes razones:

- d) Costo requerido más bajo.
- e) Su obtención es fácil.
- f) SEDAPAL tiene adoptado este sistema para su sistema de agua.
- g) Es posible un período largo de almacenamiento, por lo tanto, es apropiado para un sistema de respaldo.

- h) El hipoclorito de sodio es caro. El período efectivo de almacenamiento es alrededor de 10 días debido a su descomposición a  $\text{Cl}_2$  gas. No es apropiado para un sistema de respaldo.
- i) La eficiencia de la radiación ultravioleta para el efluente de lagunas aeradas es baja debido a la baja transmisión ultravioleta proyectada (aproximadamente 45%) en líquidos con alta concentración de SST (50 - 60 mg/l). Los costos de construcción y de O&M son mayores que para el caso del cloro. Las lámparas deben ser limpiadas y cambiadas regularmente.

Los criterios de diseño para el Sistema de Desinfección se muestran en la Tabla 6.6

Tabla 6.6: Criterios de diseño para el sistema de desinfección.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Tiempo de retención mínimo	$T_5$	min	15
Dosis de cloro	r	mg/l	Promedio 3.0
Tipo de tanque de desinfección			Canal de concreto reforzado
Patrón de flujo			Flujo pistón
Tiempo de almac. del cloro			2 a 4 semanas
Cilindro de cloro		kg	Aprox. 60 kg o 900 kg.

#### 6.4.2.6 Lechos de secado de lodos

El lodo sedimentado en las lagunas aireadas a mezcla parcial, lagunas de sedimentación y lagunas de maduración será removido en las dos formas siguientes:

- a) Después del drenaje de las lagunas, el lodo será secado y retirado. El drenaje será realizado con bombas de drenaje (dragas).
- b) El lodo será drenado por bombas sumergibles con flotadores, y secadas en lecho de secado de lodos. Los criterios de diseño del lecho de secado de lodos se muestran en la Tabla 6.7

Tabla 6.7: Criterios de diseño de lecho de secado de lodos.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Tipo			Lecho de concreto con filtro de arena y grava
Período de Secado	T	días	50
Tirante	D	m	0.45 (máx)

### 6.5 Criterios de diseño hidráulicos

En el diseño de plantas de tratamiento lo primero que se selecciona es el diagrama de flujo de los procesos y el dimensionamiento de los diferentes elementos físicos que la componen, una vez realizado esta parte se debe proceder a la realización de los cálculos hidráulicos, estableciendo la línea piezométrica, tanto para caudales medios como para caudales picos (máximos horarios).

Los cálculos hidráulicos se aplican en el dimensionamiento de las tuberías y canales de conexión entre los diferentes elementos y para conocer las pérdidas de carga que se van a producir en la planta

### 6.5.1 Flujo en tuberías.

Dos tipos de condiciones de flujo existen en las tuberías. Éstos son: flujo de superficie libre, llamado también flujo a canal abierto, y flujo de presión. Como el nombre lo indica, el flujo a canal abierto es típico de los canales. Este flujo también se da en los afluentes de las alcantarillas sanitarias. Las tuberías conectadas a las unidades de los procesos de la planta están típicamente bajo las condiciones de flujo a presión.

La ecuación de Manning es la normalmente usada para calcular la pérdida de carga para flujo de canales abierto.

$$h_L = \left[ \frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2 * L \quad \text{ó}$$

$$V = R^{2/3} * S^{1/2} / n$$

Donde:

- $h_L$  = Pérdida de carga en m,
- $R$  = Radio hidráulico en m (Área dividido entre perímetro mojado)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning (Ver Tabla 6.8)
- $V$  = Velocidad media en la sección, m/s
- $L$  = Longitud del canal, m
- $S$  = Pendiente de la línea de energía, m/m.

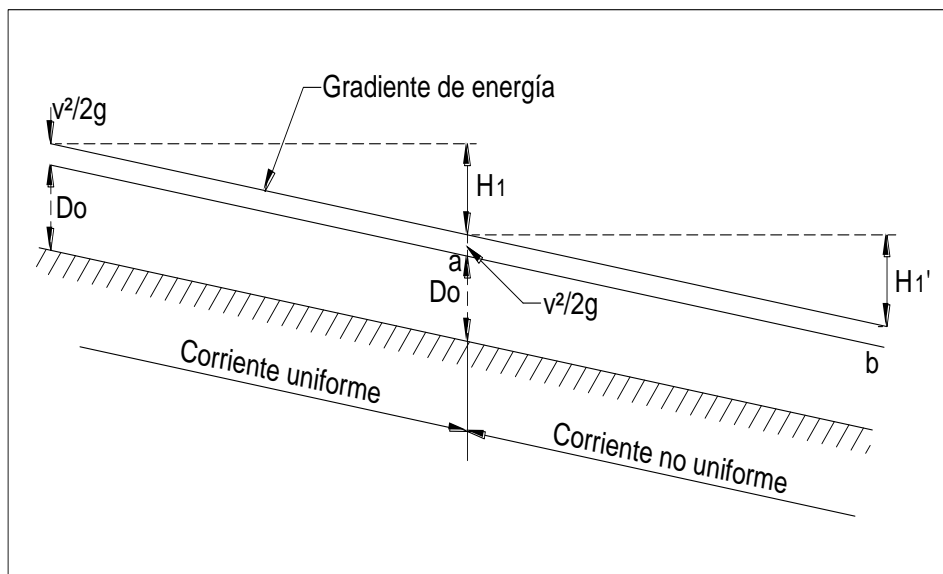


Figura 6.1: Gradiente de energía a flujo libre.

Tabla 6.8: Coeficiente “n” de Manning para diferentes materiales de tuberías.

Material de la tubería	n
PVC y Polietileno de alta densidad (PEAD)	0.009
Asbesto cemento y hierro dúctil	0.012
Concreto reforzado pre fabricado	0.013
Gres o concreto simple	0.014
Conductos construidos en mampostería de ladrillo	0.016
Canales de concreto o revestidos en concreto simple o reforzado	
a) con acabado especial de la superficie	0.015
b) sin acabado especial de la superficie	0.017
Canales excavados en tierra	0.035
Canales excavados en tierra recubiertos en vegetación	0.027 – 0.050
Canales excavados en roca	0.035 – 0.060

Tradicionalmente la ecuación de Hazen-Williams se usa para calcular la pérdida de carga para el flujo a presión; sin embargo, también es utilizada la ecuación de Darcy-Weisbach.

Esta ecuación es según algunos autores la única formula teórica que calcula correctamente la pérdida de carga y, por consiguiente, la única ecuación que es dimensionalmente homogénea. La ecuación de Darcy -Weisbach es:

$$h_L = f (L/d) (V^2/2g)$$

Donde:

- $h_L$  = Pérdida por fricción, m
- $L$  = longitud de tubería, m;
- $f$  = factor de fricción, adimensional;
- $d$  = diámetro de tubería, m ;
- $V$  = velocidad media, m/s; y
- $g$  = aceleración causada por la gravedad,  $9.8 \text{ m/s}^2$ .

En esta ecuación, el factor de fricción varía linealmente con el número de Reynolds en el régimen de flujo laminar. Para los flujos de transición (números de Reynolds entre 2000 y 3000), el régimen de flujo es inestable; por consiguiente, el factor de fricción es indeterminado. En el rango turbulento (número de Reynolds mayor que 3000), el factor de fricción varía con rugosidad de la tubería así como con la viscosidad y densidad de fluido. (Valores de  $f$  se determinan mediante el diagrama de Moody)

La formula mas empleada para el cálculo hidráulico de tuberías a presión es la de Hazen – Williams. Esta es una fórmula empírica resultante del análisis estadístico de una gran cantidad de datos experimentales. Es aplicada satisfactoriamente para cualquier material entre 0.05 m y 3.50 m de diámetro, y es la fórmula más utilizada, siendo su expresión:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

- Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s  
 D = Diámetro interno de la tubería en mm.  
 S = Perdida de carga unitaria (m/m de conducción)  
 C = Coeficiente de rugosidad de Hazen - Williams.

El Coeficiente de rugosidad es función principalmente del material de la tubería y del estado de las paredes del tubo. Con el tiempo se presentan incrustaciones de Calcio y Magnesio (elementos contenidos en el agua) en las paredes de la tubería, modificando así la rugosidad; este fenómeno es especialmente crítico para tuberías de acero o hierro fundido (Ver figura 6.2). Los tubos de concreto, plásticos y cobre mantienen por un mayor periodo de tiempo sus características originales de rugosidad. Otro factor de modificación de la rugosidad es la corrosión de la tubería, la cual se manifiesta por medio de “tubérculos” que aparecen en la superficie interna. Este fenómeno es más controlable que el de incrustación, ya que es posible revestir adecuadamente la superficie interna de la tubería.

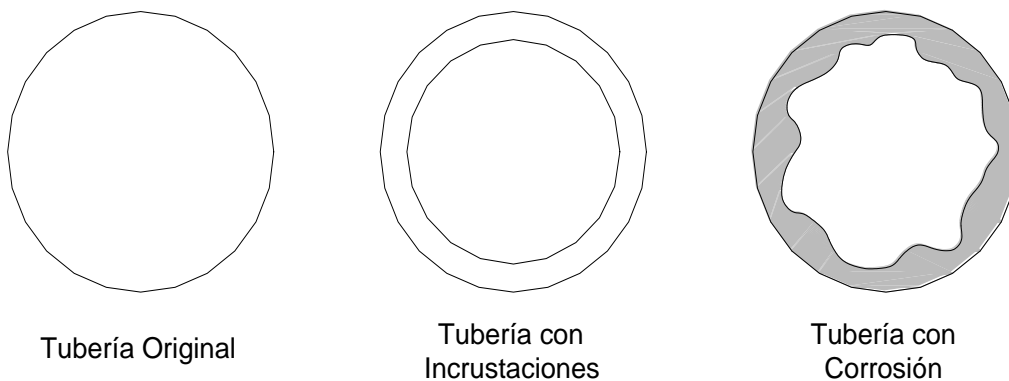


Figura 6.2: Modificación del coeficiente de rugosidad.

La tabla 6.9 presenta la alteración que sufren las tuberías de acero y hierro fundido con el tiempo. Estos materiales son muy susceptibles de alteración y por lo tanto se recomienda diseñar la tubería con un valor de C de la tubería en uso, aun cuando el valor de C original es de interés para conocer el caudal inicial.

Tabla 6.9: Reducción porcentual de las características de rugosidad para acero y hierro fundido, según Hazen – Williams.

Años	Diámetro	
	4"	30"
Nueva	100	100
20	68	77
30	58	69

La tabla 6.10 nos indica valores comunes de C para diferentes materiales; allí también se observa la reducción gradual del coeficiente de rugosidad con el tiempo.

Tabla 6.10: Coeficientes de rugosidad típicos.

Material de la tubería	C	
	Nuevo	Usado
Acero remachado	110	85
Acero soldado	130	90
Fierro fundido	130	100
Concreto (buen acabado)	130	
Concreto (acabado normal)	120	
Plástico (PVC)	150	

Las pérdidas de carga causadas por accesorios en la tubería como válvulas, codos, entradas, salidas, ampliaciones y reducciones son causadas por la fricción y turbulencia por el paso del flujo a través de estos dispositivos. Casi todos la pérdida de carga a través de los montajes, sin embargo, se atribuye a la turbulencia con que el flujo se esfuerza para devolver al equilibrio hidráulico después del pase por los accesorios. Por consiguiente, es más apropiado técnicamente calcular las pérdidas en los accesorios usando una constante, K, que se multiplica por la carga de velocidad que pertenece al accesorio. Sin embargo, muchos ingenieros usan el método de longitud equivalente para calcular pérdidas de carga asociadas con los accesorios.

Cualquier método utilizado producirá resultados satisfactorios; sin embargo, para los fluidos con viscosidades diferentes a la del agua, el cálculo por longitud equivalente será incorrecto. El valor de K normalmente puede encontrarse en los manuales de hidráulica.

La fórmula para el cálculo es:

$$h_L = K(V^2 / 2g)$$

Donde:

$h_L$  = pérdida de carga, m ;

K = constante para el tipo de accesorio, adimensional;

V = velocidad en la tubería, m/s ; y

g = aceleración causada por la gravedad, 9.8 m/s<sup>2</sup>.

### 6.5.2 Velocidades

Se debe considerar mantener una velocidad apropiada en las tuberías y canales. Generalmente, para el desagüe se considera una velocidad mínima de 0.6 a 0.76 m/s (2 a 2.5 pies/seg), que sirve para prevenir la sedimentación de sólidos en los canales y tuberías. Las velocidades típicas de escurrimiento para el desagüe crudo son de 1.5 a 1.8 m/s (5 a 6 pies/seg). En algunos casos, la velocidad mínima no puede mantenerse debido a los

requerimientos específicos del proceso. Por ejemplo, la velocidad de entrada a un desarenador debe reducirse a 0.3 m/s (1 pie/seg) para mejorar las características de sedimentación. Para canales donde ocurren velocidades bajas y los sólidos sedimentados pueden ser un problema, se requiere que se proporcione mezcla o aeración.

El factor para determinar la velocidad máxima normalmente es la falta de carga disponible que es requerida para soportar las altas pérdidas de carga que se crean con velocidades altas, 3 m/s (10 p/seg) es una velocidad limitante para prevenir la erosión de los canales de concreto, que son resultado de los efectos de la arena presente en el desagüe crudo.

Para aguas limpias que no contienen ningún sólido abrasivo, pueden tolerarse velocidades más altas. Sin embargo, la falta de carga disponible siempre es el criterio limitante en el diseño de PTARs.

### 6.5.3 Vertederos

Un vertedero es una simple abertura sobre el cual fluye el líquido. Se clasifican de distintas maneras de acuerdo a su forma, espesor de pared, tipo de descarga, etc. Los más utilizados por su facilidad de construcción son los rectangulares y triangulares.

#### 6.5.3.1 Vertederos rectangulares

En general se utilizan para caudales entre 200 y 1,600 l/s. La ecuación general de calibración de un vertedero rectangular es deducida planteando la ecuación de Bernoulli entre un punto aguas arriba a la cresta del vertedero y la cresta misma. La ecuación obtenida es:

$$Q = 2/3 * \sqrt{2g} * \mu L H^{3/2}$$

En donde:

- Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s
- L = Longitud del vertedero en m.
- H = Carga sobre la cresta del vertedero (m).
- μ = Coeficiente de descarga



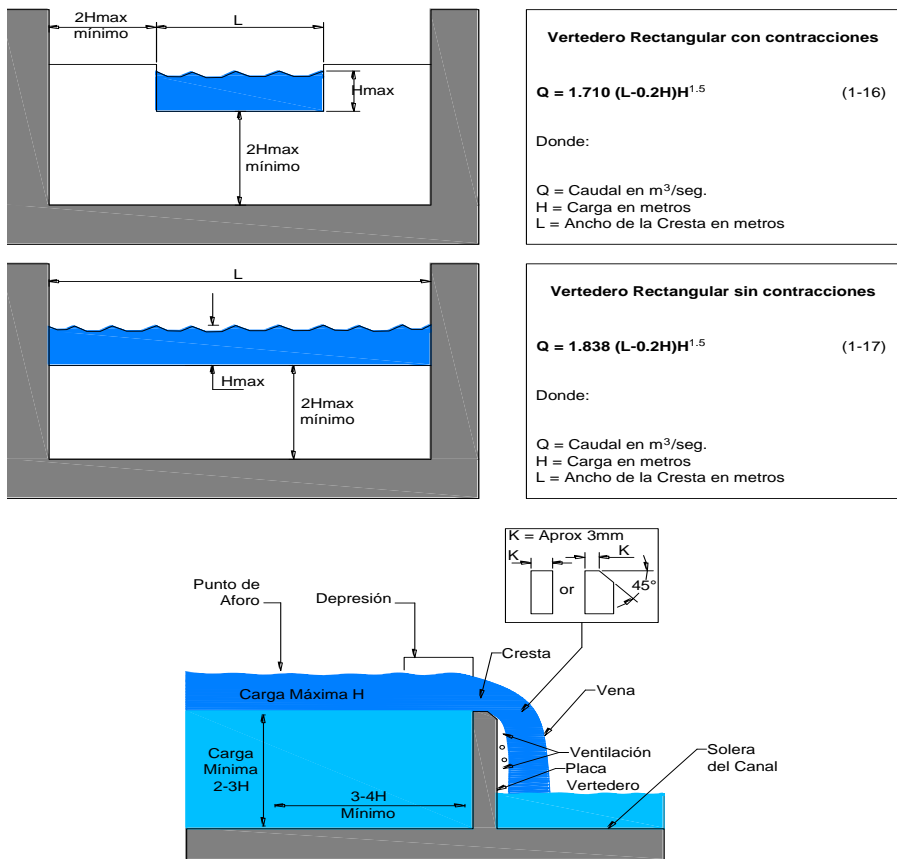


Figura 6.3: Vertederos rectangulares.

### 6.5.3.2 Vertederos triangulares

Su sensibilidad es mejor que la de los vertederos rectangulares, se utilizan para caudales comprendidos entre 40 y 300 l/s.

El ángulo puede variar entre los 22.5 y 225 grados. Siendo el más utilizado el de 90°.

La ecuación general de los vertederos triangulares es:

$$Q = C' \tan(\theta/2) H^{5/2}$$

En donde:

Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s

H = Carga en m.

$\theta$  = ángulo central

C' = Coeficiente de corrección por pérdidas y contracciones

Para vertederos triangulares con  $\theta = 90^\circ$ , la ecuación queda en:

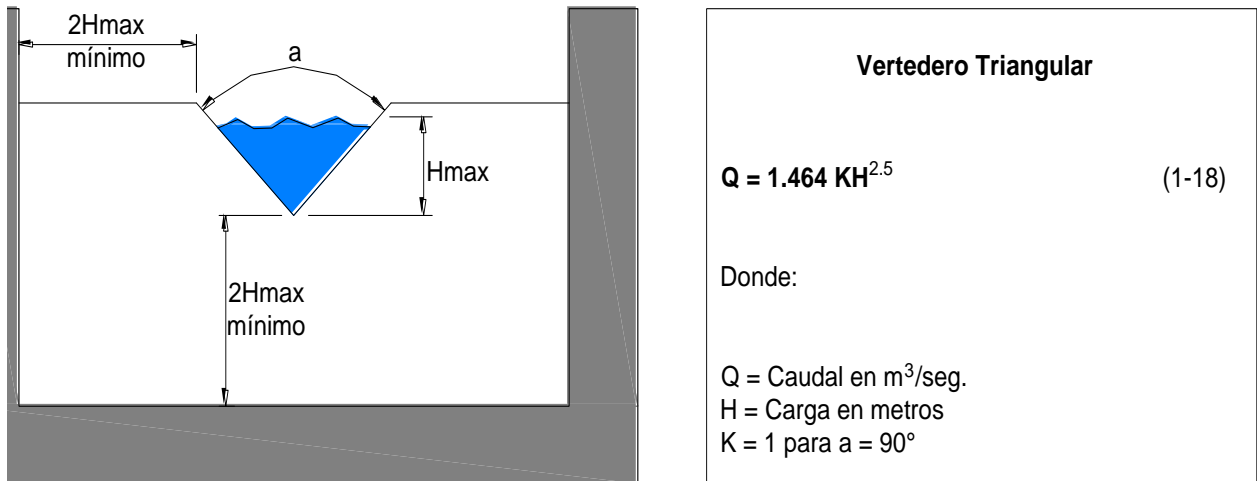


Figura 6.4: Vertederos triangulares.

#### 6.5.4 Orificios y compuertas.

Los orificios y compuertas, son usados para una distribución uniforme del flujo de los canales o tuberías de afluentes a las unidades de los procesos. La sensibilidad del proceso dicta la necesidad de una distribución uniforme de flujo para cada tren de tratamiento y también para cada estructura o tanque. La pérdida de carga requiere distribuirse uniformemente para poder distribuir el flujo igualmente y superar la pendiente hidráulica a lo largo del canal o tubería.

La siguiente ecuación representa la relación hidráulica entre el ingreso por la parte superior y la compuerta cuando el flujo es continuo o casi continuo a lo largo de la longitud de la salida:

$$h_f = \Delta h / (1 - m^2) \quad (\text{Camp y Graber})$$

Donde

- $h_f$  = pérdida de carga a través del puerto, m ;
- $\Delta h$  = diferencial de gradiente hidráulico a lo largo del canal o tuberías, m;
- $m$  = tasa diferencial entre el mayor y menor flujo en el puerto respectivo.

La energía en forma de pérdida de carga es requerida para causar la distribución uniforme del flujo en los ingresos de cada estructura del proceso. La ecuación de Camp se usa para determinar la pérdida de carga que debe inducirse a las compuertas o puertos para asegurar la distribución uniforme a todas las estructuras a través de un ingreso común o de un canal de distribución. Por ejemplo, mantener el flujo a cada tanque con el 5% de diferencia, lo que implica que la pérdida de carga a través de la compuerta será aproximadamente 10 veces el diferencial de la LGH sobre la longitud del canal de distribución o tubería. Para Determinar la pérdida de carga real a través de una compuerta o puerto se aplica, la ecuación siguiente:

$$H = (Q / CA)^2 / 2g$$

Donde

- H = pérdida de carga a través de la compuerta, m ;  
 Q = Caudal, m<sup>3</sup>/s  
 C = coeficiente del orificio o compuerta, adimensional;  
 A = área de la compuerta o abertura del puerto, m<sup>2</sup> ; y  
 g = aceleración causada por la gravedad, 9.8 m/s<sup>2</sup>

La ecuación de Camp, el diferencial de LGH tiene la influencia de la carga de velocidad y la pérdida de carga a lo largo de la tubería aguas arriba:

$$\Delta h = V_o^2 / 2g - h_L$$

Donde:

- $\Delta h$  = diferencial del gradiente hidráulico, m  
 $V_o$  = velocidad de ingreso, m/s  
 g = aceleración causada por la gravedad, 9.8 m/s<sup>2</sup> y  
 $h_L$  = pérdida de carga en la tubería, m

### 6.5.5 Rejas

El agua residual que fluye a través de las rejas origina pérdida de carga. La pérdida de carga aumenta si las barras de la reja parcialmente se obstruyen con sólidos. Cuando las rejas se limpian por medios mecánicos o manualmente esta pérdida disminuye.

Las formulas más utilizadas para el calculo de la perdida de carga en las rejas son:


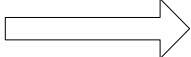
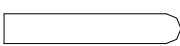

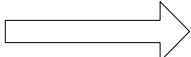


Fórmula de Kirschmer:

$$h_f = \beta \cdot (t/a)^{4/3} \cdot \text{sen } b \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- $h_f$  = Pérdida de carga, en metros  
 $\beta$  = Factor que depende de la forma de la sección de las barras, valores de  $\beta$  para diversas secciones se muestran en la tabla 6.11.  
 a = Abertura ó espaciamiento libre (útil) de las barras,  
 t = Espesor de la barra  
 b = Ángulo que las barras hacen con la horizontal,  
 v = Velocidad aguas arriba de la reja, en m/s,  
 g = Aceleración gravitacional = 9.8 m/s<sup>2</sup>

Tabla 6.11: Valores de forma para la ecuación de Kirschmer.

Valores de "β"		
Dirección del Flujo	Forma de las Barras	Valores de "β"
		Rectangular Arriba y Abajo 2.42
		Rectangular Arriba y Semicircular Abajo 1.83
		Semicircular Arriba y Abajo 1.67
		Barra Redonda 1.79
		Forma Gota de Agua 0.76

La otra formula más utilizada es la expresión conocida como la de "Metcalf & Eddy", es caracterizada por su simplicidad:

$$h_f = 1.143 \frac{V^2 - v^2}{2g}$$

$h_f$  y  $g$ , son como en la ecuación de Kirschmer.

$V$ , es la velocidad a través de las barras (0.50 a 0.90 m/s)

$v$ , es la velocidad aguas arriba de las rejas.

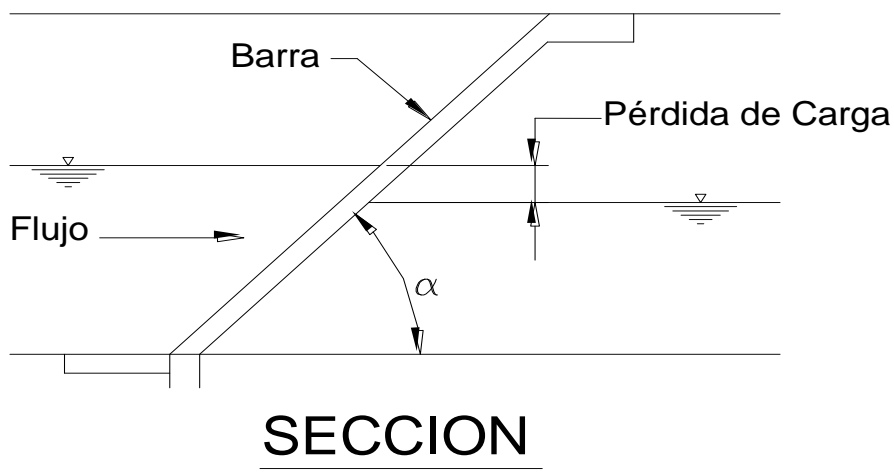


Figura 6.5: Pérdida de carga en rejas.

Hay que verificar también la pérdida de carga para el caso en que la reja quede 50% obstruida o sucia, es decir, para un valor  $V'$  igual a dos veces  $V$ .

Para las rejas que se limpian mecánicamente esta pérdida de carga es regulada a través de un sensor de tiempo (timer) o por un sensor de diferencial de nivel.

#### **6.5.6 Desarenadores**

Sin tener en cuenta el tipo de tanque para desarenador a utilizar, la distribución del flujo y de arenas al tanque es importante. Aunque el flujo puede distribuirse igualmente, la distribución igual de arenas no puede ocurrir. Esto se da en forma real cuando se usan canales para la distribución. Los puntos separadores del flujo a lo largo del canal pueden causar zonas muertas donde puede sedimentar la arena. Una vez sedimentada la arena tiende a emigrar al tanque más próximo. Otra forma de eliminar las zonas muertas, que a veces es una tarea difícil, es aireando el flujo para mantenerlo completamente mezclado y por lo tanto la arena en suspensión.

El uso de aire para mantener la arena en suspensión y completamente mezclada puede requerir de instalaciones de control de olores para tratar los gases que se generan por esta mezcla.

Las ecuaciones que se utilizan para calcular las pérdidas en los desarenadores son cálculo de pérdida en canales a flujo superficial y pérdidas en compuertas o vertederos.

## **CAPÍTULO 7**

# **DESCRIPCIÓN DEL PROCESO Y PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA**

## **Capítulo 7**

### **Descripción del proceso y planta de tratamiento seleccionada**

#### **7.1 Selección de proceso.**

Con base en los objetivos de tratamiento indicados en el capítulo 5, el sistema de tratamiento seleccionado se integró en lo fundamental con procesos unitarios del tipo biológico, con el fin remover materia orgánica, sólidos suspendidos, y eliminar microorganismos patógenos y parásitos.

La planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) San Juan de Miraflores se diseña para tratar un caudal promedio de 1000 l/s, hidráulicamente las tuberías, canales y estructuras de pretratamiento se diseñan para conducir el caudal máximo horario de 1,800 litros por segundo.

El agua residual que capta la planta proviene de dos colectores principales que se ubican a diferentes elevaciones, por lo que se prevé el diseño de dos estructuras de pretratamiento que se ubicarán en la parte alta para recibir los desagües del colector Villa El Salvador y otra en la parte baja para captar las aguas del colector San Juan.

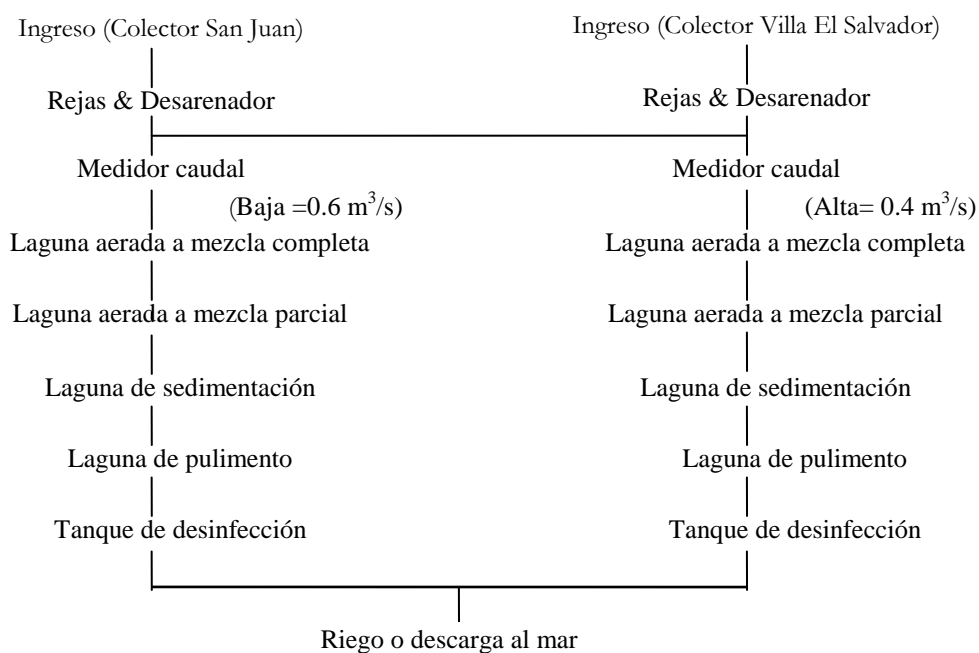
El sistema de lagunas de tratamiento será distribuido en 5 series en total, con la misma capacidad para cada una (200 l/s/serie).

Debido a las condiciones topográficas donde se ubicarán las lagunas de tratamiento y para permitir la descarga por gravedad a los 3 canales de riego existentes, mencionados en el capítulo 4, las 5 series mencionadas serán distribuidas en dos series en la parte alta y tres series en la parte baja.

Con base en lo descrito, la planta estará integrada por las siguientes unidades de tratamiento:

- Tratamiento preliminar (Rejas mecánicas medias y desarenador)
- Lagunas aireadas
- Lagunas de sedimentación
- Lagunas de maduración o pulimento
- Desinfección por cloración
- Lecho de secado de lodos

El diagrama de flujo del proceso es como sigue:



Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.1: Diagrama de flujo conceptual de la PTAR San Juan.

## 7.2 Tratamiento preliminar

Los tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías ni causar depósitos permanentes en tanques. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento como, grandes variaciones de caudal, de composición y la presencia de materiales flotantes, tales como aceites y grasas.

En la planta de San Juan se previeron rejas y desarenadores como parte del tratamiento preliminar.

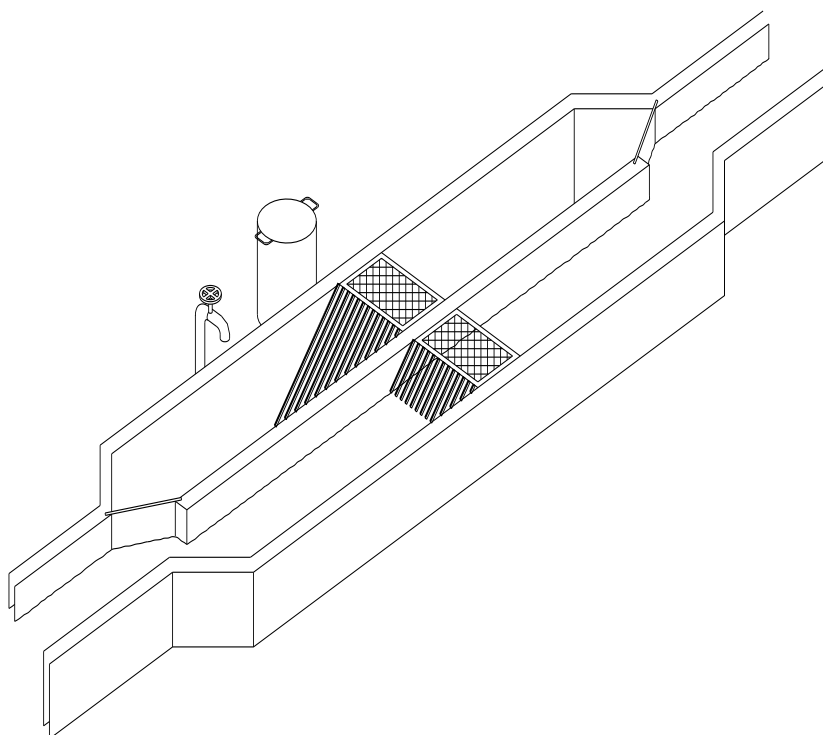
### 7.2.1 Rejas

#### 7.2.1.1 Definición.

Son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas, éstas pueden ser rectas a curvadas, su finalidad es retener sólidos gruesos, de dimensiones relativamente grandes, que estén en suspensión o flotantes, por lo general son la primera unidad de una planta de tratamiento y se ubican en forma transversal al flujo de agua en los canales de ingreso.

Las rejas son empleadas para proteger de obstrucciones las válvulas, bombas, equipos de aeración, tuberías, también contribuyen a dar una mejor apariencia a la planta y reducen el volumen de materiales flotantes (espuma). En el caso de disposición de las aguas residuales por simple dilución, las rejas resguardan el aspecto estático.





Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.2: Canal para ubicación de rejillas.

### 7.2.1.2 Abertura o espaciamiento de las barras

Tradicionalmente, las rejillas para el tratamiento de agua residual se han construido como barras paralelas con aberturas de 5 a 50 milímetros. El propósito de estas rejillas en plantas de tratamiento ha sido eliminar sólidos gruesos para proteger las operaciones realizadas aguas abajo. Cuando las aberturas de la reja son muy pequeñas (menos de 6 mm), se produce una cierta eliminación de  $\text{DBO}_5$  y sólidos suspendidos. Con la eliminación de sólidos también se logra una cierta reducción de bacterias. Por tanto, se considera que los militamices constituyen más bien un tratamiento primario en vez de preliminar.

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr, en la tabla 7.1 se clasifican las rejillas según la abertura y función.

Las rejillas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y, a veces preceden a rejillas más finas. No son empleadas antes de bombas de tornillo ó cuando lo son, tienen espaciamiento superior a los 150 mm.

Las rejillas finas presentan muchas veces problemas de operación y mantenimiento, siendo en general mecanizadas.

En instalaciones de limpieza manual, las rejillas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 45 grados con la horizontal. En instalaciones mecanizadas, este ángulo es establecido en función a las condiciones locales y de acuerdo con el tipo de

equipo empleado. En general, las rejas mecanizadas forman un ángulo de 60° hasta 90° grados con una horizontal (más frecuentemente 75°).

Debido a que recientemente es cada vez mayor la cantidad de plásticos que van a parar a los desagües, se ha vuelto necesario que las rejas tengan aberturas mucho más finas para eliminar este tipo de material que normalmente las rejas gruesas a medias no lo harían.

Tabla 7.1: Clases de rejas para aguas residuales.

Clasificación	Tamaño de abertura	Función	Comentario
Rejas gruesas	38 a 150mm	Elimina objetos grandes para proteger el equipo.	Primera línea de protección. Utilizada a menudo delante de otras rejas.
Rejas medianas	6 a 38 mm	Elimina sólidos que pueden interferir con otros procesos de la planta.	Usado tradicionalmente para el tamizado de aguas residuales previo al tratamiento.
Rejas finas	1 a 6 mm	Elimina sólidos pequeños algo de DBO, y algunas bacterias.	Usado como tratamiento de primera etapa o en vez de sedimentación.
Militamices	0.2 a 1.5 mm	Elimina sólidos muy pequeños, también un 30% de DBO y bacterias	Puede ser utilizado para tratamiento primario o para pulido de efluente secundario.
Microtamiz	0.01 a 0.3 mm	Elimina pequeñas partículas de materia.	Usado para pulir efluentes secundarios.

Fuente: Manual de tratamiento de aguas residuales, Ruddy Noriega

### 7.2.1.3 Tipos de rejas

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

Rejas sencillas de limpieza manual, y  
Rejas mecanizadas de accionamiento mecanizado.

#### a) Rejas sencillas de limpieza manual

Son las empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande, son instaladas aguas arriba de las rejas mecanizadas, frente a bombas de gran capacidad, etc. En estos casos no se espera grandes volúmenes de detritos removidos, debido a que se destinan a la retención de objetos de grandes dimensiones (baldes, piedras, animales ahogados, zapatos) que podrían dañar esos equipos. Principalmente en pequeñas instalaciones, es más recomendable el empleo de rejas manuales.

Las barras que conforman las rejas no suelen exceder los 10 mm de ancho por 50 mm de espesor. Las barras van soldadas a unos elementos de separación situados en la cara posterior, fuera del recorrido del rastrillo limpiador.

El canal donde se ubica la reja se debe proyectar de modo que se evite la acumulación en el mismo de arenas y demás materiales pesados tanto antes como después de la reja. La pendiente del canal deberá ser horizontal o en la dirección del flujo a través de la reja, sin baches e imperfecciones en las que se pudieran quedar atrapados algunos sólidos. Asimismo es conveniente achaflanar las uniones de las paredes laterales. De preferencia el canal deberá ser recto y perpendicular a la reja, con la finalidad de conseguir una distribución uniforme de sólidos en el flujo y en la reja.

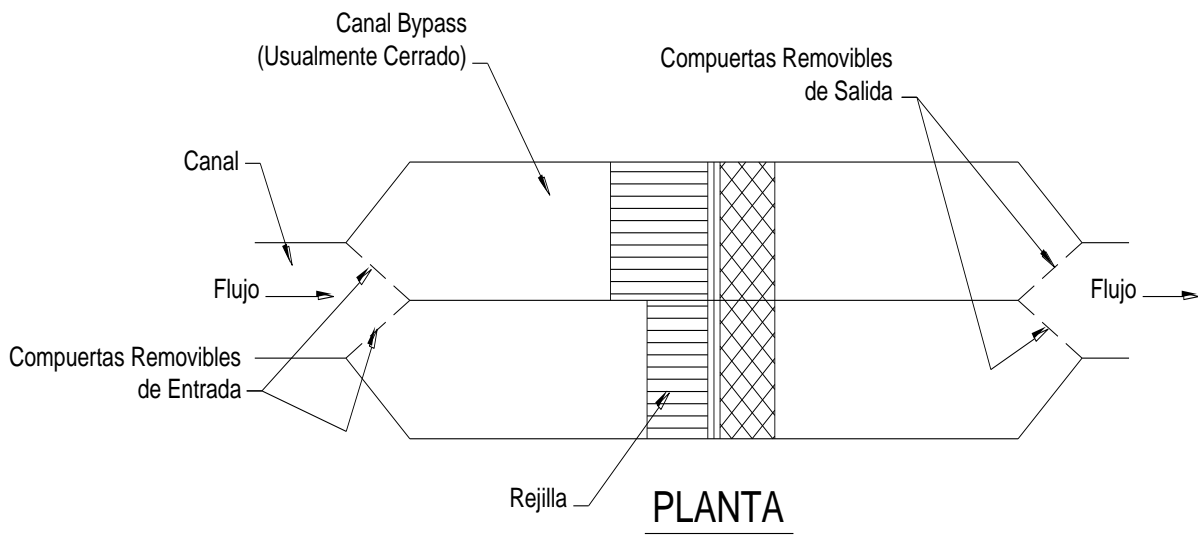


Figura 7.3: Diseño típico de una reja manual. Vista en planta.

### b) Rejas mecanizadas

Son las que requieren una labor de mantenimiento muy cuidadosa, motivo por el cual, sólo deben ser empleadas cuando es estrictamente necesario. Los diseños modernos incluyen la utilización de materiales resistentes a la corrosión tales como acero inoxidable o material plástico.

Los tipos básicos de rejas de auto-limpieza mecánica son:

- Rejas de funcionamiento mediante cadenas
- Rejas de movimiento oscilatorio
- Catenarias
- Rejas accionadas por cables

Adicionalmente se dividen por el tipo de limpieza que puede ser por la cara anterior (aguas arriba) o por la parte posterior de la misma (aguas abajo). A pesar de que su funcionamiento básicamente es el mismo, cada tipo de reja tiene sus ventajas e inconvenientes.

Las rejas de limpieza frontal son más modernas y eficientes en la retención de sólidos, pero son menos robustas y más susceptibles a que el rastrillo o peine se atore por la acumulación de sólidos en la base de la reja.

En las rejas de limpieza posterior, las barras protegen al rastrillo de posibles daños. Sin embargo, este tipo de reja presenta problemas de arrastre de sólidos aguas debajo de la reja, especialmente cuando los rastrillos empiezan a presentar un desgaste importante, aparte de que este tipo de reja es menos robusta por que la parte superior no esta soportada para permitir el paso de los dientes del rastrillo de limpieza.

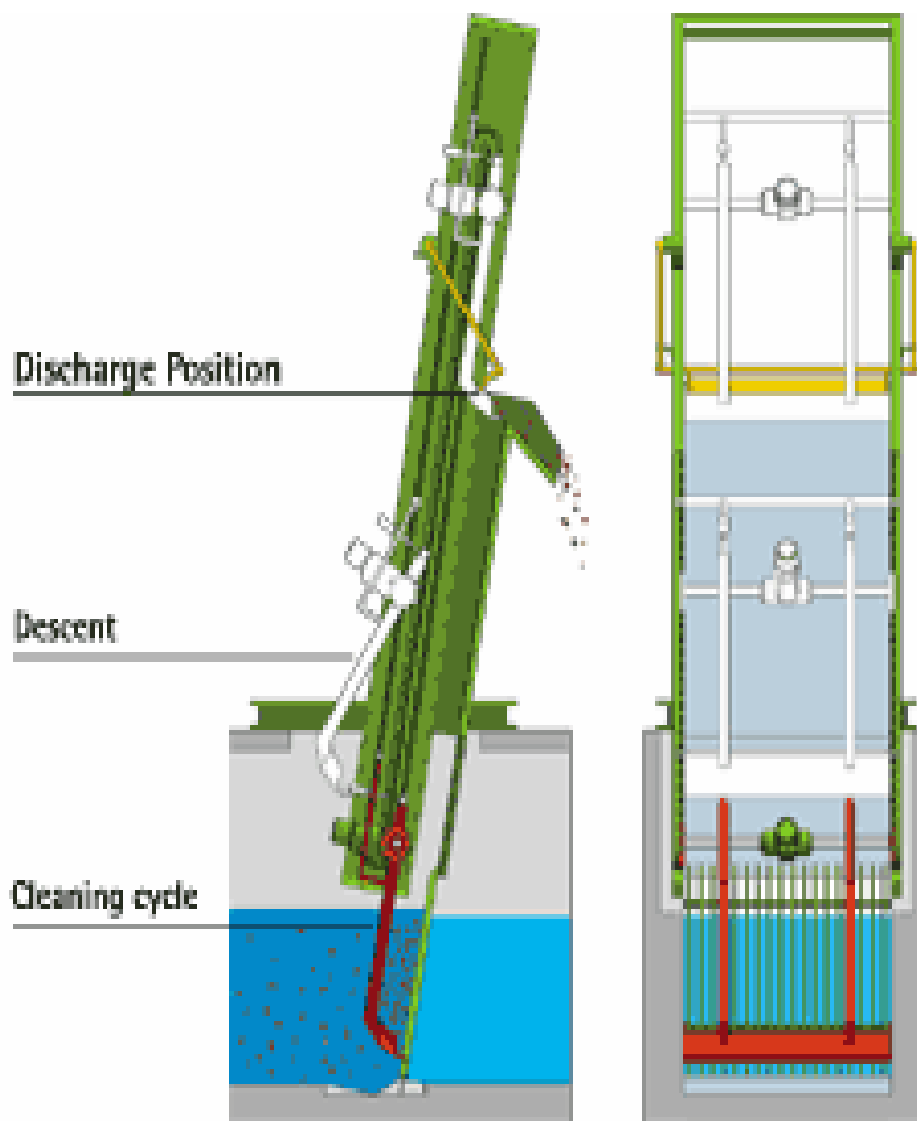


Figura 7.4: Reja fina con limpieza mecanizada.

Las rejas de limpieza mecánica más utilizadas son la de cadenas, el tipo más popular y la de rastrillo de vaivén (oscilante). Las ventajas y desventajas de ambos tipos se presentan en la tabla 7-2.

La reja de limpieza mecánica oscilante se adoptará en el presente proyecto debido a su fácil operación y mantenimiento. La capacidad de este tipo es suficiente para la escala del proyecto.

Tabla 7.2: Ventajas y desventajas de las rejas de limpieza mecánica.

Tipo	Ventajas	Desventajas
de Cadena	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Múltiples rastrillos adheridos en la cadena permite la remoción continua del material retenido.</li> <li>• Gran capacidad.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limitado a cribado fino.</li> <li>• Las rejas de operación con cadenas comparten la desventaja de ruedas dentadas sumergidas, la cual requiere atención frecuente del operador y son difíciles de mantener.</li> <li>• Se requiere el ajuste y reparación de las pesadas cadenas.</li> <li>• Para inspeccionar y reparar las partes sumergidas, es necesario vaciar el canal.</li> </ul>
de Vaivén (Oscilante)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Todas las partes que requieren mantenimiento están sobre el agua y pueden ser inspeccionados y reparados fácilmente sin vaciar el canal.</li> <li>• La limpieza frontal y retorno frontal minimiza el paso de sólidos.</li> <li>• Aplicado para cribado fino y para cribado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Capacidad limitada debido al único rastrillo.</li> <li>• Es necesario un espacio libre alto por encima para canales profundos debido al rastrillo de largo alcance.</li> </ul>

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

#### 7.2.1.4 Criterios de diseño

Las dimensiones principales de una reja son establecidas para que tener una sección de flujo con velocidad adecuada. Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir para un aumento indeseable de material retenido y, también para la sedimentación de la arena en el canal de acceso. Al revés, velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido.

Velocidades recomendadas al aproximarse a las rejjas:

Mínima 0.45 m/s

Máxima 0.90 m/s

Algunos diseñadores, recomiendan una velocidad mínima de 0.60 m/s. Hay que verificar esos límites para el caudal mínimo, medio y máximo.

Fijada la velocidad del agua a través de barras, se puede calcular el área útil (o área libre);

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

Conociéndose la abertura entre las barras “a”, así como, el espesor de las mismas (t), se puede calcular el área total ó sección de flujo aguas arriba de la reja (S):

$$S = A_u \frac{a+t}{a} = \frac{A_u}{\frac{a}{a+t}}$$

El denominador  $\frac{a}{a+t}$  es denominado inapropiadamente E por <<eficiencia>> de la reja,

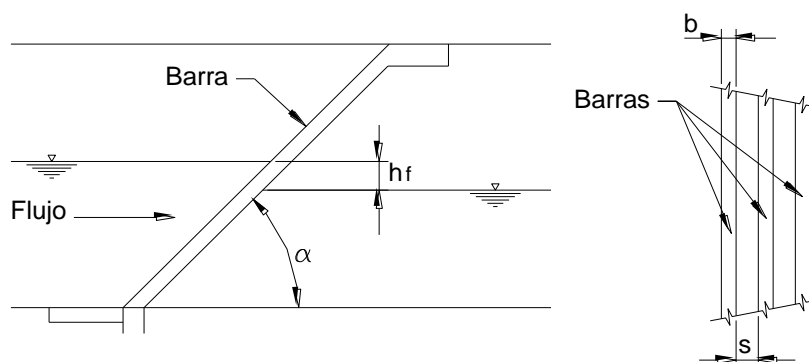
pero no representa más que la relación entre el área libre y el área total del caudal

Se tiene entonces  $S = \frac{A_u}{E}$

La “eficiencia” E varía entre 0.60 a 0.85, siendo más comunes los valores alrededor de 0.75.

El nivel de agua, aguas arriba de la reja, es determinado por el nivel de agua de la unidad ó canal subsiguiente y, por la pérdida de carga en la reja. Conocida la profundidad de aguas arriba, resulta el ancho total de la reja (ancho del canal).

En instalaciones mecanizadas, el ancho está condicionado al tipo estandarizado de equipo, el cual varía de 0.60 hasta 3.60 m, pudiendo ser considerado el empleo de rejjas múltiples. Las rejjas mecánicas son suministradas con altura total desde 3 hasta 12 metros.



Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.5: Características de las rejillas manuales.

### 7.2.1.5 Cantidad y naturaleza de material retenido

#### a) Cantidad de material retenido

La cantidad de material que queda en las rejillas es influenciada por condiciones locales, costumbres de la población, época del año y, depende mucho de la abertura especificada. Los siguientes datos e información de sistemas de alcantarillado separado fueron considerados en este proyecto que se indican en la tabla 7.3

Tabla 7.3: Cantidad de material retenido en rejillas.

JSWA (Japón)	: 1-15 L/1000 m <sup>3</sup>
WEF, ASCE (USA)	: 3.5-35 L/1000 m <sup>3</sup>
	En caso de 15 mm de separación entre barras
	Promedio 45 L/1000 m <sup>3</sup>
Registro en PT Carapongo, Chosica	: Aprox. 0.3 a 0.5 m <sup>3</sup> /día
	Caudal Promedio Diario = 30,000 m <sup>3</sup> /día
	Cantidad Unitaria es 10 a 16.7 L/1000 m <sup>3</sup>
A aplicarse en este Proyecto	: $q_1 = 25 \text{ l/1000 m}^3$

#### b) Remoción y disposición final del material retenido

Los tamizados son los materiales que son eliminados mecánicamente del agua residual mediante varios dispositivos de tamizado. Los volúmenes y características de los tamizados producidos variarán ampliamente, dependiendo de las características del agua residual y el tamaño de las aberturas de las rejillas. Cuando las rejillas se utilizan junto con el desarenador, las pequeñas aberturas de las rejillas pueden dar como resultado la captura de algunos materiales que de otro modo podrían ser capturados en el proceso de eliminación

de arena, incrementando por consiguiente la producción de tamizados al tiempo que disminuye la producción de arena.

Para el caso de rejas medias normales con aberturas de 19 mm, el volumen de los tamizados producidos variará de 0.04 a 0.06 litros por cada metro cúbico de caudal. Para un caudal de  $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , las rejas medias producirían un volumen promedio de tamizado de aproximadamente  $4 \text{ m}^3$  al día. Las rejas finas pueden producir 5 a 15 veces esta cantidad.

En las pequeñas instalaciones la limpieza se ejecuta con rastrillos manuales, el material extraído es secado y luego enterrado ó incinerado. En grandes instalaciones, los detritos son removidos mecánicamente, incinerados, digeridos ó desmenuzados y devueltos al flujo. Para evitar el problema de malos olores, el material, cuando es enterrado, debe ser cubierto con una capa de tierra de 0.30 a 0.50 m de espesor. La incineración es hecha después de un secado parcial, a una temperatura por arriba de  $700 \text{ }^\circ\text{C}$ . Los incineradores requieren el empleo de un combustible suplementario: gas, aceite ó carbón.

Normalmente los tamizados se desechan en rellenos sanitarios o se incineran en el lugar. En el caso de Lima, Perú, el área limitada de las plantas y los altos costos de construcción de los equipos de incineración hacen factible la eliminación en rellenos sanitarios la elección es obvia. No se requiere tratamiento especial de los tamizados, aunque sea aconsejable añadirles cal para controlar olores y moscas.

En plantas grandes con múltiples rejas mecanizadas (más de una), normalmente los residuos son descargados a una cinta o faja transportadora que los lleva hacia un tornillo compactador, para descargarlo posteriormente a un contenedor y de allí trasladarlos hacia el sistema de disposición final.

Generalmente hay dos tipos de compactadores del material cribado para el tratamiento de aguas residuales domésticas, estos son: el compactador tipo tornillo que permite una operación continua, y el compactador de prensa alterna la cual opera intermitentemente.

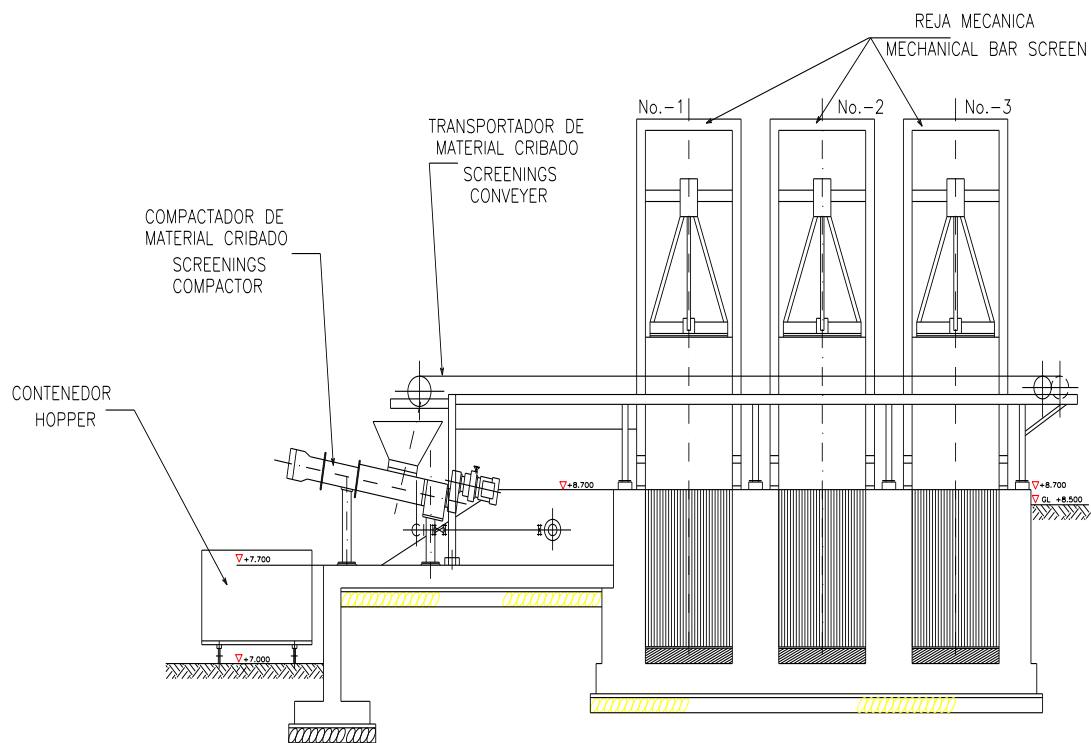
Se adoptó el compactador tipo tornillo en el Proyecto con el fin de hacer frente con la operación continua de las rejas mecánicas.

#### **7.2.1.6 Detalles de los canales de las rejas**

Las instalaciones mecanizadas deben ser diseñadas con dos ó más unidades. El ancho del canal de las rejas acostumbra a ser más grande que el diámetro ó el ancho del emisor y, debe igualar el ancho de las propias rejas, evitándose espacios muertos. El canal de acceso debe ser lo suficientemente largo para evitar turbulencia junto a las barras. El fondo del canal es generalmente de 10 a 15 centímetros más bajo que la solera de la tubería de ingreso. El área útil para la determinación de la velocidad de flujo a través de las barras es considerada en proyección vertical. Las rejas son instaladas en guías laterales de perfilados metálicos en "U", pudiendo asentar la base sobre un perfilado "L" en el fondo.

En las instalaciones de limpieza manual, generalmente se dispone el tope de las barras sobre una pequeña plataforma de hormigón con una pequeña declividad, para facilitar la operación de limpieza y permitir el escurrimiento del exceso de agua.





Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.6: Características de la reja mecánica. Sección transversal.

La pérdida de carga en las rejillas manuales en general no pasa de 0.15 metros. Las rejillas mecanizadas son accionadas automáticamente, siempre que la pérdida de carga alcance un valor predeterminado en general de entre 0.20 y 0.40 metros.

## 7.2.2 Desarenadores

Los desarenadores son unidades destinadas a retener la arena y otros minerales inertes y pesados que se encuentran en las aguas residuales (cascotes, gravas, pedazos de ladrillo, partículas metálicas, carbón, tierra y otros). Estos materiales son originados de operaciones de lavado, así como de infiltraciones, desechos industriales, etc. Estas estructuras suelen colocarse después de las rejillas y antes de los tanques de sedimentación primaria y/o lagunas primarias.

La remoción de la arena tiene como finalidad proteger las bombas contra desgaste, para evitar obstrucciones de tuberías y para impedir la formación de depósitos de material inerte en el interior de sedimentadores y digestores.

### 7.2.2.1 Principio de funcionamiento

Las condiciones dinámicas de una corriente líquida, en especial la turbulencia, son responsables por el transporte de partículas sólidas más densas que el agua. Esas partículas son conducidas en suspensión o son arrastradas por tracción junto al fondo de los canales o tuberías. En el régimen laminar no se verifica el transporte de sólidos en suspensión.

La capacidad de transporte de las aguas en movimiento varía con la velocidad. La cantidad de material en suspensión que un curso de agua puede transportar es siempre en función de su grado de turbulencia. La sedimentación de éste material es lograda por la alteración del régimen dinámico de la corriente líquida.

En canales o tanques apropiados se reduce la velocidad del agua hasta valores que permitan la deposición de las partículas, lo que se verifica en dependencia de las velocidades de sedimentación:

Tabla 7.4: Valores de velocidad según tamaño de partículas.

Tamaño de las partículas (mm)	Fórmula de Allen (mm/s)	Valores prácticos (mm/s)
1.0	85	100
0.5	43	50
0.3	26	30
0.2	17	20
0.1	9	10

Estos valores son para granos de arena de peso específico igual a 2.65 g/ml a 15 °C en agua tranquila. En las plantas de tratamiento es deseable remover las partículas de diámetro medio igual o superior a 0.2 mm.

### 7.2.2.2 Tipos de desarenadores

Existen tres tipos generales de desarenadores: de flujo horizontal, aireados y de vórtice.

#### a) Flujo horizontal

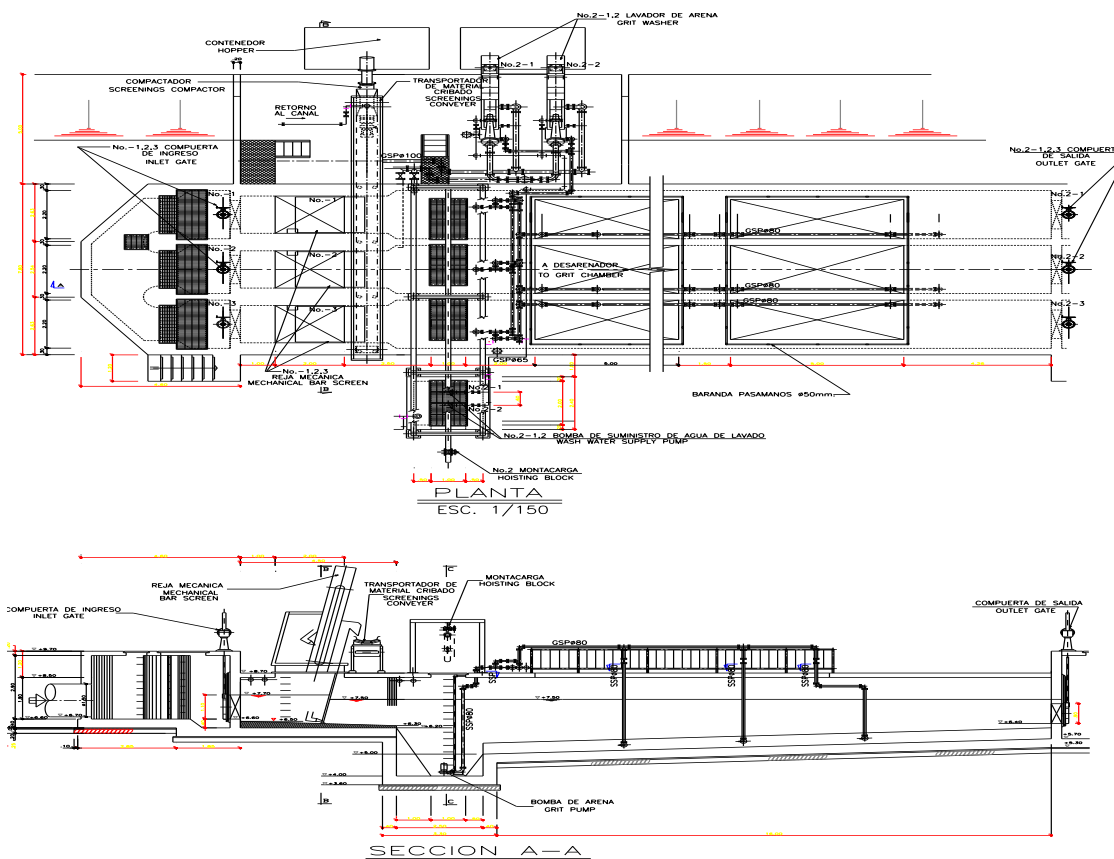
El agua circula a través del desarenador en dirección horizontal y la velocidad de circulación se controla por la geometría del canal, con compuertas de distribución y mediante la adopción de vertederos especiales a la salida del canal. Es el tipo de desarenador más antiguo empleado en el tratamiento de las aguas residuales.

En estos canales debe preverse cierta longitud adicional por la turbulencia que se produce a la entrada y salida del canal, recomendándose que se incremente en un 50% de la longitud teórica prevista. Ver figura 7.7

#### b) Aireados

Los desarenadores aireados se proyectan para eliminar partículas de 0.2 mm o superiores, con tiempos de retención de 2 y 5 minutos en condiciones de caudal punta. La sección transversal es similar a los tanques de aireación en un sistema de lodos activados, con la excepción que se incluye un canal de recogida de arenas de unos 0.90 m de profundidad con paredes laterales muy inclinadas que se ubican a lo largo del depósito, bajo los

difusores de aire. Los difusores se sitúan entre 0.45 y 0.60 m por encima del fondo normal del tanque.



Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.7: Vista en planta y sección de un desarenador de flujo horizontal.

La velocidad de la rotación transversal o la agitación determinan el tamaño de las partículas de un peso específico que será dado que serán eliminadas. Si la velocidad es excesivamente elevada, se arrastrará arena fuera del tanque, mientras que si la velocidad es demasiado pequeña se producirá sedimentación de una parte de la materia orgánica junto con la arena. Felizmente el ajuste de la cantidad de aire suministrado es fácil de realizar, con ajustes adecuados se puede llegar a eliminar cerca del 100% de la arena. Ver figura 7.8.

### c) Vórtice

La separación de las arenas es llevada a cabo en estructuras en los que el flujo de agua provoca la formación de vórtices.

En este tipo de desarenadores la entrada como la salida de agua se lleva a cabo en forma tangencial, la turbina giratoria mantiene una velocidad de circulación constante y sus palas ajustables promueven la separación de la materia orgánica de las arenas. La acción de la turbina giratoria induce una trayectoria helicoidal hacia abajo de las partículas de arena. En

cada giro completo del contenido del tanque, la arena sedimenta por gravedad y se recoge en el fondo donde se puede extraer con una bomba de arenas o del tipo air-lift.

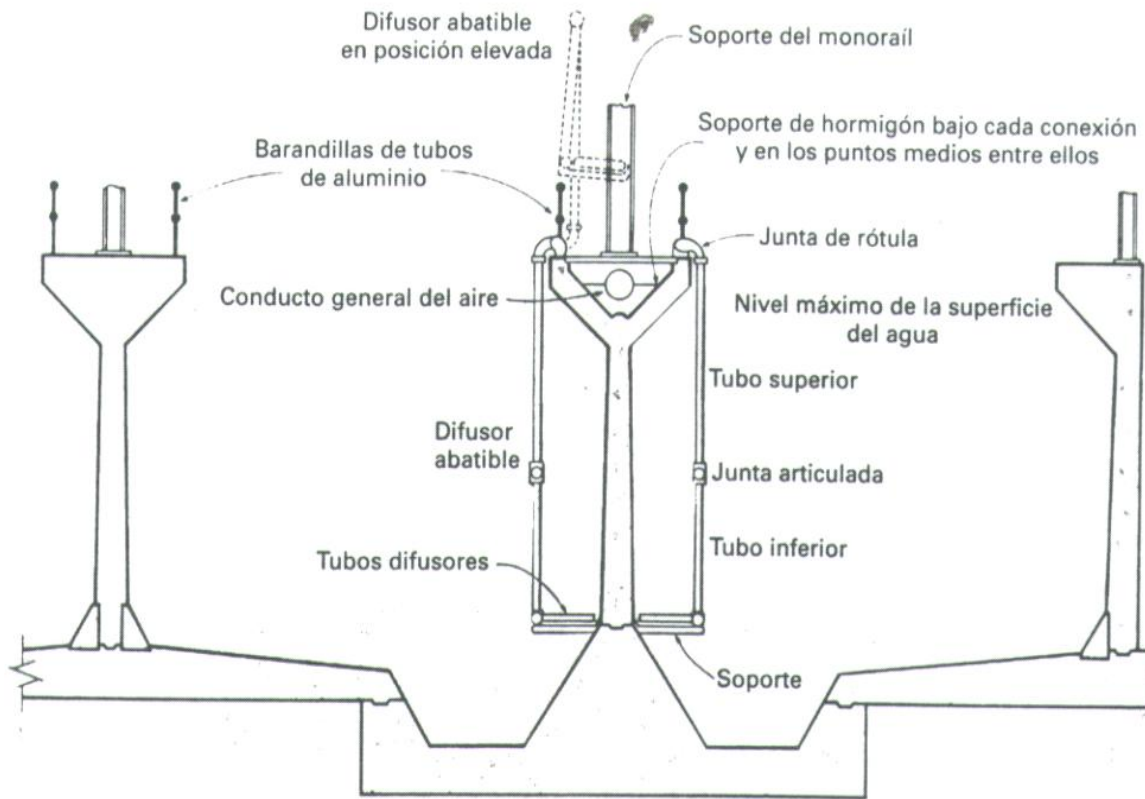
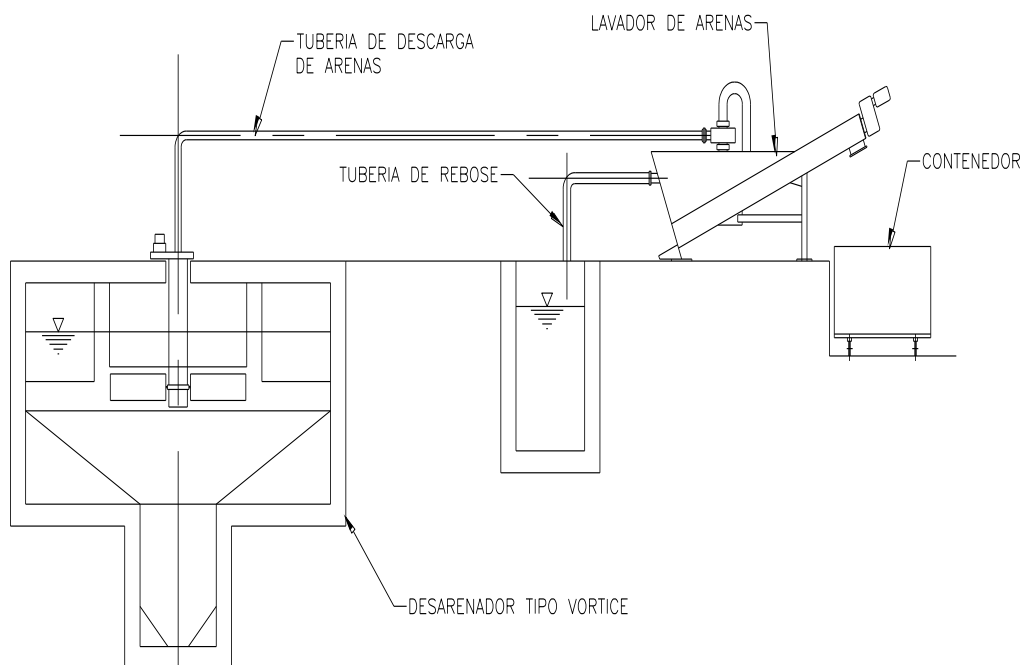
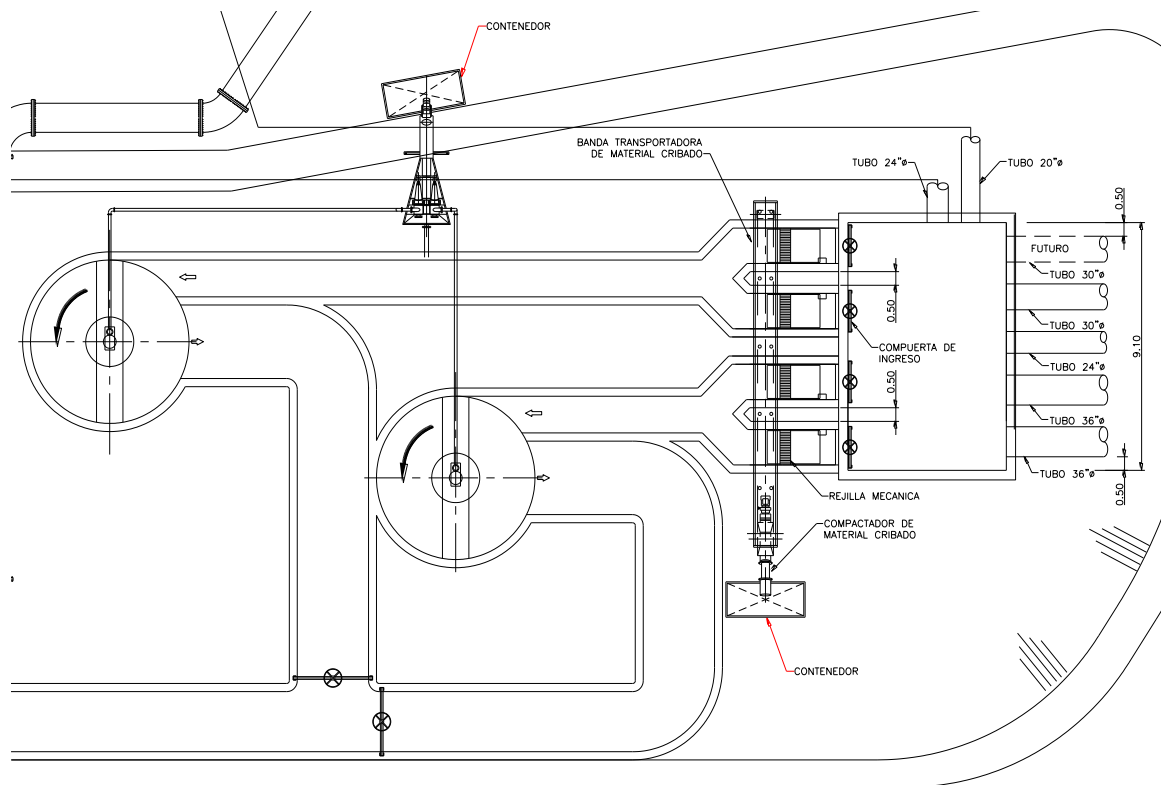


Figura 7.8: Desarenador aireado.

En la tabla 7.5 se presentan las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de desarenadores

El desarenador de Flujo Horizontal fue adoptado para todos los desarenadores en este proyecto debido a las siguientes razones:

- El desarenador de flujo horizontal no requiere equipo específico alguno para la remoción de arena, debido a su estructura simple.
- La operación y mantenimiento es fácil.
- El desarenador aireado necesita operación continua del sistema de aereación, y el desarenador de vórtice también requiere operación continua de las paletas.
- El desarenador de flujo horizontal requiere el costo más bajo de O&M, mientras que el más costoso es para el desarenador aireado.



Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.9: Vista en planta y sección de un desarenador de vórtice.

Tabla 7. 5: Ventajas y desventajas por tipo de desarenador.

Tipo	Ventajas	Desventajas
de Flujo Horizontal	No requiere trabajos de construcción inusuales. La remoción de arena es posible sin maquinaria específica, si se asegura la carga superficial de agua, debido a su estructura simple.	En caso de usar equipos de recolección mecánica, ocurre frecuentemente el gasto excesivo en cadenas sumergidas, equipos volantes y rodaje. Cuando no se logra el control efectivo del flujo, los desarenadores removerán significativa cantidad de materiales orgánicos la cual requiere el lavado y clasificación de las arenas.
Aireado	Es posible la misma eficiencia de remoción de arena sobre una amplio rango de variación de caudal. La pérdida de carga a través del desarenador es mínima. Una arena de relativamente bajo contenido orgánico putrescible puede ser removido controlando la tase de aeración. La preairación puede aliviar las condiciones sépticas en las aguas residuales que ingresan mejorando el desempeño de las unidades de tratamiento posteriores.	El consumo de energía es mayor que los otros tipos. Se requiere mano de obra adicional para el mantenimiento y control del sistema de aeración. Existe alguna confusión sobre los criterios de diseño para lograr una condición de flujo en espiral y un sistema adecuado de tolva y remoción de arena. Cantidades significativas de orgánicos volátiles potencialmente peligrosos y olores podrían ser liberados de las aguas residuales que contengan estos constituyentes.
de Vórtice	Efectiva sobre un amplio rango de variación de caudal. No tiene soportes o partes sumergidas que requieran mantenimiento. Requiere un espacio mínimo, por lo que reduce sus costos de construcción. Pérdida de carga mínima (típico 6 mm). Buena eficiencia de la energía. Remueve un alto porcentaje de arena fina (hasta 73% de malla 140)	Se requiere un diseño apropiado. Las paletas podrían acumular trapos. La arena en el sumidero puede compactarse y causar atascamiento. Se requiere agitación con agua o aire a alta presión. Las bombas de elevación de aire frecuentemente no son efectivas en la remoción de arena del sumidero. Es necesaria la operación continua de las paletas para la remoción de arena.

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

### 7.2.2.3 Criterios de diseño de desarenadores

Los desarenadores pueden ser diseñados como canales con velocidad controlada o como tanques de sección cuadrada o circular y de área adecuada a la sedimentación de las partículas a remover.

Los desarenadores pueden ser o no ser equipados con mecanismos. En general sólo se emplean equipos mecanizados en las grandes plantas de tratamiento. Modernamente son empleadas cada vez más desarenadores con aireación con movimiento en espiral, prácticamente insensible a grandes variaciones de caudal.

#### a) Número de unidades paralelas (by-pass)

Generalmente son previstos dos desarenadores en paralelo, de modo que el retiro de una unidad de operación, para limpieza o reparación, no impida el trabajo de la otra aunque sobrecargada.

Es deseable la construcción de un canal paralelo para situaciones de emergencia (“by-pass”). En las grandes plantas pueden ser previstas cámaras múltiples.

En las plantas de tratamiento muy pequeñas se podrá admitir la construcción de un solo desarenador, con un “by-pass”.

#### b) **Velocidad en los desarenadores**

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0.30 m/s. Velocidades inferiores a 0.15 m/s causan la deposición simultánea de cantidades relativamente grandes de materia orgánica, y al revés velocidades arriba de 0.40 m/s permiten el arrastre de partículas perjudiciales de arena.

Por esto se debe procurar y mantener la velocidad del flujo alrededor de 0.30 m/s con tolerancia de 20% para más o para menos.

El caudal varía continuamente en las plantas de tratamiento, pudiendo alterarse en consecuencia la altura de la lámina de agua.

Para que se mantenga la velocidad dentro de límites deseables se hace el diseño del desarenador con una sección adecuada y se instala aguas abajo un vertedero apropiado que tendrá también la función de dispositivo controlador. Existe una interdependencia íntima entre la sección transversal del canal y la geometría del vertedero (tipo, forma y tamaño).

#### c) **Área de los desarenadores**

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 g/cm<sup>3</sup> y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s, se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a 1,200 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

Estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

#### d) **Profundidad de la lámina líquida**

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

#### e) **Largo de los desarenadores**

Partiéndose de los valores anteriores (tasas de aplicación superficial) se puede calcular el largo necesario para los canales de retención de arena:

Q		SV		bhV		bhV		hV	, por tanto L	VH
A		A		A		bL		L		Q/A

Donde:

Q	=	caudal
S	=	sección transversal máxima del flujo
h	=	altura máxima de la lámina de agua
b	=	ancho medio de la sección del flujo
A	=	área superficial
L	=	largo que se pretende calcular
Q/A	=	tasa de aplicación superficial
V	=	velocidad óptima del flujo (0.30 m/s)

Aplicándose el modelo para  $Q/A = 1,200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ , se obtiene la relación

$$L = \frac{0.30 \cdot h \cdot 86,400}{1,200}$$

$$L = 21.6 \text{ h}$$

Por una cuestión práctica se adopta:

$$L = 25 \text{ h}$$

Con excepción de los desarenadores aerados, no es recomendable calcular el largo en función de un tiempo de retención.

#### f) Ancho de los desarenadores

Una vez conocida la profundidad, se determina el ancho de los canales de manera que sea mantenida la velocidad óptima de 0.30 m/s.

Si la sección de flujo fuera rectangular:

$$Q = SV = bhV \quad \text{y por tanto} \quad b = \frac{Q}{hV}$$

Frecuentemente son diseñados desarenadores con sección trapezoidal y en estos casos las dimensiones son establecidas en función del caudal (variable) y las correspondientes alturas de lámina de agua.

#### g) Regularización de la velocidad y medición de caudal

El caudal del agua residual varía en continuidad, pudiendo variar, por tanto, la altura de la lámina de agua en los canales.



Para que se mantenga la velocidad prácticamente constante en los desarenadores, es indispensable que el diseño de la sección de flujo esté en concordancia con las características del elemento controlador aguas abajo.

Es costumbre adoptar un vertedero convencional (Parshall o Sutró por ejemplo) para establecer una lámina ya conocida para cada caudal. Estos datos están consignados en tablas de fácil obtención.

Conocido el caudal y su lámina correspondiente, se puede determinar la forma o el perfil de la sección transversal del canal del desarenador, para que sea obtenida la velocidad de 0.30 m/s.

Son comunes las siguientes asociaciones de vertedero y canal del desarenador:

Vertedero	Modelo Matemático	Forma matemáticamente perfecta	Sección Práctica
Sutró (vertedero Proporcional)	$Q = kH$	Rectangular	Rectangular
Vertedero Triangular	$Q = kH^{1.58}$	Parabólica	Trapezoidal
Vertedero Rectangular	$Q = kH^{3/2}$	Parabólica	Trapezoidal

Obviamente los vertederos citados, además de servir de dispositivo regulador de velocidad, también, sirven para la medición del caudal.

En la tabla 7.6 se indican los criterios de diseño empleado en este proyecto.

La remoción y retiro de la arena retenida en los desarenadores será mecanizada, de la misma forma que el material retenido en las rejillas.

Tabla 7.6: Criterios de diseño de desarenador de Flujo Horizontal.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Caudal de Diseño	Q	-	Máximo Horario o Caudal Pico
Carga Superficial de Agua (para aguas residuales en Sistemas de Alcantarillado Separado)	SL	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> día	1,800
Velocidad Horizontal Promedio (a Caudal Máximo o Pico)	Va	m/s	0.3
Tiempo de Retención (a Caudal Máximo o Pico)	T	s	30 a 60

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

#### 7.2.2.4 Cantidad de material retenido en el desarenador

La cantidad de material retenido por los desarenadores depende del sistema de alcantarillado (unitario o separado), del tipo de ocupación del área servida (industrial, residencial, pavimentada o no) además de otros factores.

Los siguientes datos e información fueron utilizados en el presente proyecto:

Tabla 7.7: Valores prácticos de cantidad de arena removida.

JSWA (Japón)	1-20 L/1000 m <sup>3</sup>
WEF, ASCE (USA)	4-37 L/1000 m <sup>3</sup>
Registro en PT Carapongo	Aprox. 4.0 m <sup>3</sup> /semana
	Caudal Promedio Diario = 30,000 m <sup>3</sup> /día
	Cantidad Unitaria es 19.0 l/1000 m <sup>3</sup>
Aplicado en este proyecto	q <sub>2</sub> = 20 l/1000 m <sup>3</sup>

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

#### 7.2.2.5 Procesos de remoción de arena

En cuanto al proceso de remoción pueden ser considerados dos tipos:

Limpieza manual periódica

Remoción mecanizada del sedimento

Los desarenadores de limpieza manual son empleados en pequeñas plantas donde el volumen depositado no es muy grande.

En plantas de gran capacidad es más económica la remoción por medio de equipos mecánicos.

La remoción manual periódica es frecuentemente acompañada de problemas originados por el desarrollo de fuertes olores debidos a la putrefacción de la materia orgánica que sedimenta simultáneamente.

El revolver frecuente del material depositado abajo del flujo corriente puede contribuir para que se despeguen los flóculos orgánicos, minimizando los olores.

Los equipos para desarenadores varían considerablemente de un tipo a otro:

- Tipo rotativo, con palas raspadoras del fondo;
- Tablas raspadoras arrastradas por corrientes;
- Raspadores arrastrados por ruedas sobre rieles fijados sobre las bordas del desarenador;
- Elevación por eyector a aire (“air lift”);
- Remoción a lo largo del fondo con transportadores helicoidales (tornillo);
- Remoción por bombas sumergidas;
- Otras.

Las instalaciones mecanizadas más completas, además de retirar el material, lo lavan. Esas instalaciones pueden producir detritos con menos de 5% de materia orgánica.

Las instalaciones de limpieza manual cuando son bien operadas, pueden reducir la cantidad de material putrescible hasta unos 10%. Pero esto ya es suficiente para producir olores desagradables.

Cuando el contenido de materia orgánica es del orden del 40% al 50% empieza a producir malos olores, el material retenido debe ser enterrado.

La arena con bajo porcentaje de materia putrescible puede ser aprovechada en rellenos, caminos, lechos de secado de lodo y otros.

#### **7.2.2.6 Diseño.**

Se han previsto rejas y desarenadores en la parte alta y parte baja debido al hecho que las aguas residuales serán tomadas de dos emisores principales a diferentes elevaciones.

Las aguas residuales para el tratamiento preliminar de la parte alta serán captadas del colector Villa El Salvador, mientras que para la parte baja, serán del colector San Juan.

Se proveen canales de rejas de barras mecánicas equipadas con rastrillos en vaivén completamente automatizados, dos en la parte alta y tres en la parte baja. El material cribado será descargado a una faja transportadora automática.

Esta transportará el material a un contenedor especialmente diseñado a través de un compactador. El contenedor será retirado diariamente por camiones con brazo giratorio (sistema de camión con contenedor removible).

Se proveen dos (parte alta) y tres (parte baja) canales de flujo horizontal equipados con sus respectivas bombas de arena sumergible automáticas (tipo vórtice), y dos (incluyendo un set en stand-by) lavadores automáticos de arena tipo tornillo con separadores ciclónicos de arena. La arena lavada será descargada a un contenedor de similar diseño que para el material cribado.

Se han previsto dos medidores Parshall equipados con un transmisor de indicación del flujo, con el fin de medir el caudal afluente en las series de la parte alta y parte baja.

Todas las instalaciones del tratamiento serán abiertas. Las rejas de barras de limpieza mecánica y los canales desarenadores no serán tapados.

El dimensionamiento se muestra en la Tabla 7.8.

Tabla 7.8: Dimensionamiento de las instalaciones de tratamiento preliminar.

Caudal afluente de diseño		
Caudal Máximo	1.462 m <sup>3</sup> /s	= 126,400 m <sup>3</sup> /día
Caudal Promedio Diario	1.0 m <sup>3</sup> /s	= 86,400 m <sup>3</sup> /día
	Parte Alta: 0.4 m <sup>3</sup> /s	
	Parte Baja: 0.6 m <sup>3</sup> /s	

#### Instalaciones de Pre-Tratamiento

##### Parte Baja (desde el colector San Juan)

###### Desarenador Parte Baja

Tipo	De Flujo Horizontal
Caudal de Diseño	Caudal Máximo Horario = 1.040 m <sup>3</sup> /s = 89,856 m <sup>3</sup> /día
Carga Superficial	1,800 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
Área	$A_g = 89,856 \times 1/1,800 = 49.92 \text{ m}^2$
Profundidad de Agua	$D_g = 1.2 \text{ m}$
Velocidad Promedio	$V_g = 0.3 \text{ m/s}$
Ancho	$W_g = 1.04 \times 1/0.3 \times 1/1.2 = 2.90\text{m}$ o más
Dimensiones	Ancho 1.5 m x Largo 17 m x Prof. 1.2 m x 3 desarenador (1 desarenador en stand-by).
	Reja Mecánica, Bomba de Arena, Lavadora de Arena
Tiempo de Retención	$D_g = 1.5 \times 17 \times 1.2 \times 2 \times 1/1.04 = 59 \text{ s}$

###### Medidor de Caudal (MC)

Tipo	Medidor Parshall	
	Parte Baja (MC-2)	Parte Baja (MC-3)
Caudal Máx. de Diseño (m <sup>3</sup> /h)	Aprox. 3,200	Aprox. 1,600
Cantidad (set)	1	1
Ancho de Garganta (mm)	609.6 (PF20)	457.2 (PF15)
Caudal Máx. de Diseño	Caudal de diseño x 1.25	

## Parte Alta (Desde el Colector Villa El Salvador)

Desarenador Parte Alta

Tipo	De Flujo Horizontal
Caudal de Diseño	Caudal Máximo Horario = $0.422 \text{ m}^3/\text{s} = 36,461 \text{ m}^3/\text{día}$
Carga Superficial	$1,800 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$
Area	$A_g = 36,461 \times 1/1,800 = 20.3 \text{ m}^2$
Profundidad de Agua	$D_g = 1.0 \text{ m}$
Velocidad Promedio	$V_g = 0.3 \text{ m/s}$
Ancho	$W_g = 0.422 \times 1/0.3 \times 1/1.0 = 1.41 \text{ m}$ o más
Dimensiones	Ancho 1.5 m x Largo 14 m x Prof. 1.0 m x 2 desarenadores (1 desarenador en stand-by)
	Reja Mecánica, Bomba de Arena, Lavadora de Arena
Tiempo de Retención	$D_g = 1.5 \times 14 \times 1.0 \times 1 \times 1/0.422 = 50 \text{ s}$

### Medidor de caudal (MC-1)

Tipo	Medidor Parshall
Caudal maximo de diseño (m <sup>3</sup> /h)	Caudal de diseño x 1.9 1.90
Cantidad (set)	Uno
Ancho de garganta (mm)	457.2 (PF15)

## 7.3 Lagunas aireadas

### 7.3.1 Introducción

Históricamente, la aeración en lagunas de estabilización fue empleada en climas con cuatro estaciones marcadas y principalmente en invierno, para impedir el crecimiento de algas y otras condiciones producidas por sobrecarga orgánica y variaciones estacionales de temperatura.

De esta experiencia se encontró que las lagunas aireadas mantenían una remoción aceptable de DBO soluble y con periodos de retención más cortos que las lagunas facultativas sin aireación. Además el uso de las lagunas aireadas evidencio la ventaja de la utilización de menor área de terreno, debido a que los requisitos de superficie para este tipo de proceso son normalmente menores que el de las lagunas facultativas convencionales.

Los primeros investigadores que realizaron ensayos a escala de laboratorio en lagunas con difusión de aire comprimido fueron Eckenfelder y O'Connor en 1960. Sus experiencias de campo también fueron comenzadas con este tipo de aereación hasta que la aereación mecánica superficial comenzó a popularizarse en los Estados Unidos. La primera instalación de lagunas aireadas para el tratamiento de aguas residuales fue construida en Kansas City, Missouri, en la cual se empleó aeración mecánica superficial flotante durante un periodo de retención de cuatro horas.

Estos investigadores desarrollaron modelos matemáticos del proceso, recién en 1980 se presenta el modelo racional para el diseño de lagunas aireadas por Marais y Ekama.

### **7.3.2 Descripción del proceso**

Considerando únicamente el periodo de retención y la carga orgánica volumétrica se puede destacar que el proceso de lagunas aireadas se encuentra ubicado entre el proceso de lagunas facultativas y el proceso de lodos activados. Tanto en las lagunas aireadas como en las facultativas, la degradación de la materia orgánica carbonácea se realiza por acción de bacterias heterotróficas. En las lagunas facultativas la población bacteriana es pequeña, por lo cual se necesitan largos periodos de retención. En cambio en las lagunas aireadas, los mecanismos de aeración producen una mezcla del desecho con los lodos, aumentando la densidad de biomasa, lo que resulta en una reducción de los períodos de permanencia.

La aplicación de lagunas aireadas se ha hecho extensiva en climas fríos y para el tratamiento de aguas residuales en altas elevaciones. Este método de tratamiento es considerado como de bajo costo para países en desarrollo, en comparación con otros métodos de tratamiento secundario convencional. Existe la posibilidad de aplicación para instalaciones nuevas más compactas que las lagunas facultativas y como medio para incrementar la capacidad de instalaciones de lagunas existentes, que están sometidas a sobrecarga.

Los factores más importantes que se deben tener en cuenta en la selección de las lagunas aireadas son el aspecto de salud pública y los sólidos en el efluente. En cuanto al primer aspecto, los estudios efectuados tanto en países industrializados, como en países en desarrollo, indican que las lagunas aireadas son ineficientes en la remoción de organismos indicadores de patógenos. En relación con el aspecto de sólidos en el efluente, es entendible que dependiendo de la densidad de energía y del tiempo de acumulación de lodos, las lagunas aireadas estarán descargando una mayor o menor cantidad de sólidos biológicos en efluente.

Con estas dos consideraciones se puede concluir que la selección de la laguna aireada tiene necesariamente que venir acompañada de otro proceso, siendo la combinación más atractiva la laguna aireada seguida de una laguna facultativa, por cuanto al período de permanencia en estas dos lagunas en serie resulta menor que la permanencia que tendría cada una de las lagunas individualmente para alcanzar el mismo grado de tratamiento.

### **7.3.3 Tipos de lagunas aireadas.**

Existen dos tipos de lagunas aireadas claramente diferenciables, dependiendo del método de oxigenación y/o la densidad de energía, que define el grado de mezcla de la biomasa. Estos tipos de lagunas aireadas están esquematizados en la Figura 7.10 y se describen a continuación:

### 7.3.3.1 Laguna aireada de mezcla completa.

Llamada también laguna aireada de biomasa en suspensión, en la cual la presencia de algas no es aparente. Este puede considerarse como un proceso incipiente de lodos activados, sin separación y recirculación de lodos. La densidad de la biomasa es considerablemente menor que en los procesos de lodos activados y para el dimensionamiento de la laguna se relaciona el periodo de retención con la tasa de generación de sólidos activos, de modo que no se produzca un lavado de biomasa del sistema. No habiendo recirculación en este caso, el período de retención es igual a la edad de lodos.

Debido a que el efluente de este proceso contiene material sólido (activo, endógeno e inerte) en concentraciones iguales a las de la laguna, se hace necesario el utilizar el tratamiento, adicional, siendo lo más ventajoso tener una laguna facultativa después de la laguna a mezcla completa.

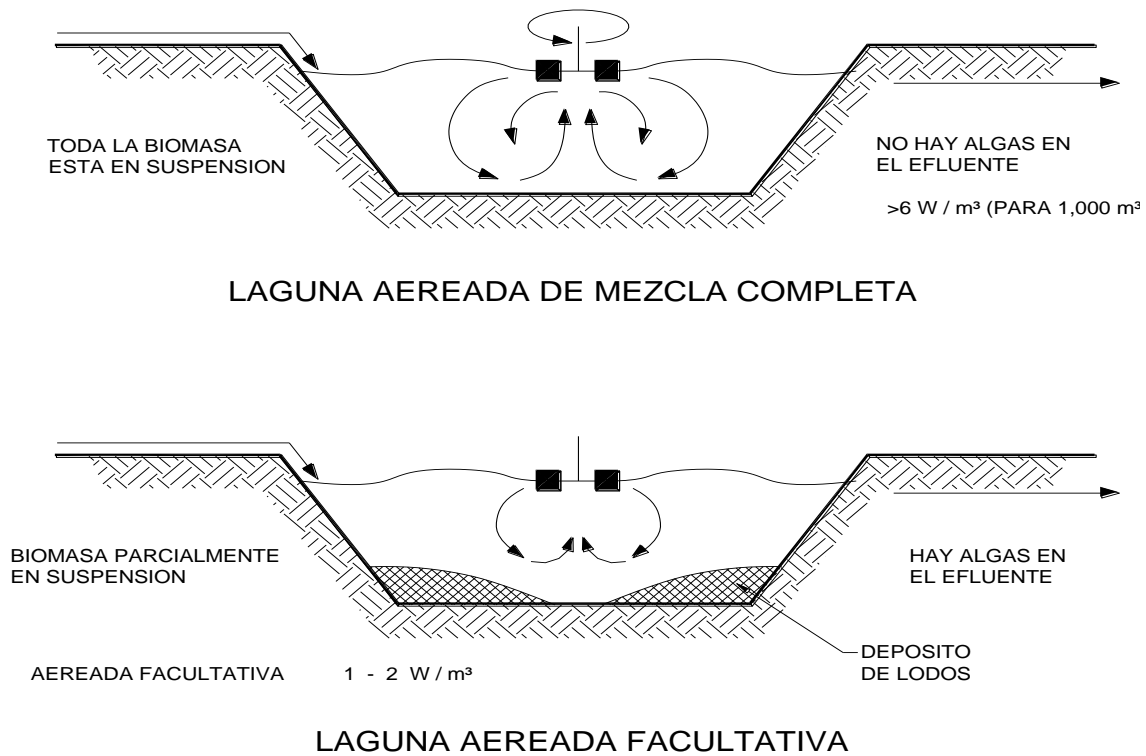
La producción de biomasa activa en esta laguna es resultante de la conversión de sólidos solubles y en suspensión a sólidos volátiles. La laguna aireada a mezcla completa actúa entonces como un biofloculador, lo cual facilita la sedimentación de estos sólidos en la laguna facultativa secundaria.

Hay información contradictoria en relación con la densidad de energía necesaria para la mezcla completa en lagunas. Esto se debe a que este parámetro no contiene toda la información para caracterizar adecuadamente el grado de mezcla.

Como se verá más adelante, los requisitos de densidad de la energía para mezcla completa están en función del tamaño y dimensiones de la laguna y decrecen con un aumento del volumen. Eckenfelder sugiere una densidad de  $20 \text{ W/m}^3$ , Fleckseder y Malina indican un requisito de  $20 \text{ w/m}^3$  para una laguna de  $500 \text{ m}^3$  y de  $10 \text{ w/m}^3$  para una de  $2,000 \text{ m}^3$  y Balasha y Sperber, recomiendan una densidad de 3-4  $\text{w/m}^3$  para una laguna de  $14,000 \text{ m}^3$

Estos datos, que siguen una tendencia definida, sugieren la especificación del volumen para cada densidad de energía, con el objeto de caracterizar el estado de la mezcla completa en lagunas aireadas.

Los modelos matemáticos se aplican exclusivamente a este tipo de lagunas, en donde puede calcularse la demanda de oxígeno con un buen grado de precisión. También el modelo de Marais, permite el cálculo de la demanda de oxígeno en la laguna facultativa secundaria, bajo la suposición de mezcla completa y ausencia de demanda en el lodo.



Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Figura 7.10: Tipo de Lagunas Aireadas.

### 7.3.3.2 Laguna aireada facultativa.

Este tipo de laguna es también conocido como laguna con biomasa en suspensión parcial o lagunas de mezcla parcial es recomendable para climas templados o cálidos. En este proceso el oxígeno es abastecido totalmente en forma artificial por medio de aireadores mecánicos y la producción de oxígeno por fotosíntesis está ausente o juega un papel muy reducido en la oxigenación de la materia orgánica.

En la Figura 7.10 se presenta una esquematización de los dos tipos de lagunas discutidas anteriormente. En condiciones de clima cálido y con buena insolación se puede observar un apreciable crecimiento de algas en la superficie. Otro fenómeno muy común es la aparición de grandes burbujas de biogás, producto de la digestión de sólidos.

En igual forma que para las lagunas aireadas de biomasa en suspensión la información de densidad de energía para estas lagunas no es consistente. Eckenfelder sugiere densidades de  $2$  a  $4 \text{ w/m}^3$  para este tipo de lagunas. Ellis sugiere densidades de energía de  $1$  a  $2 \text{ w/m}^3$ . Observaciones de Fabian Yañez en Campina Grande, Brasil indican que con densidades de  $5.5 \text{ w/m}^3$  y volúmenes de  $53,900 \text{ m}^3$  no se produce mezcla completa. Estas diferencias son ocasionadas por la geometría del estanque, el número y posición de los aireadores y, sobre todo el diámetro y velocidad de rotación del aireador. Es muy conocido en la teoría de mezcladores que la eficiencia de la mezcla aumenta con menores velocidades de rotación y mayor profundidad.



Debido a la incertidumbre de saber si la laguna va a operar como de mezcla completa al final del período de diseño o como facultativa en los años iniciales de operación, es difícil el desarrollo de una metodología racional y consistente de diseño, por lo cual para el dimensionamiento se tiene que usar la teoría de lagunas a mezcla completa, a falta de mejores herramientas.

El sistema de lagunas aireadas es un método de tratamiento biológico de aguas residuales en que los organismos vivos aeróbicos y los sólidos orgánicos, presentes en esas aguas, se mezclan íntimamente en un medio favorable para la descomposición aerobia de los sólidos. La eficiencia del proceso depende del mantenimiento continuo del oxígeno disuelto durante el tratamiento. El énfasis de este proceso es de reducir la carga orgánica del agua residual a valores tolerables antes de descargarla a la masa receptora, así como evitar el problema de malos olores por falta de oxígeno en la primera fase de tratamiento.

Las lagunas de mezcla parcial o facultativas son aquellas que se encuentran diseñadas con un grado de turbulencia limitado a asegurar un nivel adecuado de oxígeno disuelto en la laguna. La gran mayoría de sólidos no se mantienen en suspensión y se sedimentan en el fondo de la laguna, haciendo así innecesaria la instalación de un proceso adicional de disposición de lodos.

El abastecimiento de oxígeno es principalmente por aeración mecánica superficial, aunque las algas pueden encontrarse en números reducidos no influyen en la producción de oxígeno. Las lagunas aireadas de mezcla parcial requieren una baja potencia de aeración, siendo aproximadamente  $2 \text{ w/m}^3$  el requerimiento mínimo de energía. Las lagunas aireadas facultativas, dependiendo del periodo de retención, presentan eficiencia de remoción de DBO entre 70 y 80 %. En la presente alternativa las lagunas de mezcla parcial consideran una densidad de potencia de 2 watts por  $\text{m}^3$  de agua presente en la laguna.

### 7.3.4 Criterios de diseño para lagunas aireadas

Las fórmulas utilizadas son:

$$PR = [(L_0/L_1) - 1] / k_{am}$$

Donde:

- PR = Periodo de retención en la laguna (días),  
 $L_0, L_1$  = DBO<sub>5</sub> en el afluente y en el efluente respectivamente,  
 $k_{am}$  = Constante de reacción para remoción de DBO en una laguna aereada mecánicamente, dependiente de la temperatura.  
 $k_{am} = k_{am35^\circ\text{C}} / 1.085^{(35-T)}$ ,  $k_{am35^\circ\text{C}} = 1.2 \text{ (días}^{-1}\text{)}$ ,  
 T = Temperatura a la cual funciona la laguna ( $^\circ\text{C}$ )  
 $R_o = Q * (L_o - L_1) * OD_1 * 10^{-3} * 1/24$

Donde:

- $R_o$  = Requerimiento de oxígeno ( $\text{kg O}_2/\text{día}$ ),  
 Q = Caudal medio ( $\text{m}^3/\text{día}$ ), y

$OD_1$  = Oxígeno Disuelto en el efluente (mg/l).

Requerimiento de Oxígeno en condiciones de campo (SOR)

$$SOR = \frac{(R_o) (C_s)}{[(\text{Beta}) (\text{ACF}) (C_w) - C_1] (\text{Alpha}) (1.024)^{(T-20)}}$$

Donde:

- $R_o$  =Requerimiento de Oxígeno (kg  $O_2$ /hora),
- $C_s$  =Constante de saturación de  $O_2$  bajo condiciones estándar (mg/l)
- ACF =Factor de Corrección de Altitud
- Alpha =Factor de Corrección de transferencia de  $O_2$
- Beta =Factor de corrección de tensión superficial – salinidad
- $C_1$  =Concentración de Oxígeno disuelto en laguna aereada (mg/l)
- T =Temperatura del afluente ( $^{\circ}$  C)
- $C_w$  =Concentración de saturación de  $O_2$  a temperatura actual (mg/l)

$$P = SOR / N_c$$

Donde:

- P = Potencia de equipo (kw)
- $N_c$  = Transferencia de oxigeno en condiciones reales

### 7.3.5 Sistemas de aireación

Los métodos de aireación comúnmente utilizados en las lagunas aereadas son:

- Introducción en el agua residual de aire u oxigeno mediante difusores,
- Agitación mecánica del agua residual para promover la disolución de aire de la atmósfera.

#### 7.3.5.1 Difusores

Un sistema de aeración con difusores esta formado por unos difusores sumergidos en el agua residual, las conducciones de aire, los sopladores y demás equipos auxiliares.

Los difusores antiguamente se clasificaban en dos tipos: los de burbuja gruesa y los de burbuja fina, pero no existía claramente un limite para clasificar el tamaño de burbuja.

Actualmente se clasifican en función de las características físicas de los equipos. Se definen tres categorías (1) difusores porosos o de poros finos, (2) difusores no porosos y (3) otros sistemas de difusión como los difusores de chorro, aireadores por aspiración y los aireadores de tubo en U.

En la tabla 7.9 se describen los dispositivos de aeración.

Tabla 7.9: Descripción de los dispositivos de aireación con difusores.

Tipo o sistema	Eficiencia de transferencia	Descripción
<b>Poroso</b> Placa	Alta	Placas cerámicas cuadradas instaladas sobre soportes fijos o en la solera del tanque.
Domo	Alta	Difusores cerámicos con forma de domo instalados sobre las conducciones de distribución ubicadas cerca del fondo del tanque.
Disco	Alta	Discos de cerámica rígidos o flexibles de membrana porosa instalados en las conducciones de distribución ubicadas cerca de la solera del tanque.
Tubo	Moderada a alta	Difusor en forma de tubo de medio cerámico rígido o de plástico flexible o de goma sintética instalados en las tuberías de distribución.
<b>No poroso</b> <b>Orificio fijo</b> Tubería perforada	Baja	Red de tuberías de distribución con pequeños agujeros perforados a lo largo de su longitud.
Sparger	Baja	Elementos que suelen ser de plástico moldeado que se instalan en las conducciones de distribución.
Tubería ranurada	Baja	Tuberías de acero inoxidable con ranuras para su ministrar el aire en bandas anchas.
Orificio con válvulas	Baja	Elemento que contiene una válvula de seguridad para evitar la inversión del flujo cuando se cierra el suministro de aire. Se instala en las tuberías de distribución de aire.
Tubo estático	Baja	Tubo vertical estático instalado sobre el fondo del tanque que funciona como airlift.
Manguera perforada	Baja	Manguera perforada dispuesta a lo largo del tanque anclada al fondo.
<b>Otros dispositivos</b> Aireación por inyección	Moderada a alta	Dispositivo que descarga, a través de una boquilla situada cerca del fondo del tanque, una mezcla de aire comprimido y líquido bombeado.
Aspiración	Baja	Bomba de hélice inclinada instalada en la superficie del tanque que aspira aire y libera bajo la superficie una mezcla de aire y agua.
Tubo en U	Alta	Descarga de aire comprimido en el tramo descendiente de los reactores tipo Deep Shaft.

Fuente: Metcalf and Eddy, 4ta. Edición, 2003

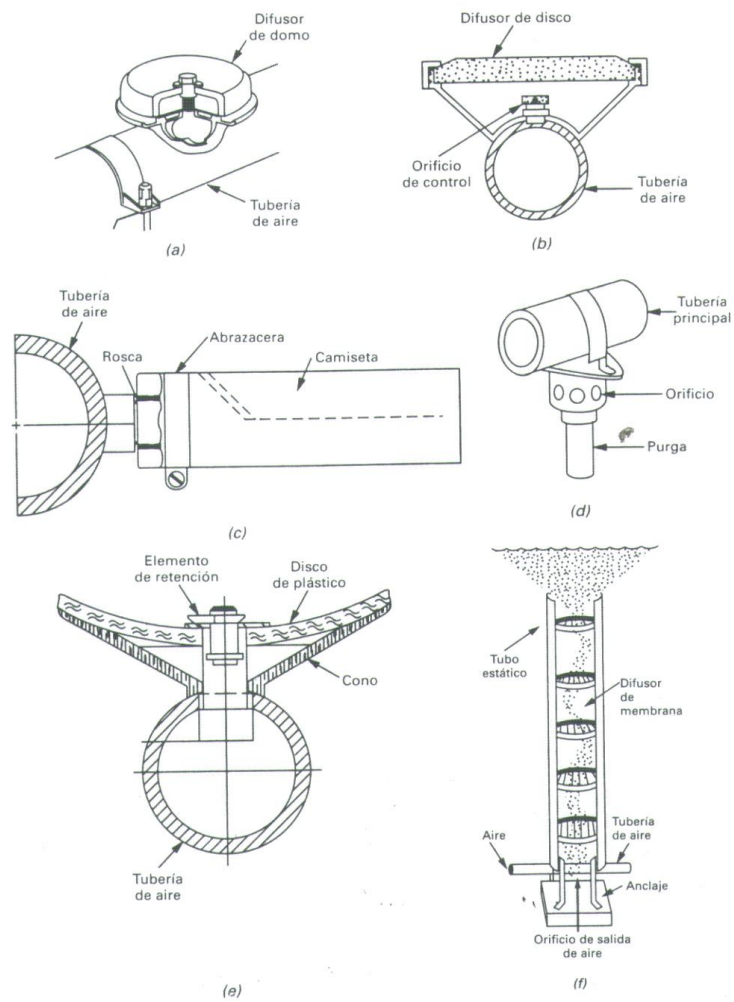


Figura 7.11: Tipos de difusores.



Figura 7.12: Foto de difusores de tubo estático.

### 7.3.5.2 Aireadores mecánicos.

Se clasifican en dos grupos en función de las principales características de diseño y funcionamiento, (1) aireadores de eje vertical y (2) aireadores de eje horizontal. Ambos grupos se dividen en aireadores sumergidos y aireadores superficiales.

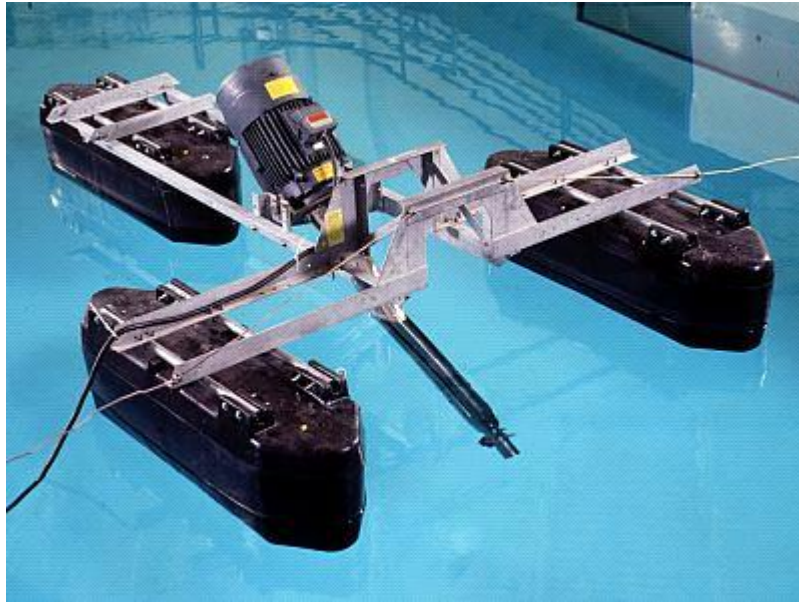


Figura 7.13: Foto de aireador superficial horizontal.

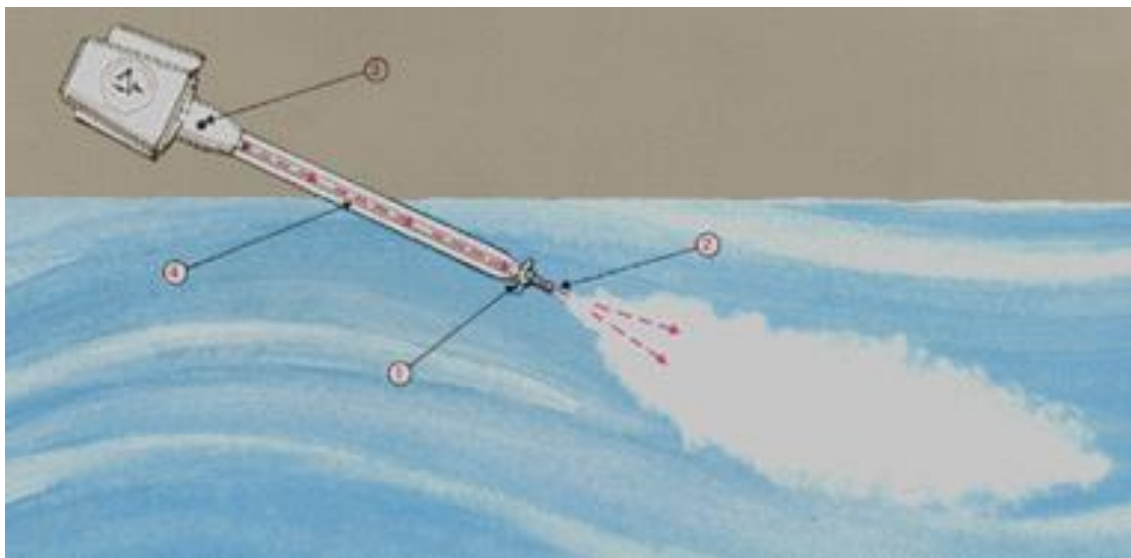


Figura 7.14: Funcionamiento de aireador superficial horizontal.

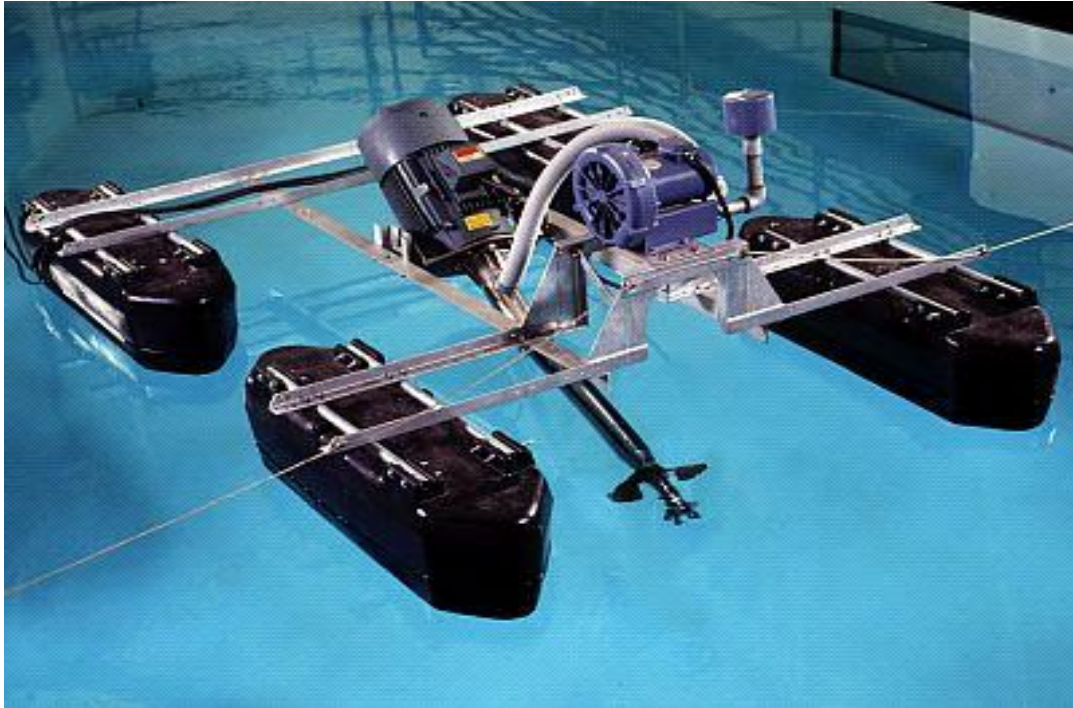


Figura 7.15: Foto de aireador con compresor.

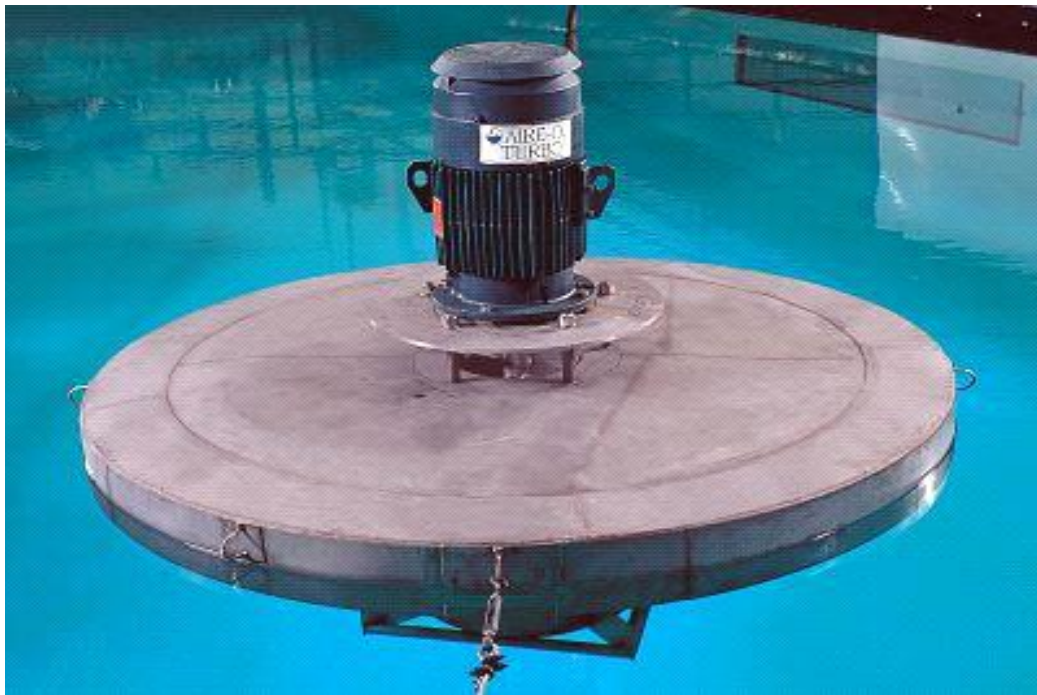


Figura 7.16: Foto de aireador superficial vertical.

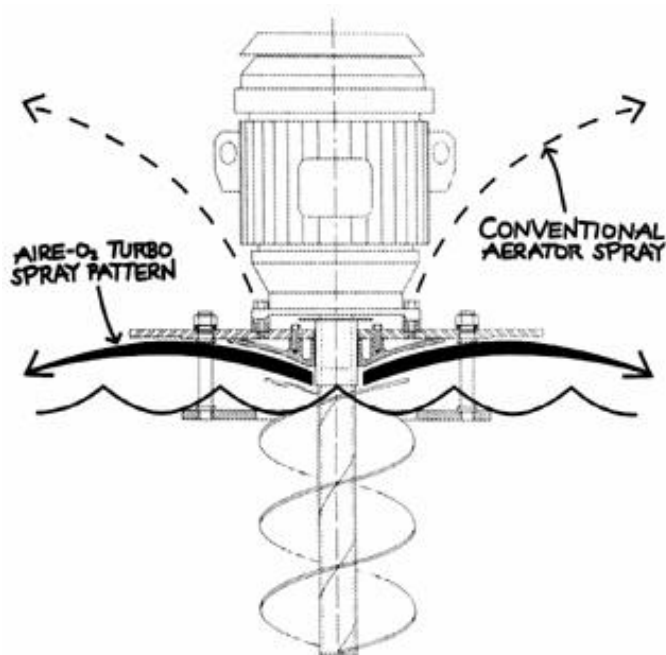


Figura 7.17: Funcionamiento de aireador superficial vertical.

En este proyecto se aplica un sistema de lagunas aireadas de energía dual debido al requerimiento de una alta tasa de remoción de DBO en un tiempo de retención relativamente corto. Para el diseño de este sistema se aplica el caudal promedio diario. Los equipos a utilizarse serán una mezcla de aireadores mecánicos superficiales horizontales y verticales respectivamente.

### 7.3.6 Diseño de las lagunas aireadas

El sistema de lagunas aireadas consistirá de 5 unidades por serie, dos unidades de mezcla completa (LAMC) y tres unidades de mezcla parcial (LAMP). Se proveerá una línea by-pass apropiada entre las lagunas para permitir la operación durante la limpieza de lagunas.

Basado en la eficiencia de remoción de DBO indicadas en los criterios de diseño de lagunas aireadas, la concentración de DBO en el efluente de la LAMP podría calcularse como sigue:

DBO <sub>5</sub> de diseño en el afluente	250 mg/l
Tasa de remoción de DBO en LAMC	Promedio 75%
Tasa de remoción de DBO en LAMP	Promedio 65%

De las condiciones arriba indicadas:

DBO efluente de LAMC	$250 \times (1 - 0.75) = 63 \text{ mg/l}$
DBO efluente de LAMP	$63 \times (1 - 0.65) = 22 \text{ mg/l}$

Por lo tanto, la concentración objetivo de DBO en el efluente de la LAMP se fijó en 30 mg/l.

Los requerimientos para los aireadores en el sistema de lagunas aireadas son los siguientes:

LAMC : Suficiente suministro de oxígeno y mezcla fuerte en toda la laguna.

LAMP : Adecuado suministro de oxígeno y mezcla.

Las características del aireador tipo vertical y el aireador tipo aspirador se muestran en la Tabla 7.10.

Tabla 7.10: Características de los aireadores tipo vertical y tipo aspirador.

ÍTEM	Aerador Tipo Vertical (alta velocidad)	Aerador Tipo Aspirador
Características	Alta velocidad de salida; pequeño diámetro del impulsor; motores montados en estructura flotante	Consiste de un eje largo hueco con un motor eléctrico en un fin y un impulsor en el otro; unidades montadas sobre estructuras flotantes.
Ventajas	Fácil de ajustar para niveles de agua variables; operación flexible.	Buena mezcla; flujo horizontal y direccional; fácil de ajustar para niveles de agua variables; operación flexible; poco mantenimiento.
Desventajas	Accesibilidad pobre para mantenimiento; la capacidad de mezcla podría ser inadecuada; zonas muertas.	Accesibilidad pobre para mantenimiento; el desempeño en el suministro de oxígeno es ligeramente menor que ara el tipo vertical.
Desempeño reportado en aguas limpias	1.8 a 2.3 kg-O <sub>2</sub> /kW-h	1.5 a 2.0 kg-O <sub>2</sub> /kW-h

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Tomando en cuenta las características mostradas en la Tabla 7.10, los tipos de aireadores que se decidieron tentativamente para el Proyecto es una combinación del Aireador Tipo Vertical y del Tipo Aspirador para LAMC y el Aireador Tipo Aspirador para LAMP por las siguientes razones:

- Para asegurar el efecto de mezcla suficiente en un gran depósito como la LAMC, es conveniente provocar un flujo vertical en la parte central y un flujo horizontal en la parte periférica.
- El logro de la capacidad total de abastecimiento de oxígeno puede esperarse introduciendo aireadores de tipo vertical.



- c) Para asegurar la mezcla apropiada en una LAMP, es conveniente provocar un flujo horizontal mediante aireadores tipo aspirador.

El dimensionamiento de las lagunas y el número de aireadores se muestra en la Tabla 7.11

Tabla 7.11: Dimensionamiento de lagunas aireadas.

Laguna Aireada a Mezcla Completa (LAMC)	
Caudal de diseño	Caudal promedio diario. = $1.0 \text{ m}^3/\text{s} = 86,400 \text{ m}^3/\text{día}$
Tiempo de retención	$t^*c = 2.0 \text{ días}$
Volumen	$Vc = 86,400 \times 2.0 = 172,800 \text{ m}^3$
Profundidad efectiva	$Dc = 3.0 \text{ m}$
Área (profundidad media)	$Ac = Vc / Dc$
	$= 172,800/3.0 = 57,600 \text{ m}^2$
Dimensiones	80 m x 72.0 m x Prof. 3.0m x 10 lagunas (parte alta: 4, parte baja: 6)
(Real)	$Ac' = 80 \times 72 \times 10 = 57,600 \text{ m}^2$ (profundidad media)
	$Vc' = 57,600 \times 3.0 = 172,800 \text{ m}^3$
Requerimiento de oxígeno	$Re = 86,400 \times (250 - 63) \times 10^{-3} \times 2.0 \times 1/24 = 1,346 \text{ kg-O}_2/\text{h}$
Requerimiento de energía para mezcla completa	$Pm = 172,800 \text{ m}^3 \times 6 \text{ W/m}^3 \times 1/1000 = 1036.8 \text{ kw}$
Aerador	
Tipo aspirador	22 kw x 20 sets, 15 kw x 20 sets
Tipo vertical	22 kw x 20 sets
(Energía de mezcla actual)	$(22 \times 40 + 15 \times 20) \times 1/172,800 = 6.8 \text{ w/m}^3$
Laguna Aireada a Mezcla Parcial (LAMP)	
Caudal de diseño	Caudal promedio diario. = $86,400 \text{ m}^3/\text{día}$
Tipo	Pared rectangular de concreto reforzado
Series	3 lagunas x 5 series
Tiempo de retención	$t^*p = \text{Total } 2.0 \text{ días}$
Volumen	$Vp = 86,400 \times 2.0 = 172,800 \text{ m}^3$
Profundidad efectiva	$Dp = 3.0 \text{ m}$
Área (profundidad media)	$Ap = Vp / Dp = 172,800 \times 1/3.0 =$
	$= 57,600 \text{ m}^2$
Dimensiones	80 m x 48 m x Prof. 3.0 m x 15 lagunas (parte alta: 6, parte baja: 9)
(Real)	$Ap' = 80 \times 48 \times 15 = 57,600 \text{ m}^2$ (profundidad media)
	$Vp' = 57,600 \times 3.0 = 172,800 \text{ m}^3$
Requerimiento de Oxígeno	$Re = 86,400 \times (63 - 22) \times 10^{-3} \times 2.0 \times 1/24 = 296 \text{ kg-O}_2/\text{h}$
Requerimiento de energía	$Pm = Vp' \times pp = 176,052 \times 1.5 \text{ w/m}^3 \times 10^{-3} = 264.1 \text{ kw}$
Aireador	Tipo aspirador 11 kw x 30 sets
(Energía de mezcla actual)	$(11 \times 30) \times 1/172,800 = 1.9 \text{ w/m}^3$

#### 7.4 Lagunas de sedimentación

El agua residual en las lagunas aireadas pasa por un proceso de turbulencia en el cual los sólidos son mantenidos en suspensión o en el caso de lagunas de mezcla parcial han sedimentado parcialmente, siendo necesaria la instalación de una estructura de disposición de lodos.

La estructura natural para la disposición de lodos son los estanques o lagunas de sedimentación, estas lagunas deben observar detalladamente los siguientes requisitos:

- El tiempo de retención debe ser el adecuado para conseguir el grado de eliminación de sólidos suspendidos deseado,
- Se debe disponer de espacio (volumen) suficiente para el almacenamiento de lodos,
- Se debe minimizar el crecimiento de algas,
- Se deben controlar los olores que puedan producirse como resultado de la descomposición anaerobia del lodo,
- Estudiar la necesidad de impermeabilizar el terreno.

Dos problemas se presentan a menudo con el uso de lagunas de sedimentación son el crecimiento de algas y el desprendimiento de olores. Los crecimientos de algas, normalmente se pueden controlar limitando el tiempo de detención hidráulica por debajo de 2 días. Los olores que se producen como consecuencia de la descomposición anaeróbica, generalmente se pueden controlar manteniendo una profundidad mínima de 2 metros.

En base a estas consideraciones se dimensionó las lagunas de sedimentación cuyas características se muestran en la Tabla 7.12.

Tabla 7.12: Dimensionamiento de lagunas de sedimentación.

<b>Laguna de Sedimentación (LS)</b>	
Caudal de diseño	Caudal promedio diario. = 86,400 m <sup>3</sup> /día
Tiempo de retención	t*s = 1 día
Volumen	V <sub>s</sub> = 86,400 x 1 = 86,400 m <sup>3</sup>
Profundidad	D <sub>s</sub> = 3.0 m
Área (profundidad media)	As = 86,400 m <sup>3</sup> x 1/3.0 = 28,800 m <sup>2</sup>
Dimensiones	40 m x 72 m x Prof. 3m x 10 lagunas (parte alta: 4, parte baja: 6)
(Real)	As' = 40 x 72 x 10 = 28,800 m <sup>2</sup> (profundidad media) Vs' = 28,800 x 3.0 = 86,400 m <sup>3</sup>

### 7.5 Lagunas de maduración o pulimento

Se denominan lagunas de maduración a las lagunas facultativas que reciben el efluente tratado de una laguna secundaria o de una laguna de sedimentación.

Las lagunas facultativas son usualmente poco profundas, el agua de las lagunas se encuentra estratificada con una capa superior aeróbica, una zona intermedia de transición y el estrato inferior de estas lagunas suele estar en condiciones anaeróbicas debido a que la penetración de la luz solar es muy limitada (15 cm en promedio).

En esta lagunas la operación eficiente es importante, pero la calidad del efluente esta determinada por las condiciones climáticas y principalmente por la temperatura y la luz

solar, considerando que la calidad final va a variar según cambien estas condiciones climáticas.

Siendo la clave para una operación adecuada, la producción de oxígeno por la fotosíntesis de las algas y la reaeración superficial. El oxígeno es utilizado por las bacterias aeróbicas para estabilizar la materia orgánica en las capas superficiales.

En conclusión los objetivos principales de estas lagunas son:

- Presentar las condiciones adecuadas de balance de oxígeno, de modo que se pueda sustentar una adecuada biomasa de algas unicelulares en la parte superior de la laguna.
- Presentar las condiciones adecuadas de mortalidad bacteriana, lo cual se da cuando la población de algas al alimentarse básicamente del sistema carbonatado, en las horas de mayor insolación o de mayor actividad fotosintética, consume los bicarbonatos y carbonatos, produciendo un notable incremento del pH y al mismo tiempo una gran mortalidad bacteriana.
- Asegurar una adecuada remoción de nemátodos intestinales.
- Asegurar una adecuada remoción de DBO.

En este proyecto se ha previsto el utilizar lagunas de pulimento para la remoción de parásitos, helmintos, coliformes y asegurar la remoción de DBO para el reuso del efluente tratado en la zona de influencia de la planta.

Para el dimensionamiento de las lagunas de maduración se tomo los criterios de diseño mostrados en la tabla 7.13 y las características de las mismas lagunas se muestran en la tabla 7.14.

Tabla 7.13: Criterios de diseño de lagunas de pulimento.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Tiempo de retención	T <sub>4</sub>	día	5.0 (Total)
Tirante	D <sub>4</sub>	m	1.5 a 4.0
Borde Libre Mínimo		m	0.5
En caso de tipo terraplén			
* Inclinación (H : V)			2:1
* Protección del Terraplén			100 mm de revestimiento de concreto
Protección del fondo de la laguna			50 mm de revestimiento de concreto
Patrón de flujo			Flujo pistón

La concentración objetivo de coliformes fecales en la laguna de pulimento se fijó en el nivel de 10<sup>3</sup> NMP CF/100 ml.

Tabla 7.14: Dimensionamiento de lagunas de pulimento.

Caudal de diseño	$Q \text{ d.av.} = 86,400 \text{ m}^3/\text{día}$
Tipo	Pared rectangular de concreto reforzado
Tiempo de retención	$t^*_{pp} = 5 \text{ días}$
Volumen	$V_{pp} = 86,400 \times 5 = 432,000 \text{ m}^3$
Profundidad	$D_{pp} = 4.0 \text{ m}$
Dimensiones	80 m x 90 m x Prof. 4.0 m x 15 lagunas (parte alta: 6, parte baja: 9)
(Real)	$A_{pp}' = 80 \times 90 \times 15 = 10,800 \text{ m}^2$ (profundidad media)
	$V_{pp}' = 108,000 \times 4 = 432,000 \text{ m}^3$

## 7.6 Sistema de desinfección

El proceso de desinfección se realiza para eliminar los microorganismos patógenos que pueda haber en el agua que ha sido sometida a los tratamientos primarios y/o secundarios.

La desinfección se aplica antes del vertido de las aguas tratadas en corrientes especialmente sensibles a la presencia de microorganismos (aguas para recreación, contacto directo y algunas aguas de riego).

Desde un punto de vista general, un buen proceso de desinfección debe inactivar en el menor tiempo posible prácticamente todos los agentes patógenos usando bajas dosis y sin formar residuos o subproductos potencialmente dañinos para las aguas receptoras finales.

No todos los organismos se destruyen durante el proceso de desinfección, punto en el que radica la principal diferencia entre la desinfección y la esterilización.

Los desinfectantes de uso común en el tratamiento de las aguas pueden clasificarse en:

- **Desinfectantes Químicos.** Los agentes químicos utilizados son: cloro y sus compuestos (cloro gas; hipoclorito, dióxido de cloro), bromo, yodo, ozono, ácido paracético, fenol y sus compuestos, los alcoholes, etc.
- **Desinfectantes Físicos.** Entre estos se encuentran la luz y el calor. En la práctica dentro de lo referente a la luz se encuentra sólo los rayos ultravioletas (UV), aunque se han realizado pruebas con otros métodos.

En este proyecto el sistema de desinfección se prevé como un sistema de respaldo para reducción de coliformes, logrado principalmente por lagunas de pulimento.

Para el Proyecto se seleccionó el método de desinfección con cloro, debido a las siguientes razones:

- a) Costo requerido más bajo.

- b) Su obtención es fácil.
- c) SEDAPAL utiliza este sistema para el sistema de potabilización de agua.
- d) Es posible un período largo de almacenamiento, por lo tanto, es apropiado para un sistema de respaldo.
- e) El hipoclorito de sodio es caro. El período efectivo de almacenamiento es alrededor de 10 días debido a su descomposición a  $\text{Cl}_2$  gas. No es apropiado para un sistema de respaldo.
- f) La eficiencia de la radiación ultravioleta para el efluente de lagunas aireadas es baja debido a la baja transmisión ultravioleta proyectada (aproximadamente 45%) en líquidos con alta concentración de SST (50 - 60 mg/l). Los costos de construcción y de O&M son mayores que para el caso del cloro. Las lámparas deben ser limpiadas y cambiadas regularmente. No se considera apropiado para el Proyecto.

Los criterios de diseño para el sistema de desinfección se muestran en la tabla 7.15.

Tabla 7.15: Criterios de diseño para el sistema de desinfección.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Caudal de diseño	Q		Promedio diario
Tiempo de retención mínimo	$T_5$	min	15
Dosis de cloro	r	mg/l	Promedio 3.0
Tipo de tanque de desinfección			Canal de concreto reforzado
Patrón de flujo			Flujo pistón
Tiempo de almac. del cloro			2 a 4 semanas
Cilindro de cloro		kg	Aprox. 60 kg o 900 kg.

Fuente: Proyecto MESIAS, 1998

Fueron previstos para esta planta tres tanques de desinfección, uno para cada punto de descarga, es decir nivel alto, intermedio y bajo conforme a los canales de riego existentes, sin embargo, una sola instalación proveerá de cloro a estos 3 tanques y estará ubicada en la parte alta y distribuirá el agua de solución de cloro desde allí.

Se proveen tres cloradores para los tanques de desinfección. El clorador es montado en la pared, de operación al vacío, diseñado para operar manualmente.

En base a estas consideraciones se dimensiono los tanques de contacto de cloro cuyas características se muestran en la tabla 7.16.



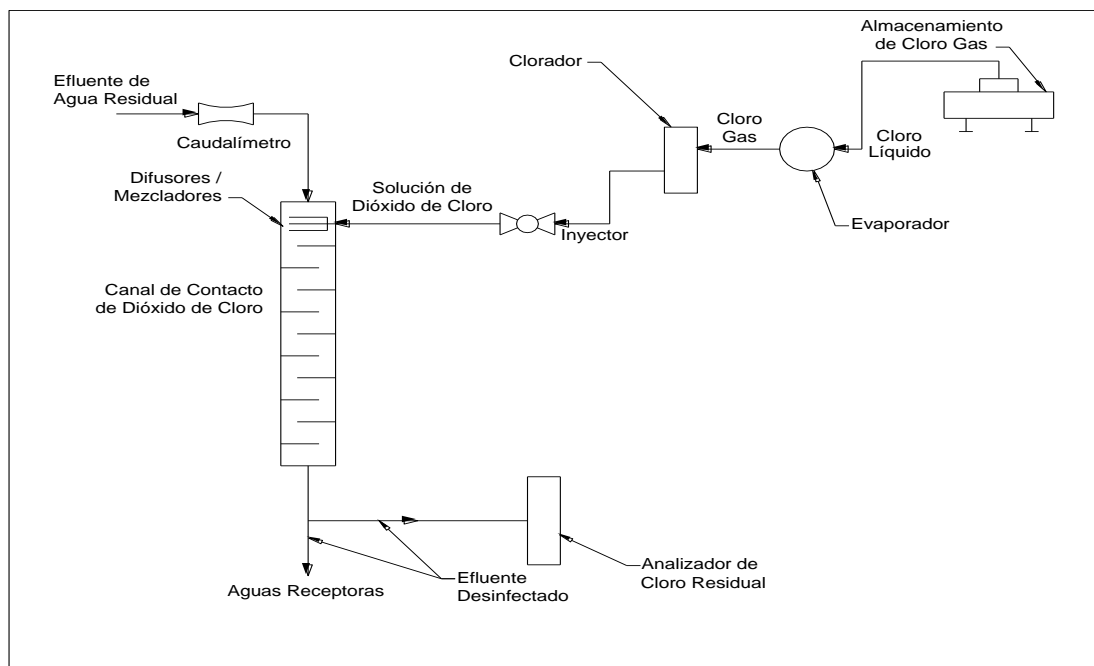


Figura 7.19: Diagrama del proceso de desinfección con cloro gas.

## 7.7 Lecho de secado de lodos

Los lechos de secado son el método de deshidratación de lodos más empleado en las plantas de tratamiento, normalmente se suelen utilizar para la deshidratación de lodos digeridos, una vez seco se retira y evacúa a vertederos controlados o se utiliza como acondicionador de suelos.

Las principales ventajas de los lechos de secado son su bajo costo, el escaso mantenimiento que precisan y el elevado contenido en sólidos del producto final. Se utilizan cuatro tipos de lechos: los convencionales de arena, pavimentados, de medio artificial y por vacío. Siendo el más utilizado el convencional de arena.

En un lecho convencional de arena, el lodo es extendido sobre la arena, formando una capa de 200 a 300 mm de espesor y se deja secar, el lodo se deshidrata por drenaje a través de la masa de lodo y arena y por evaporación de la superficie expuesta al aire.

La mayor parte del agua se extrae por drenaje, razón por lo cual es fundamental disponer de un sistema de drenaje adecuado. Los lechos de secado están equipados con tuberías de drenaje lateral dispuesta con una adecuada pendiente (mínimo 1 %) y separadas entre 2.50 y 6.00 m. Estos conductos deben colocarse adecuadamente y cubrirse con grava o piedra chancada. El lecho de arena debe tener un espesor de 200 a 300 mm, con un cierto espesor adicional para compensar las pérdidas que pueden producirse durante la operación de limpieza, la arena debe tener un coeficiente de uniformidad superior a 4.0 y un tamaño efectivo comprendido entre 0.30 y 0.75 mm.

El lodo se puede extraer de los lechos después de que se haya secado y drenado suficientemente para ser desalojado manualmente (con palas). El lodo seco posee una textura gruesa y agrietada y es de color negro o marrón oscuro.

En la planta San Juan, el lodo sedimentado en las lagunas aireadas a mezcla parcial, lagunas de sedimentación y lagunas de maduración será removido en las dos formas siguientes:

- a) Después del drenaje de las lagunas, el lodo será secado y retirado. El drenaje será realizado con bombas de drenaje.
- b) El lodo será drenado por bombas sumergibles con flotadores, y secadas en los lechos de secado de lodos. Los criterios de diseño del lecho de secado de lodos se muestran en la Tabla 7.17.

Tabla 7.17: Criterios de diseño de lecho de secado de lodos.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor o Comentario
Tipo			Lecho de concreto con filtro de arena y grava
Período de secado	T	días	50
Tirante	D	m	0.45 (máx)

La estructura del lecho de secado de lodos se muestra en la tabla 7.18. El sobrenadante es retornado a la LAMC cercana mediante una bomba de drenaje.

Tabla 7.18: Dimensiones de los lechos de secado de lodos.

Tipo	: Lecho de Concreto con Filtración Grava y Arena
Período de Secado	: 50 días
Dimensiones	: 60m x 20m x 8 lechos

## 7.8 Impacto ambiental

Un proyecto de la magnitud de la planta de tratamiento San Juan, necesariamente causa efectos o impactos positivos y/o negativos, tanto en relación a la modificación del espacio en que se desarrollan las obras (modificaciones topográficas), como en lo referente a las tierras mismas beneficiadas, que de una situación totalmente eriaza e improductiva van a pasar a las características de una explotación agrícola, forestal que puede llegar a ser productiva competitiva y altamente rentable, con evidentes modificaciones ambientales y aún climáticas.

El hombre causante de la modificación del ambiente desde su aparición en la tierra, poseedor de la tecnología y conocimientos suficientes, dadas las experiencias ya conocidas de los países más desarrollados, se convierte nuevamente en el factor principal de la modificación del ambiente de la zona sur de Lima; siendo así responsable de los cambios artificiales que se introducirán, a fin de obtener los beneficios de la tierra; lógicamente en función directa a la evolución de tales nuevas técnicas que a no dudar evitarán cambios



ambientales severos, asociados a impactos negativos que podrían derivarse de tales modificaciones.

### **7.8.1 Identificación de impactos ambientales**

Durante la construcción y operación del proyecto, es necesario evaluar y calificar los posibles impactos generados sobre el medio ambiente, antes, durante y después de las actividades hasta su abandono de ser el caso, en cada una de las etapas del mismo.

En tal sentido es necesario la identificación e interacción de aquellas actividades más sensibles y propias del proyecto, con el conjunto de componentes ambientales de orden físico, biológico y socio-económico-cultural.

Cabe señalar que el grado y magnitud de los impactos sobre determinado componente o factor ambiental, permitirá establecer las medidas orientadas a mitigar la perturbación ambiental, logrando una adecuada atenuación, sin comprometer la integridad de los recursos frágiles del ecosistema en su conjunto.

Las actividades más importantes y relevantes, inherentes al proyecto se han identificado y seleccionado las cuales mayormente ocurren en la etapa de operación y son las siguientes:

- Pruebas y arranque del sistema integral.
- Operación de la planta.
- Operación de las líneas de conducción (afluente y efluente).
- Tratamiento de efluentes, reuso y disposición final.
- Monitoreo ambiental y análisis físico, químico y bacteriológicos.
- Operación y mantenimiento de maquinarias y equipos.
- Operación y mantenimiento de plantas y líneas de conducción.
- Control o “Vigilancia Ambiental”

### **7.8.2 Impactos positivos en el ambiente**

- Reducir los niveles de contaminación por la descarga actual del colector Surco en La Chira, en beneficio de la población bañista con la reducción de enfermedades gastrointestinales, piel y ojos.
- Reducir la sobrecarga de la capacidad de colectores aguas abajo de la derivación a la planta de tratamiento, logrando que se amplíen las capacidades hidráulicas de los colectores San Juan y Villa El Salvador, en el área de drenaje del Colector Surco.
- Mantener y ampliar las áreas agrícolas de los distritos de San Juan de Miraflores y Villa El Salvador, con los efluentes de la PTAR San Juan , alrededor de 800 Há., estas áreas empezarán a producir inmediatamente la planta entre en funcionamiento.
- Reducción de los niveles de contaminación de los productos agrícolas obtenidos en los campos regados con aguas residuales tratadas en las lagunas de San Juan y Huáscar, los cuales tienen condiciones para riego sin restricción
- Creación de puestos de trabajo, para la operación de la planta de tratamiento, así como en las actividades agrícolas, forestales y centros de recreación que se generen.
- Mejora de abastecimiento del mercado local con productos frescos y de calidad.

- Incremento de la producción a nivel de toda la zona gracias a la siembra de los terrenos baldíos.
- Incremento de las áreas verdes de la zona urbana que no se regaban por falta de agua.
- La zona conocida como Lomo de Corvina se proyecta como un entorno ecológico para Villa El Salvador, lo cual generará mejores condiciones de calidad del aire y mayores áreas de esparcimiento

### **7.8.3 Impactos negativos en el ambiente**

En los proyectos que implican tratamiento y uso de aguas residuales, generalmente se tienen mayores beneficios ambientales en todo sentido, y se limitan los impactos negativos a la generación de ruido y polvo en la etapa de construcción de la infraestructura, por lo tanto, los proyectos de aguas residuales son proyectos ambientalmente sostenibles.

### **7.8.4 Recomendaciones**

Los problemas y las áreas críticas propensas a sufrir daños y pérdidas, en los sectores donde se encuentran las instalaciones de tratamiento y donde se han instalado las líneas de conducción, ya identificados requieren de acciones para la reducción de los impactos negativos, los cuales se mencionan a continuación y algunos de los cuales ya se están implementando:

Fugas o salidas accidentales de desagües no tratados: Implementación de medidas estrictas de control, automatización de válvulas de control, sistema SCADA.

Posibles emisiones de olores en el área de la planta de tratamiento: Implementación de cerco de árboles en especial en la zona del pre-tratamiento, cinturón ecológico en todo el perímetro de la planta.

Riesgos de derrames o inundación de la planta y/o colectores en casos de sismos: Incorporación de diseños antisísmicos y tuberías de gran resistencia de unión flexible.

Posible infiltración en la napa freática durante la operación en la planta: El diseño consideró la impermeabilización de las estructuras de almacenamiento.

Generación de residuos sólidos: Recolección de material con medidas de seguridad adecuadas y equipo propio.

Posible alteración de los niveles de nutrientes en Playa Venecia por rebose de efluente de la planta: Coordinación con entes oficiales para maximizar reuso de efluentes y monitoreo de la calidad del efluente, construcción de emisor submarino en la descarga.

Deforestación por construcción de planta: Reforestación de 14 hectáreas en planta San Juan para cinturón ecológico y áreas verdes.

Posibles afecciones a la salud por moscas, zancudos y roedores: Franjas de protección de amplitud suficiente, manteniendo alejados asentamientos humanos y actividades económicas, previéndose desinfecciones periódicas.

## **CAPÍTULO 8**

# **VALIDACIÓN Y PUESTA EN MARCHA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA**

## Capítulo 8

### Validación y puesta en marcha de la planta seleccionada

#### 8.1 Descripción del sistema a validar

La planta de tratamiento de aguas residuales San Juan está construida para tratar en una etapa inicial un caudal medio de 0.80 m<sup>3</sup>/s en cuatro baterías de tratamiento, teniéndose proyectado la construcción de una batería de tratamiento adicional para llegar a tratar 1.00 m<sup>3</sup>/s. El afluente de las baterías 1 y 2 de la PTAR San Juan, es el agua residual proveniente del colector Villa El Salvador, en tanto que las baterías 3 y 4 tienen como afluente, el agua residual proveniente mayormente del colector San Juan complementado con una mínima parte del mismo colector Villa El Salvador.

El efluente tratado será destinado al riego y el remanente será descargado al Océano Pacífico en la playa Venecia, mediante la instalación de un emisor submarino.

Esta línea de evacuación denominada “PTAR San Juan – Playa Venecia” está constituida por una tubería de hierro dúctil de 700 mm de diámetro con una longitud de 5,275 metros desde la PTAR San Juan hasta playa Venecia, y la descarga final se efectúa mediante la utilización de un emisor submarino de 800 m de longitud. Cabe mencionar que en el transcurso de la línea de evacuación de agua residual tratada se ha previsto la instalación de válvulas y derivaciones que permitirán a los agricultores de la zona el uso de la misma.



Figura 8.1: Anclajes para empotramiento de emisario submarino.



Figura 8.2: Termofusión de tubería de polietileno de alta densidad del Emisario submarino.

La PTAR San Juan, está constituida por lagunas aeradas de dos etapas, lagunas de sedimentación y lagunas de pulimento y está compuesta por cuatro baterías de tratamiento independientes entre sí, disponiendo adicionalmente de instalaciones que permiten su interconexión de acuerdo a requerimientos operativos. La planta está conformada por las siguientes unidades:

- Dos estructuras de pretratamiento, la ubicada en la zona superior brindarán servicio a las baterías de tratamiento 1 y 2 y la de la zona inferior a las baterías de tratamiento 3 y 4, para lo cual cada una de ellas dispone de los siguientes componentes:
  - Compuertas de admisión y regulación;
  - Rejas mecánicas autolimpiantes con banda transportadora y compactador de desechos cribados;
  - Desarenadores de flujo horizontal con bombas para extracción de arena y lavadores de la misma;
  - Medidor de caudal Parshall con registrador automático y;
  - Cámara de distribución.
- Cuatro unidades de lagunas aeradas de mezcla completa en paralelo denominadas LAMC (1-1, 2-1, 3-1 y 4-1).
- Cuatro unidades de lagunas aeradas de mezcla completa en paralelo denominadas LAMC (1-2, 2-2, 3-2 y 4-2).
- Cuatro unidades de lagunas aeradas de mezcla parcial en paralelo denominadas LAMP (1-1, 2-1, 3-1 y 4-1).
- Cuatro unidades de lagunas aeradas de mezcla parcial en paralelo denominadas LAMP (1-2, 2-2, 3-2 y 4-2).
- Cuatro unidades de lagunas aeradas de mezcla parcial en paralelo denominadas LAMP (1-3, 2-3, 3-3 y 4-3).
- Ocho unidades de lagunas de sedimentación en paralelo denominadas LS (1-1, 1-2, 2-1, 2-2, 3-1, 3-2, 4-1 y 4-2).
- Cuatro unidades de lagunas de pulimento en paralelo LP (1-1, 2-1, 3-1 y 4-1).
- Cuatro unidades de lagunas de pulimento en paralelo LP (1-2, 2-2, 3-2 y 4-2).
- Cuatro unidades de lagunas de pulimento en paralelo LP (1-3, 2-3, 3-3 y 4-3).

Finalmente el efluente tratado es conducido hacia las instalaciones para desinfección. Así mismo, se dispone de medidores de caudal del efluente de la PTAR y sistemas de bombeo y redes de distribución para la irrigación interna de áreas verdes con el agua residual tratada. Adicionalmente al uso que se da al agua residual tratada se ha previsto la recirculación de la misma para el lavado de arena en los mecanismos previstos para tal efecto y para el lavado y limpieza de las estructuras de pretratamiento.

En la Figura 8.3 se presenta el flujo de tratamiento de las aguas residuales al interior de la estación depuradora.

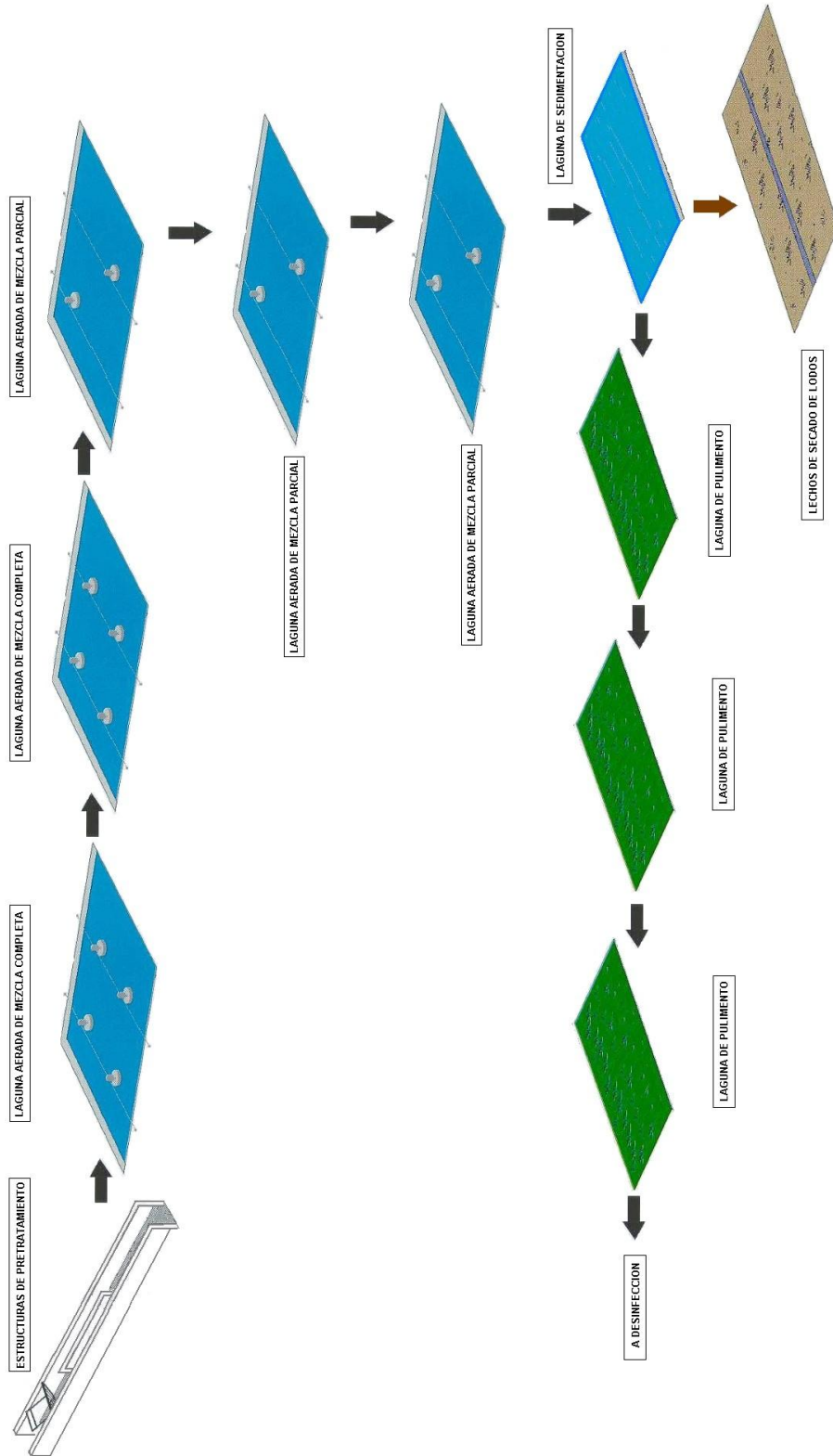


Figura 8.3: Diagrama de flujo de PTAR San Juan.

## **8.2 Llenado del sistema de lagunas**

Para el llenado de las lagunas se tienen varios procedimientos a seguir, esta acción se debe realizar preferentemente en época de verano en donde las temperaturas son más elevadas y favorecen los procesos biológicos de tratamiento. A continuación se describen los más utilizados:

### **8.2.1 Llenado con agua bombeada de un río o con agua de abastecimiento**

Dentro de esta alternativa se debe llevar adelante el siguiente procedimiento:

- Llenar las lagunas con una lámina de agua preferentemente de 1 metro.
- Bloquear los dispositivos de salida.
- Iniciar la introducción de agua hasta llegar a la lámina de agua prevista en el proyecto.

La adopción de este procedimiento:

- Impide un crecimiento incontrolado de vegetación que ocurre en condiciones de reducida lámina de agua.
- Permite verificar la estanqueidad o impermeabilización del sistema lagunar.
- Posibilita la corrección por eventuales deficiencias ocasionadas por una mala compactación (antes de la introducción de las aguas residuales).

### **8.2.2 Llenado con una mezcla de agua de río y aguas residuales a ser tratadas**

Dentro de esta alternativa se debe llevar adelante el siguiente procedimiento:

- Hacer una mezcla agua residual/agua de río (dilución con relación alrededor de 1/5).
- Llenar la laguna con una lámina de agua de 0.40 m.
- Aguardar algunos días, hasta que se verifique visualmente el apareamiento de algas.
- En los días siguientes adicionar aguas residuales, o mezcla agua residual/agua de río, hasta que ocurra una afloración de algas.
- Interrumpir la alimentación por un período de 7 a 14 días.
- Llenar las lagunas con aguas residuales hasta el nivel de operación.
- Interrumpir la alimentación.
- Aguardar el establecimiento de una población de algas (alrededor de 7 a 14 días).
- Alimentar normalmente las lagunas con aguas residuales.

### **8.2.3 Llenado con aguas residuales crudas**

Esta alternativa considera el llenado del sistema de lagunas con aguas residuales crudas, el procedimiento a seguir es el mismo que el indicado en el punto 8.2.2, lógicamente llevando un minucioso seguimiento del mismo.

## 8.2.4 Descripción del sistema de llenado empleado

El llenado del sistema de lagunas de la PTAR se efectuó con aguas residuales crudas, el mismo método que ha sido utilizado en otras instalaciones de tratamiento de aguas residuales con buenos resultados y no han presentado ningún tipo de inconvenientes.



Figura 8.4: Foto del inicio de llenado de LAMC 1-1.



Figura 8.5: Foto del inicio de llenado de LAMC 1-2.



Figura 8.6: Foto del inicio de llenado de LP 1-1.

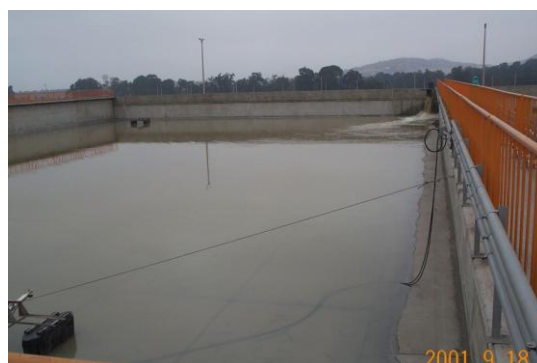


Figura 8.7: Foto del inicio de llenado de LAMP 2-1, 2-2.

El procedimiento para el llenado inicial es el siguiente:

- Iniciar el llenado de las baterías de tratamiento (LAMC - LAMP - LS y LP), con todo el caudal de aguas residuales disponible, hasta que se alcance una lámina de agua de alrededor de 40 cm;
- Interrumpir la alimentación por un período a ser determinado mediante mediciones de campo (*este período puede tomar entre 5 – 7 días dependiendo de las condiciones ambientales*). Desde el primer día deberá monitorearse el nivel de oxígeno en varios puntos de la laguna, esta labor deberá ser efectuada en la mañana y por la tarde todos los días. Después de algunos días la coloración de la laguna iniciará su cambio, dado a que comienza a establecerse una comunidad de algas y en consecuencia los niveles de oxígeno en la masa de agua suben;





Figura 8.8: Vista de LAMC 1-1 después de 11 días de llenado de primera etapa.  
LAMC 2-1 después de 1 día de llenado de primera etapa.

- Una vez que el oxígeno medido en las lagunas, están por sobre los valores de saturación y los mismos se tornan repetitivos, ingresar agua residual cruda hasta alcanzar una lámina de agua de 1 metro;
- Interrumpir la alimentación de agua residual cruda y proceder a la medición de niveles de oxígeno tal como lo establecido en el numeral 2 de este punto;
- Proseguir con el llenado de las lagunas con agua residual cruda hasta alcanzar una lámina de agua de 2 metros y seguir el procedimiento establecido en los puntos 2 y 3;
- De aquí en adelante seguir con el mismo procedimiento, subiendo el nivel de agua en un metro hasta alcanzar la lámina de agua que va a tener en cada una de las lagunas cuando se encuentre operando normalmente;
- Una vez que la laguna ha alcanzado su nivel de operación, procedemos a realizar el anclaje y sujeción de todos los aireadores a los cables instalados para el efecto. A continuación verificamos que todas las conexiones necesarias para alimentación de energía eléctrica hacia los aireadores esté correctas;
- En este punto realizamos la instalación y calibración de los sensores de oxígeno y pH en el campo y su posterior calibración con la cabina de control de la PTAR;
- Una vez cumplidas estas actividades, iniciamos con el funcionamiento de los equipos de aeración e inyectamos oxígeno por un período igual al tiempo de retención que vamos a tener con el caudal actual, para de esta forma establecer una comunidad biológica balanceada;



Figura 8.9: Vista de LAMC 2-1 una vez que se ha cumplido con todo el proceso de llenado.

- Verificar que todas las compuertas para acceso de aguas residuales desde los canales perimetrales hacia las lagunas se encuentren cerradas, para de esta forma seguir el flujo normal de tratamiento;
- Por seguridad y hasta que las lagunas de pulimento se encuentren totalmente llenas, iniciar con el ingreso de agua residual cruda normalmente hacia las LAMC 3-1 y 4-1 con la mitad del caudal previsto para estas unidades. De aquí en adelante se operarán las lagunas aeradas normalmente de acuerdo a lo establecido en los diseños de la PTAR y a los niveles de oxígeno que deberán estar presentes (*Se recomienda mantener niveles de oxígeno entre 0.5 y 1 mg/l*)
- Una vez que se ha iniciado con el ingreso normal de agua residual hacia las LAMC 3-1 y 4-1, las aguas residuales rebosarán hacia las siguientes lagunas. En este punto es importante controlar los niveles de DBO (total y soluble en el efluente), para de esta forma controlar que no se sobrecargue a la unidad siguiente. Esta labor deberá efectuarse en los efluentes de cada una de las lagunas, en especial en el efluente de las lagunas de sedimentación (LS - 3 y LS - 4)

La adopción de este procedimiento, presenta las siguientes ventajas:

- Eliminar un costo adicional de llenado del sistema de lagunas;
- Verificar el correcto funcionamiento del sistema de pretratamiento y tomar medidas correctivas a tiempo de ser el caso;
- Calibrar las estructuras de pretratamiento;
- Verificar el correcto funcionamiento de los aeradores y los sensores para medición de OD y pH;
- Impide el crecimiento incontrolado de vegetación;
- Nos permite controlar diariamente toda la etapa de llenado;

- En los períodos en los cuales no existe ingreso de agua residual se establece una comunidad de algas, las mismas que proporcionan oxígeno a la masa de agua por lo cual las lagunas no entrarán en un proceso de anaerobiosis;
- Al existir oxígeno en la masa de agua suministrado por las algas, no existirán desprendimiento de gases ocasionados en la etapa anaerobia, por lo cual no tendremos problemas de malos olores al interior de las instalaciones y en consecuencia evitaremos molestias a los moradores del sector cercano a la PTAR;
- No será necesario encender los aireadores en ninguna etapa del llenado, con lo cual no tendremos posibles problemas de socavación del fondo de las lagunas ocasionado por acción del funcionamiento de aireadores al ser encendidos cuando el nivel de agua esté por debajo del nivel normal de operación;
- Si bien el tiempo de llenado de las lagunas resultará prolongado, el agua que pase por rebose a la siguiente laguna tendrá establecida una comunidad biológica (*algas, bacterias, etc.*) suficiente para el tratamiento en la siguiente unidad;
- Desde el inicio de funcionamiento de las lagunas de pulimento (LP 3-1, 3-2, 3-3, 4-1, 4-2 y 4-3), las mismas tendrán una comunidad establecida de algas, bacterias, etc., organismos necesarios para el tratamiento. De no adoptarse este sistema de llenado las lagunas de pulimento podrían no disponer de este tipo de microorganismos debido a la profundidad de las mismas, con lo cual no cumplirían el propósito para el cual fueron diseñadas;
- El ingreso del agua por etapas nos permitirá ir controlando diariamente los niveles de infiltración y de ser el caso poder tomar medidas correctivas a tiempo (*Se recomienda que la infiltración no sea mayor a 5 mm por día sin incluir evaporación*), así mismo nos permite evaluar el estado de la estructura de concreto, verificar fugas y de existir éstas tomar efectuar las medidas correctivas.
- Posibilita la corrección por eventuales deficiencias en cada una de las baterías de tratamiento.

Durante todo el período de llenado, debe existir un acompañamiento de todo el personal que laborará en la PTAR, esto es el jefe de planta, electromecánico, operadores, auxiliares de operación y personal de apoyo, así como del personal de supervisión y de la empresa constructora. El período teórico total de llenado y estabilización podría tomar entre 20 y 30 días, dependiendo esto de que se establezca en el medio una comunidad biológica balanceada.

Es necesario recalcar que previo al inicio de llenado de las lagunas, las estructuras y equipos de pretratamiento deben estar correctamente chequeados y en perfecto funcionamiento.

### **8.3 Calibración de las instalaciones de tratamiento**

#### **8.3.1 Calibración de las rejillas**

- **Alternativa 1: Operación automática por diferencia de niveles**

Si bien el sistema de cribado concebido y construido operará de forma automática basado en la pérdida de carga entre el ingreso y la salida, es necesario realizar una evaluación

intensiva del material retenido en las cribas desde el inicio de funcionamiento y de esta forma determinar tiempos de accionamiento de los equipos de cribado instalados.



Figura 8.10: Vista de las estructuras de pretratamiento. Batería superior.



Figura 8.11: Vista de las estructuras de pretratamiento. Batería inferior.



Figura 8.12: Vista de las cribas mecánicas autolimpiantes. Vista de rejillas y mecanismos de limpieza.



Figura 8.13: Vista de cribas mecánicas autolimpiantes. Banda transportadora de residuos.

La realización de estos trabajos permitirá a los operadores controlar el accionamiento del mecanismo y en caso de que existiese cualquier obstrucción por materiales de tamaños mayores a los que se espera obtener, proceder a la limpieza manual y accionamiento de los rastrillos para limpieza.

- **Alternativa 2: Operación automática por intervalos de tiempo**

En el transcurso de esta evaluación deberá registrarse la cantidad de material cribado en el tiempo. En todo caso por experiencias en otras plantas de tratamiento de aguas residuales se puede adoptar en una primera instancia un tiempo de 6 minutos (*con este intervalo adoptado y considerando la apertura entre barras, se espera retener alrededor de 6 litros*

*de desechos*) para el accionamiento de los mecanismos de limpieza y transporte de manera simultánea, repitiéndose este ciclo por 3 ocasiones consecutivas. Se deberá tener especial cuidado en que la pérdida de carga no sobrepase los 0.15 m, dado que valores superiores pueden ocasionar el desborde de las aguas residuales hacia las instalaciones de la PTAR.

Esta operación se realizará por varios días, luego del cual, con los cálculos realizados del material retenido en el tiempo, se procederá a realizar una reprogramación del tiempo de accionamiento de los mecanismos de limpieza de manera de optimizar el sistema.

Indistintamente de la alternativa que se adopte para el funcionamiento de las cribas, deberán registrarse los volúmenes de sólidos evacuados, para poder programar de la mejor manera la evacuación de los residuos y obtener parámetros de diseño para futuras instalaciones. El número de cribas mecánicas que se operarán estará de acuerdo al caudal afluente.

En esta etapa es importante controlar las velocidades de aproximación a cada una de las cribas, las mismas que se recomienda deberán estar entre 0.40 - 0.75 m/s, para evitar sedimentación de material putrescible ó arrastre de sólidos hacia el sistema de tratamiento.

### 8.3.2 Funcionamiento de desarenadores



Figura 8.14: Desarenadores - Vista de tolva de acumulación de arena y canal de sedimentación.



Figura 8.15: Desarenadores - Vista de canal de sedimentación y mecanismos de lavado y arrastre de arena.

Para el efecto en la tabla 8.1, se presenta la rutina de funcionamiento de los diferentes equipos instalados en los desarenadores (*bombas de arena, lavadores de arena, válvulas*), la misma que ha sido elaborada en función de intervalos de tiempo y que deberán ser

cumplidos por el personal auxiliar de operación y supervisada por el operador de turno de la PTAR, para garantizar el normal funcionamiento de los equipos, así como para evitar obstrucciones en las diferentes tuberías de conducción.

Tabla 8.1: Rutina de funcionamiento de desarenadores.

ACCESORIO	INTERVALOS DE TIEMPO EN MINUTOS											
	0-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55	55-60
Bomba de Arena												
Lavadores de Desarenador <sup>(1)</sup>												
Hidrociclón (Lavador de Arena)												
Tornillo de Arquímedes												

 Período en el cual el equipo debe estar en funcionamiento

(1) Los Intervalos de tiempo de funcionamiento pueden variar de acuerdo a parámetros inherentes al proceso, como caudal, cantidad de sólidos y arena, etc.

Para la obtención de la rutina de funcionamiento, se han realizado las siguientes consideraciones:

- Evitar la consolidación de la arena al interior del desarenador;
- Evitar la obstrucción de tuberías de conducción, así como las tuberías para evacuación de excesos;
- Evitar el taponamiento de los inyectores de agua a presión en la sección transversal del desarenador;
- Minimizar el volumen de agua evacuado por el tornillo de Arquímedes;
- Evitar que la acumulación excesiva de otro tipo de sustancias que no son retenidas en las cribas (trapos, tapas, plásticos, pedazos de madera, etc.) ocasionen problemas de sobrecarga en las bombas al inicio de su ciclo de funcionamiento.

Si bien los volúmenes de arena a depositarse no son significativos en esta fase, se ha optado por esta rutina por las consideraciones citadas con anterioridad.

En el transcurso de esta evaluación deberá registrarse la cantidad de arena extraída en el tiempo.



Figura 8.16: Obstrucción de válvula.



Figura 8.17: Madera en impulsor de bomba.



**Figura 8.18:** Obstrucción en bomba – Presencia de plásticos.



**Figura 8.19:** Obstrucción en bomba – Presencia de trapos.

Esta operación deberá ser evaluada por varios días, luego del cual, con los cálculos realizados del material evacuado en el tiempo, se procederá a realizar una reprogramación del tiempo de accionamiento de los mecanismos de extracción de arena de manera de optimizar el sistema.

Una vez obtenidos los volúmenes de arena se puede programar de manera adecuada, la evacuación de los residuos y obtener parámetros de diseño para futuras instalaciones.

Desde el inicio de operación se pueden utilizar los dos desarenadores de las baterías de tratamiento superiores y los tres desarenadores de las baterías inferiores de tratamiento, teniendo en cuenta su diseño en paralelo, lo que facilitará su mantenimiento y limpieza.

En esta etapa es importante controlar las velocidades al interior de los desarenadores, las mismas se recomienda deberán estar alrededor de 0.30 m/s, velocidades inferiores a 0.15 m/s causan la sedimentación de cantidades relativamente grandes de materia orgánica y velocidades mayores a 0.40 m/s permiten el paso de arena hacia las unidades de tratamiento, lo cual no es deseable.

### 8.3.3 Calibración de sensores de oxígeno

Una vez localizados los sensores para medición de oxígeno disuelto (OD) en las unidades previstas de acuerdo a los diseños de la PTAR, los mismos deben calibrarse de acuerdo a las instrucciones de los fabricantes del equipo y luego sus lecturas deben comprobarse contra la determinación de OD por el método Winkler ó contra la lectura con un equipo portátil. En caso de existir diferencias entre la lectura del electrodo y los métodos de confrontación, se procederá a su recalibración dada su importancia dentro del sistema de tratamiento.

Si bien en las especificaciones de este tipo de instrumentos se señala que las calibraciones deberán realizarse en períodos largos de tiempo, se recomienda realizar una limpieza y lavado de sondas por lo menos tres veces por semana debido a que los niveles de oxígeno de operación son muy importantes y las diferencias con los valores reales pueden acarrear mayores consumos de energía eléctrica por el encendido - apagado de equipos de aereación que están en función de los niveles de oxígeno en la masa de agua. De acuerdo a los

valores obtenidos luego de la limpieza y lavado de las sondas, se analizará la conveniencia de recalibrar el sensor.

En este punto es indispensable contrastar los valores obtenidos por el sensor permanente y uno referencial obtenido con un equipo portátil previamente calibrado en laboratorio y valores medidos en laboratorio para garantizar las mediciones efectuadas.



Figura 8.20: Vista de sensores de Oxígeno disuelto y pH.

#### **8.3.4 Calibración de sensores de pH**

De igual forma una vez localizados los sensores para medición de pH en las unidades previstas de acuerdo a los diseños de la PTAR, los mismos deben calibrarse de acuerdo a las instrucciones de los fabricantes del equipo con soluciones buffer de pH conocido y luego sus lecturas deben comprobarse contra la medición de pH con un equipo portátil. En caso de existir diferencias entre la lectura del electrodo y los métodos de confrontación, se procederá a su recalibración del equipo hasta obtener resultados satisfactorios.

El control de este parámetro se puede efectuar conjuntamente con el control de las sondas para medición de oxígeno y de igual forma que para el oxígeno disuelto, se debe contrastar los valores obtenidos por el sensor permanente con uno referencial para garantizar las mediciones efectuadas.

#### **8.3.5 Medidores de caudal**

Para la determinación de la cantidad de agua residual en los afluentes de la PTAR San Juan se dispone de sensores de caudal con curvas de descarga preestablecidas en cada uno de los instrumentos. Para la calibración de los mismos es necesario establecer en los instrumentos parámetros tales como:





Figura 8.21: Medidor de caudal MC-1.



Figura 8.22: Medidor de caudal MC-2.

- dimensiones de la canaleta Parshall;
- altura de emplazamiento del instrumento;
- nivel máximo de agua residual a medir;
- caudal máximo, etc.;

Así mismo es necesario establecer parámetros propios de cada una de las estructuras en las cuales se encuentran emplazados los instrumentos. En la calibración de los cuatro medidores de caudal de las canaletas Parshall MC-1, MC-2, MC-3 y MC-4, y de los dos medidores de caudal instalados en los tanques de desinfección TD-1 y TD-2, se hallaron en forma experimental los valores de calibración de los mismos que serán de utilidad a la hora de que sea necesaria una recalibración por una u otra circunstancia.

Una vez que los instrumentos se encuentren emplazados, funcionando y correctamente calibrados, se recomienda efectuar una comprobación del correcto funcionamiento de los equipos, para lo cual se puede emplear un molinete con equipo para aforo mecánico, trazadores tipo Rhodamina WT, sulforhodamina, uranina, sal común, u otro instrumento, equipo o trazador con que se cuente.

Esta verificación se realizará simultáneamente con el llenado inicial del sistema de lagunas ó en la primera etapa de funcionamiento. Se recomienda la utilización de un método donde los resultados obtenidos resulten satisfactorios y no se requieran equipos de laboratorio para detección de la sustancia usada.

El punto en el cual deberán realizarse estas determinaciones deberá estar localizado en el canal de transición aguas arriba de la canaleta Parshall, ó de disponerse de un medidor portátil de caudal para canaletas Parshall, el mismo deberá estar emplazado en la sección correspondiente de la canaleta.

En caso de utilizarse trazadores para la calibración del medidor de caudales, los mismos deberán tener como característica principal el no afectar los procesos biológicos en las unidades subsiguientes.

### 8.3.6 Calibración de dosificadores de Cloro



Figura 8.23: Edificio de cloración.



Figura 8.24: Sala de dosificación.



Figura N° 8.25: Punto de dosificación de Cloro.

Una vez que se cuente con la totalidad de los equipos instalados, probados y en funcionamiento, los mismos deben calibrarse de acuerdo a las instrucciones de los fabricantes del equipo, luego del cual deberá determinarse mediante pruebas de laboratorio la dosis óptima a ser aplicada a las aguas residuales tratadas para garantizar la total desinfección del efluente tratado (el diseño indica una dosificación promedio de 3 mg/l). Se recomienda que las muestras de agua residual tratada en las cuales se realicen las pruebas sean tomadas en la madrugada y en las primeras horas del día.

Adicionalmente deberán tomarse muestras durante el día de agua residual tratada y efectuar los ensayos antes descritos, para de esta forma determinarse la cantidad de cloro residual en el efluente tratado y de esa manera optimizar el sistema.

En cuanto a los valores a establecer para el accionamiento de alarmas por fugas de cloro, se recomienda que el límite de detección no sea mayor a 2 mg/l, para lo cual deberá calibrarse el equipo para su funcionamiento en este valor.

Se recomienda instruir al personal de operación para que el mismo este verificando continuamente los niveles de cloro residual en el efluente tratado y clorado.

#### **8.4 Programa de monitoreo y control de la eficiencia de los procesos de tratamiento**

##### **8.4.1 Determinación de lugares**

Para la determinación de lugares de muestreo se ha tomado en cuenta de que se trata de una fase inicial de operación y de la necesidad de conocer como se están desarrollando los procesos de depuración en cada una de las unidades de tratamiento, así como de las eficiencias obtenidas. Para tal efecto se ha elaborado la figura N° 8.26 en la cual se sitúa los puntos para medición de parámetros in-situ y en donde se efectuará la toma de muestras para la realización de los análisis físico - químicos, bacteriológicos y parasitológicos.

En donde:

##### **BATERIA 1**

- PM11. Afluente a las baterías de tratamiento 1 y 2 (En transición antes de Parshall MC-1)
- PM12. Efluente de LAMC 1-1
- PM13. Efluente de LAMC 1-2
- PM14. Efluente de LAMP 1-2
- PM15. Efluente de LAMP 1-3
- PM16. Efluente de LS 1-1 y 1-2
- PM17. Efluente de LP 1-1
- PM18. Efluente de LP 1-2
- PM19. Efluente de LP 1-3
- PM20. Efluente de las baterías de tratamiento 1 y 2 (En Parshall MC-3)

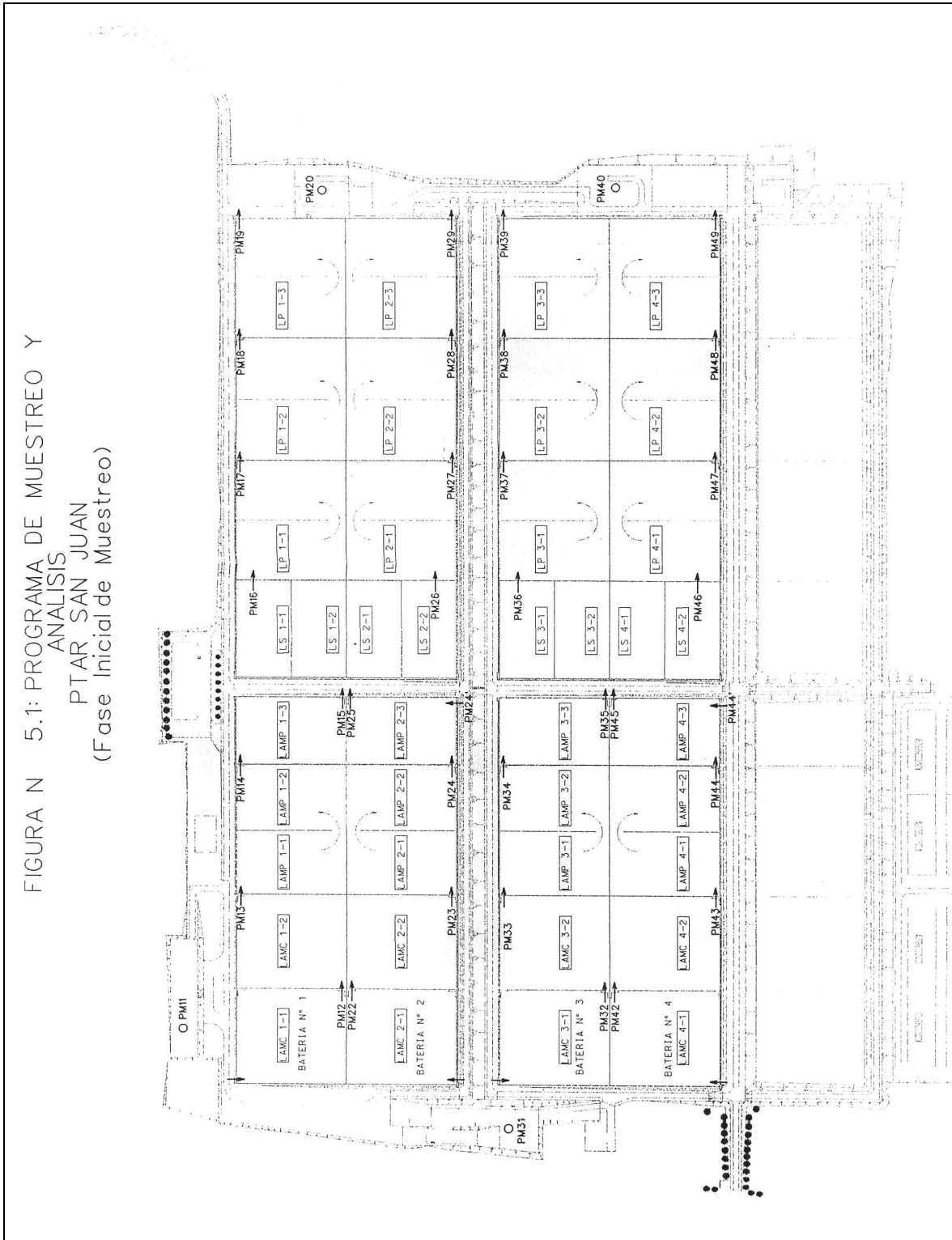


Figura 8.26: Puntos de muestreo en PTAR San Juan.

**BATERIA 2**

- PM11. Afluente a las baterías de tratamiento 1 y 2 (En transición antes de Parshall MC-1)
- PM22. Efluente de LAMC 2-1
- PM23. Efluente de LAMC 2-2
- PM24. Efluente de LAMP 2-2
- PM24'. En LAMP 2-3
- PM25. Efluente de LAMP 2-3
- PM26. Efluente de LS 2-1 y 2-2
- PM27. Efluente de LP 2-1
- PM28. Efluente de LP 2-2
- PM29. Efluente de LP 2-3
- PM20. Efluente de las baterías de tratamiento 1 y 2 (En Parshall MC-3)

**BATERIA 3**

- PM31. Afluente a las baterías de tratamiento 3 y 4 (En transición antes de Parshall MC-2)
- PM32. Efluente de LAMC 3-1
- PM33. Efluente de LAMC 3-2
- PM34. Efluente de LAMP 3-2
- PM35. Efluente de LAMP 3-3
- PM36. Efluente de LS 3-1 y 3-2
- PM37. Efluente de LP 3-1
- PM38. Efluente de LP 3-2
- PM39. Efluente de LP 3-3
- PM40. Efluente de las baterías de tratamiento 3 y 4 (En Parshall MC-4)

**BATERIA 4**

- PM31. Afluente a las baterías de tratamiento 3 y 4 (En transición antes de Parshall MC-2)
- PM42. Efluente de LAMC 4-1
- PM43. Efluente de LAMC 4-2
- PM44. Efluente de LAMP 4-2
- PM44'. En LAMP 4-3
- PM45. Efluente de LAMP 4-3
- PM46. Efluente de LS 4-1 y 4-2
- PM47. Efluente de LP 4-1
- PM48. Efluente de LP 4-2
- PM49. Efluente de LP 4-3
- PM40. Efluente de las baterías de tratamiento 3 y 4 (En Parshall MC-4)

## 8.4.2 Determinación de parámetros y frecuencia de muestreo

### 8.4.2.1 Batería 1 de tratamiento

Tabla 8.2: Parámetros y frecuencias de muestreo.

Parámetro	Lugar de Muestreo	Tipo de Muestreo	Frecuencia
<b>▪ Físicos</b>			
Caudal	PM11, PM20	A	a
PH	PM13	A	a
O.Disuelto	PM13	A	a
<b>▪ Químicos</b>			
DBO Total	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
DBO Soluble	PM12,13,14,15,16,17,18, 19	B	b
DQO Total	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
DQO Soluble	PM12,13,14,15,16,17,18, 19	B	b
S.S. Totales	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
S.S.Volátiles	PM11,12,13,14,15	B	b
S. Sedimentables	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
N. Orgánico	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
N. Amoniacal	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
Fósforo Total	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	C	b
Sust. Solubles al Hexano	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	B	b
Metales	PM11,16,19	B	c
<b>▪ Biológicos</b>			
C.Totales	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	C	b
C. Termotolerantes	PM11,12,13,14,15,16,17, 18,19	C	b
Parásitos	PM11,16,19	B	c
Algas - Clorofila	PM17,18,19	C	b

### 8.4.2.2 Batería 2 de tratamiento

Tabla 8.3: Parámetros y frecuencias de muestreo.

Parámetro	Lugar de Muestreo	Tipo de Muestreo	Frecuencia
<b>▪ Físicos</b>			
Caudal	PM11, PM20	A	a
PH	PM24'	A	a
O. Disuelto	PM24'	A	a
<b>▪ Químicos</b>			
DBO Total	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
DBO Soluble	PM22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
DQO Total	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
DQO Soluble	PM22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
S.S. Totales	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
S.S. Volátiles	PM11,22,23,24,25	B	b
S. Sedimentables	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
N. Orgánico	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
N. Amoniacal	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
Fósforo Total	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	C	b
Sust. Solubles al Hexano	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	B	b
Metales	PM11,26,29	B	c
<b>▪ Biológicos</b>			
C. Totales	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	C	b
C. Termotolerantes	PM11,22,23,24,25,26,27,28,29	C	b
Parásitos	PM11,26,29	B	c
Algas - Clorofila	PM27,28,29	C	b

### 8.4.2.3 Batería 3 de tratamiento

Tabla 8.4: Parámetros y frecuencias de muestreo.

Parámetro	Lugar de muestreo	Tipo de muestreo	Frecuencia
<b>▪ Físicos</b>			
Caudal	PM31, PM40	A	a
PH	PM33	A	a
O. Disuelto	PM33	A	a
<b>▪ Químicos</b>			
DBO Total	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
DBO Soluble	PM32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
DQO Total	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
DQO Soluble	PM32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
S.S. Totales	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
S.S. Volátiles	PM31,32,33,34,35	B	b
S. Sedimentables	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
N. Orgánico	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
N. Amoniacal	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
Fósforo Total	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	C	b
Sust. Solubles al Hexano	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	B	b
Metales	PM31,36,39	B	c
<b>▪ Biológicos</b>			
C. Totales	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	C	b
C. Termotolerantes	PM31,32,33,34,35,36,37,38,39	C	b
Parásitos	PM31,36,39	B	c
Algas - Clorofila	PM37,38,39	C	b



#### 8.4.2.4 Batería 4 de tratamiento

Tabla 8.5: Parámetros y frecuencias de muestreo.

Parámetro	Lugar de muestreo	Tipo de muestreo	Frecuencia
<b>■ Físicos</b>			
Caudal	PM31, PM40	A	a
pH	PM44'	A	a
O. D.	PM44'	A	a
<b>■ Químicos</b>			
DBO Total	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
DBO Soluble	PM42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
DQO Total	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
DQO Soluble	PM42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
S.S. Totales	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
S.S. Volátiles	PM31,42,43,44,45	B	b
S. Sedimentables	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
N. Orgánico	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
N. Amoniacal	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
Fósforo Total	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	C	b
Sust. Solubles al Hexano	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	B	b
Metales	PM31,46,49	B	c
<b>■ Biológicos</b>			
C. Totales	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	C	b
C. Termotolerantes	PM31,42,43,44,45,46,47,48,49	C	b
Parásitos	PM31,46,49	B	c
Algas - Clorofila	PM47,48,49	C	b

, donde:

- a Parámetros medidos por el programa de control de la PTAR. El almacenamiento de datos se efectúa cada 10 minutos.
- b Una vez por semana
- c Una vez cada quince días

Estas frecuencias pueden ser modificadas de acuerdo a las necesidades de su análisis, uso del efluente, disponibilidad de recursos, capacidad del laboratorio, entre otros.

Para la toma de muestras se emplearán muestreadores automáticos previamente calibrados de acuerdo al tipo de muestreo que se vaya a realizar en cada uno de los diferentes puntos. De no disponerse de muestreadores automáticos, se recomienda un muestreo de tipo manual por lo menos cada dos horas.

Siendo:

A = Medición in-situ;

B = En caso de disponerse de muestreadores automáticos, cada 30 minutos se tomará un litro de muestra hasta completar un día de muestreo (24 horas), luego del cual se realizará una muestra compuesta en función del caudal hasta obtener un volumen final de 4 litros (8 litros en los días en los cuales vamos a hacer análisis de parásitos) (*este volumen será entregado al laboratorio para el análisis respectivo*), esta actividad de composición de la muestra se realizará exclusivamente en los puntos PM11 y PM31. En caso de no disponerse de muestreadores automáticos, se tomará cada dos horas un litro de muestra y proceder de acuerdo a lo indicado anteriormente.

Para las estaciones restantes, esto es los puntos PM12..PM19, PM22...PM29, PM32...PM39 y PM42...PM49, se programará al muestreador para que realice la muestra compuesta. Esta decisión se justifica en el gran poder amortiguador que tienen las lagunas para las variaciones de caudal, no siendo la variación de este parámetro significativa en su efluente. De igual forma, si no se disponen de muestreadores automáticos, cada dos horas se tomará dos litros de muestra hasta completar un día de muestreo (24 horas), luego del cual se realizará la muestra compuesta hasta obtener un volumen final de 4 litros (14 litros en los días en los cuales vamos a hacer análisis de parásitos y solo de los puntos de muestreo establecidos) (*este volumen será entregado al laboratorio para el análisis respectivo*);

C = Muestra puntual a una hora determinada y en frascos adecuados para la determinación de los parámetros seleccionados. Se recomienda que la toma de muestras para análisis de coliformes y clorofila sean tomadas al medio día (Esta recomendación se justifica en las consultas bibliográficas realizadas, en las cuales las menores eficiencias de los sistemas de tratamiento se obtienen en la madrugada y en las primeras horas del día y las mayores eficiencias al finalizar la tarde, debido a los procesos biológicos en la masa de agua). Adicionalmente a la toma de estas

muestras, se puede tomar la muestra para análisis de fósforo para evitar duplicar el trabajo.

**NOTA:** Considerando la disponibilidad de equipos y la capacidad de análisis de los laboratorios, esta evaluación se realizará en fases tal como se indica a continuación:

**Semana 1:** Día 1: Batería 1  
Puntos de muestreo: PM11, PM12, PM13, PM14, PM15, PM16, PM17, PM18 y PM19

Día 3: Batería 2  
Puntos de muestreo: PM11, PM22, PM23, PM24, PM24', PM25, PM26, PM27, PM28 y PM29

**Semana 2:** Día 1: Batería 3  
Puntos de muestreo: PM31, PM32, PM33, PM34, PM35, PM36, PM37, PM38 y PM39

Día 3: Batería 4  
Puntos de Muestreo: PM31, PM42, PM43, PM44, PM44', PM45, PM46, PM47, PM48 y PM49

**Semana 3:** Día 1: Batería 1  
Puntos de muestreo: PM11, PM12, PM13, PM14, PM15, PM16, PM17, PM18 y PM19

Día 3: Batería 2  
Puntos de Muestreo: PM11, PM22, PM23, PM24, PM24', PM25, PM26, PM27, PM28 y PM29

**Semana 4:** Día 1: Batería 3  
Puntos de muestreo: PM31, PM32, PM33, PM34, PM35, PM36, PM37, PM38 y PM39

Día 3: Batería 4  
Puntos de muestreo: PM31, PM42, PM43, PM44, PM44', PM45, PM46, PM47, PM48 y PM49

Se recomienda mantener este tipo de muestreo por un período no menor a doce semanas para la fase inicial de funcionamiento, seis para cada módulo de tratamiento, para verificar la eficiencia de cada una de las unidades del sistema, luego del cual y comprobando que el proceso se ha estabilizado deberá procederse a seguir la metodología de muestreo y análisis.

Esta evaluación iniciará una vez que el sistema de lagunas se encuentre lleno y esté en normal funcionamiento.

## **8.5 Resultados obtenidos**

Adicionalmente y como parte del proceso de puesta en marcha de la PTAR San Juan, se efectuaron las siguientes labores:

- Mediciones de oxígeno disuelto, pH y temperatura en las baterías 1 y 2 ;
- Muestreo y análisis en las baterías 1 y 2;
- Calibración de los sensores de caudal ;
- Mediciones de caudal afluente a la PTAR San Juan;
- Programación del encendido – apagado de aereadores de la PTAR San Juan (I Etapa);
- Programación del encendido – apagado de aereadores de la PTAR San Juan (II Etapa – propuesta para encendido – apagado de aereadores);

### **8.5.1 Medición de OD, pH y temperatura**

Dentro de las etapas de muestreos y análisis implementadas en los primeros meses de funcionamiento de la PTAR San Juan, se ha efectuado la medición de parámetros de campo como son: oxígeno disuelto, pH y temperatura en los efluentes de cada una de las lagunas de las baterías 1 y 2.

Si bien la medición de éstos parámetros, ha sido efectuada únicamente en dos días en todo este período, los resultados obtenidos se han constituido en una herramienta adicional para el personal a cargo de la operación de la PTAR San Juan, al no disponerse en este punto aún con los sensores de oxígeno disuelto en las diferentes lagunas.

Luego de la primera etapa de medición de parámetros de campo efectuada el 30 de octubre del 2001 y en base al análisis de los resultados obtenidos, se procedió de manera inmediata a la reprogramación de aereadores, cambiándose la rutina de dos aereadores de 30 HP (lagunas aeradas primarias) en la jornada nocturna a cuatro aereadores (2 de 20 HP y 2 de 30 HP) en la misma jornada.

En la segunda jornada de medición de parámetros de campo efectuada entre el 6 y 7 de noviembre del 2001, se notó una mejoría en la concentración de oxígeno disuelto en los efluentes de las lagunas aeradas, llegando en las horas de la madrugada a valores superiores a 1 mg/l en los efluentes de las lagunas primarias.

Estas dos mediciones efectuadas han servido adicionalmente para proseguir con la etapa de optimización del encendido – apagado de aereadores, la misma que se discute posteriormente.

### **8.5.2 Calibración de sensores de caudal**

Una vez que se ha concluido con los trabajos de emplazamiento de los sensores de caudal de la PTAR San Juan se ha procedido a la calibración de los sensores tanto de los instalados en las canaletas Parshall así como de los instalados en los tanques de desinfección.

Una vez efectuada esta labor se procedió a la programación definitiva de todos los sensores de la planta, verificándose posteriormente su transmisión hacia el sistema SCADA. Es así que desde el 5 de diciembre del 2001 y una vez que los sensores, la transmisión y almacenamiento se encontraban correctos se procedió a encender definitivamente el sistema SCADA para de esta forma obtener datos de caudal que nos permitan proseguir con la optimización del funcionamiento de la planta.

### **8.5.3 Medición de caudales afluentes a la PTAR San Juan**

Si bien en una primera etapa se efectuó la medición de caudales cada 2 horas en los Parshall MC-1 y MC-2 en el período comprendido entre el 3 y el 21 de octubre del 2001, es necesario contar con un mayor set de datos que nos permitan definir el comportamiento de este parámetro en el transcurso del tiempo.

Es así y en base a lo expuesto con anterioridad que desde el 5 de diciembre se inició con una nueva etapa de medición de caudales utilizándose para esto el sistema de monitoreo y control de la PTAR San Juan que efectúa el almacenamiento de datos cada 10 minutos.

## **8.6 Programación de funcionamiento de aereadores (I Etapa)**

Dado a que en esta etapa aún no se cuenta con los sensores de oxígeno disuelto emplazados, calibrados y midiendo correctamente en las diferentes lagunas, se ha procedido a utilizar la información de que se dispone en lo relacionado con:

- El análisis efectuado por el proyecto MESIAS en septiembre del 2001;
- Los análisis efectuados por SEDAPAL en las baterías 3 y 4 en octubre del 2001;
- Las mediciones de oxígeno disuelto en las baterías 3 y 4 entre septiembre y octubre del 2001;
- La medición de caudales en MC-1 y MC-2 en octubre del 2001;
- El análisis efectuado por el diseñador en Octubre del 2001

Esto con la finalidad de proseguir con la optimización del funcionamiento de los diferentes equipos de aereación instalados en la PTAR San Juan.

Entre los valores más importantes podemos citar:

- Cantidad de Oxígeno abastecido por los aereadores: 5,353 KgO<sub>2</sub>/día/batería;
- Consumo de energía eléctrica: 4,267 Kw-h/día/batería;
- Relación OD abastecido/carga de DBO: 1.98 (Para baterías 1 y 2) y 1,50 (Para baterías 3 y 4).

Para la obtención de la carga, se efectuaron las siguientes consideraciones:

- Concentración de DBO = 400 mg/l (Valor tomado de los análisis efectuados por SEDAPAL)
- Caudales tomados de las mediciones efectuadas en octubre del 2001

## 8.7 Programación de funcionamiento de aereadores (II Etapa)

En virtud de que en esta etapa se contaba con información real de datos de caudal medidos por el sensor y almacenados por el sistema SCADA los cuales resultan más fiables y en virtud de que se facilitaron en diciembre del 2001 los análisis efectuados entre octubre y noviembre del 2001 en las baterías 1 y 2, se procedió a efectuar una revisión y pulimento de la programación citada con anterioridad, para lo cual y realizando de igual manera las consideraciones citadas con anterioridad se revisó la programación establecida para el encendido – apagado de aereadores, la misma que deberá ser implementada para lograr una optimización de los procesos de tratamiento al interior de la PTAR San Juan, por el personal de operación y mantenimiento de SEDAPAL.

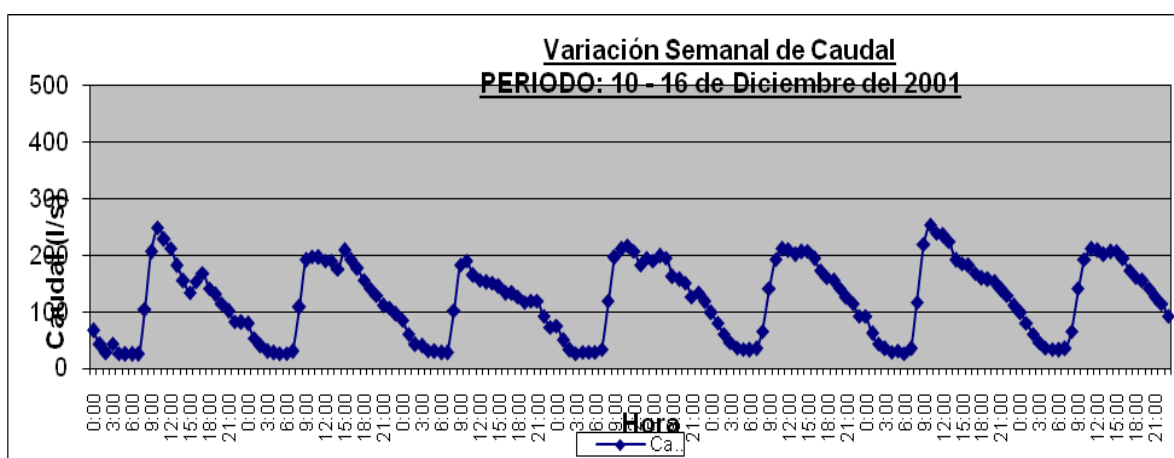


Figura 8.27: Curva de caudales del MC-1.

Entre los valores más importantes podemos citar:

- Cantidad de Oxígeno abastecido por los aereadores: 4,657 KgO<sub>2</sub>/día/batería (Para baterías 1 y 2);
- Cantidad de Oxígeno abastecido por los aereadores: 6,524 KgO<sub>2</sub>/día/batería (Para baterías 3 y 4);
- Consumo de energía eléctrica: 3,745 Kw h/día/batería (Para baterías 1 y 2);
- Consumo de energía eléctrica: 5,162 Kw h/día/batería (Para baterías 3 y 4);
- Relación OD abastecido/carga de DBO: 2.09 (Para baterías 1 y 2) y 1,85 (Para baterías 3 y 4).

Para la obtención de la carga, se efectuaron las siguientes consideraciones:

- Concentración de DBO = 373 mg/l (Media ponderada de los análisis efectuados por SEDAPAL – Para baterías 1 y 2)
- Concentración de DBO = 403 mg/l (Media ponderada de los análisis efectuados por SEDAPAL – Para baterías 3 y 4)

- Caudales tomados de las mediciones efectuadas en diciembre del 2001 y cuyos resultados se presentan en las respectivas tablas mostradas en el Anexo D.

## **CAPÍTULO 9**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



## **Capítulo 9**

### **Conclusiones y recomendaciones**

#### **9.1 En lo relativo a la operación y mantenimiento**

- Tal como se ha podido observar en los diferentes resultados presentados en los informes correspondientes, no existe un comportamiento completamente definido de las características de las aguas residuales (caudal, concentraciones);
- Se recomienda tener mucho cuidado en el proceso de tratamiento si se opta por la alternativa de operar la planta por niveles de oxígeno en las diferentes lagunas, dado a que si se produce cualquier problema en el sensor de medición de OD, esto ocasionará un perjuicio al proceso de tratamiento ó el encendido de mayor número de aereadores, lo cual demandará un mayor egreso de recursos para la empresa operadora;
- Efectuar un mantenimiento, limpieza y lubricación de los aereadores de forma continua y programada. La adopción de esta medida permitirá efectuar el tratamiento de las aguas residuales, conservar los equipos y por ende garantizar la inversión realizada en la adquisición de los mismos;
- Se recomienda colocar los sensores de oxígeno disuelto y pH de las diferentes lagunas, dado a que actualmente los valores registrados por los instrumentos no son valores correctos, por lo cual no es posible optimizar completamente el encendido-apagado de aereadores. Se recomienda que personal de SEDAPAL que dispone de equipos para medición en campo efectúe la contrastación de los valores registrados por los diferentes sensores instalados al interior de la PTAR San Juan;
- Otra de las actividades de fundamental importancia para garantizar el eficiente funcionamiento de la planta, lo constituye la implementación de un programa de muestreo y análisis de laboratorio, por lo cual se recomienda efectuar un control de la eficiencia de los procesos de tratamiento, tal como el señalado en los manuales de operación y mantenimiento de las PTARs. La adopción de un programa de muestreo tal como el señalado, permitirá a SEDAPAL una vez que cuente con suficientes resultados correctamente interpretados, la disminución tanto de puntos de muestreo, así como la reducción de parámetros a ser analizados. Adicionalmente cabe señalar que durante la fase de llenado inicial de las baterías 1 y 2 se han presentado variaciones significativas en la calidad del afluente, lo cual ha sido evidenciado en el transcurso de los días en algunas de las lagunas por el cambio de coloración de las mismas, por lo cual la implementación de un programa de muestreo y análisis nos permitirá tomar las medidas correctivas que el caso amerite. Para el efecto se adjuntan algunas fotografías de los sucesos en mención;



Figura 9.1: LAMP 1-1, 1-2, fase de llenado inicial (40 cm de nivel).

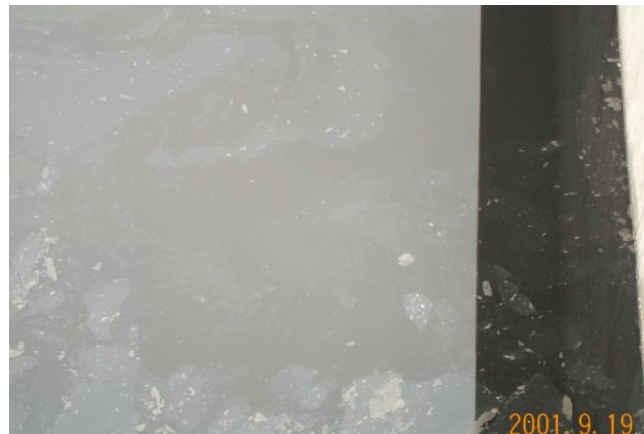


Figura 9.2: LAMP 1-3, estado de laguna después de 6 días de llenado inicial.



Figura 9.3: LAMP 1-1, 1-2, estado de laguna después de 7 días de llenado inicial.



Figura 9.4: LAMP 1-3, fase de llenado inicial (40 cm de nivel).

- Una vez que los sensores de OD se encuentren en perfecto estado y funcionando normalmente, se recomienda efectuar una limpieza y lavado de los mismos por lo menos tres veces por semana, para de esta forma garantizar el estado de la medición del mismo.

## 9.2 En lo relativo al personal

- Es necesaria la supervisión continua tanto del proceso de tratamiento como del funcionamiento de los diferentes equipos instalados en la planta de tratamiento de aguas residuales, por lo cual se recomienda contratar el personal mínimo necesario como el señalado en los manuales de arranque, operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales elaborados por el diseñador;
- Una planta de las características y de la magnitud de las instalaciones de San Juan, requiere un profesional en la ingeniería sanitaria de forma permanente y continua;
- Se recomienda dar continuidad y permanencia al personal eficiente que labora en la operación y mantenimiento de las PTARs, dado a que esto nos garantizará una eficiencia en el tratamiento al interior de la estación depuradora. Debe darse prioridad al personal que asistió de forma permanente y que demostró su interés por las labores a efectuarse, caso contrario se estará perdiendo personal calificado y entrenado por los diferentes especialistas en la materia;
- Uno de los puntos críticos de una estación de tratamiento lo constituyen las estructuras de pretratamiento, por lo cual se recomienda destinar personal que labore exclusivamente en esta área, debido a que es un zona que requiere de supervisión, operación y limpieza continua. La adopción de esta medida permitirá mitigar el problema de olores y moscas en la planta de tratamiento;
- Se recomienda conformar un equipo común para mantenimiento de todas las instalaciones del proyecto MESIAS, dado a que no se considera necesario un equipo para mantenimiento por PTAR, sino sólo un técnico eléctrico ó mecánico el mismo que puede ser parte de este equipo tal como se señala en los manuales de operación y mantenimiento elaborados;

- Para la ejecución de requerimientos y reportes adicionales en el sistema de monitoreo, transmisión y control, se recomienda que las mismas sean efectuadas bajo la modalidad de contrato temporal, dado a que son labores eventuales que no necesitan personal de forma permanente, en virtud a que todo el sistema ya fue diseñado y se encuentra operando satisfactoriamente.

### **9.3 En lo relativo a insumos y equipos**

Al interior de los manuales de operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales esta indicado un listado mínimo de equipos, herramientas y accesorios para el normal desarrollo de las labores al interior de la planta, por lo cual y mientras se realiza la adquisición de los mencionados materiales, es recomendable la adquisición inmediata de:

- Es indispensable la adquisición de un equipo portátil para medición de oxígeno disuelto y pH, el mismo que deberá cumplir con los siguientes requisitos como mínimo:
  - ✓ Indicar estado de lectura de medición (Buena, regular, mala);
  - ✓ Un stock adecuado de membranas y soluciones electrolíticas;
  - ✓ Un stock adecuado de buffers;
  - ✓ Sonda independiente del display de medición con cable para medición hasta 5 metros;
  - ✓ Sonda de repuesto con cable para medición hasta 5 metros;
  - ✓ Opción para programación de mediciones y almacenamiento de datos.

#### **Adicionales:**

- Software para captura de datos;
- La adquisición de este implemento indispensable para el desarrollo de las labores de operación, permitirá optimizar el funcionamiento de equipos de aereación, con el consiguiente ahorro de recursos para la Institución encargada de la planta;
- Bombas para limpieza de desarenadores;
- Combustible para el equipo automotor con que se dispone, dado a que la falta de continuidad en la operación del mismo puede ocasionar su daño definitivo, lo cual demandará el egreso de recursos y la pérdida de capacidad operativa;
- Debe efectuarse la adquisición de los implementos necesarios para el mantenimiento de aereadores (accesorios para montaje y desmontaje de aereadores, bote, remos, salvavidas, etc), de forma de garantizar la integridad de los mismos.

### **9.4 Relativo al sistema SCADA**

- Utilizar la misma nomenclatura en las diferentes pantallas de presentación del Sistema SCADA (por siglas en ingles de Supervisory Control And Data

Acquisition) y de las pantallas de presentación de resultados (solo en español). Por ejemplo: en algunos lugares a los medidores de caudal se les nombra como FM y en otros MC;

- Utilizar la nomenclatura comúnmente utilizada en las pantallas de presentación y en los reportes, en lo relacionado con oxígeno disuelto y pH. Por ejm, actualmente se presenta el oxígeno disuelto como DO y en otras presentaciones como OD, y en lo relacionado a pH, se presenta como Ph o PH.
- Verificar el almacenamiento de los diferentes registros históricos, dado a que se ha podido verificar que no hay un registro continuo de las corrientes de la bomba de arena 1-2;
- Los valores de caudal horario presentados en el reporte diario, corresponden al valor puntual tomado en esa hora, por lo cual se recomienda que el valor a presentarse en el cuadro en mención sea el promedio aritmético de los seis valores puntuales tomados en esa hora, tal como se indica a continuación:

$$Q_{(1:00)} = \frac{Q_{(0:10)} + Q_{(0:20)} + Q_{(0:30)} + Q_{(0:40)} + Q_{(0:50)} + Q_{(1:00)}}{6}$$

- Los valores de oxígeno disuelto horario presentados en el reporte diario, corresponden al valor puntual tomado en esa hora, por lo cual se recomienda que el valor a presentarse en el cuadro en mención sea el promedio ponderado con el caudal de los seis valores puntuales tomados en esa hora, tal como se indica a continuación:
- $$\overline{OD}_{(1:00)} = \frac{OD_{(0:10)} * Q_{(0:10)} + OD_{(0:20)} * Q_{(0:20)} + OD_{(0:30)} * Q_{(0:30)} + OD_{(0:40)} * Q_{(0:40)} + OD_{(0:50)} * Q_{(0:50)} + OD_{(1:00)} * Q_{(1:00)}}{Q_{(0:10)} + Q_{(0:20)} + Q_{(0:30)} + Q_{(0:40)} + Q_{(0:50)} + Q_{(1:00)}}$$
- De igual manera que para el valor de oxígeno disuelto se recomienda para el valor de pH, es decir presentar el promedio ponderado con el caudal. Se recomienda analizar los valores de pH puntual obtenidos y de ser el caso de que no exista una variación significativa, se puede optar por la presentación del valor puntual medido por el instrumento;
- Si bien el sistema dispone de registros históricos de todos los parámetros de control y de los parámetros de funcionamiento de los equipos, en la actualidad solo es posible visualizarlos a través de los respectivos códigos, por lo cual se recomienda implementar al software existente la opción de visualización de por lo menos los parámetros más importantes.

De los resultados obtenidos en las cuatro campañas de muestreo y análisis efectuadas en la PTAR San Juan y de la toma de dos muestras puntuales en los efluentes de las diferentes lagunas, se desprende que la planta se encuentra funcionando eficientemente y que se está cumpliendo con los requisitos proyectados para la calidad del efluente.

Debe efectuarse un análisis minucioso de la calidad del afluente, dado a que de los valores obtenidos se desprende que las características de las aguas residuales son

significativamente superiores a los valores establecidos para los diseños de la misma. Una vez que se tenga pleno conocimiento de estas características y cuando se disponga de todos los sensores de oxígeno disuelto funcionando correctamente, se podrá optimizar de mejor manera el funcionamiento de la PTAR San Juan.

A continuación se presenta un resumen de los datos muestreados y encontrados en las baterías 3 y 4 de la PTAR San Juan:

**Concentración media mensual en batería 3**

FECHA: Octubre del 2001

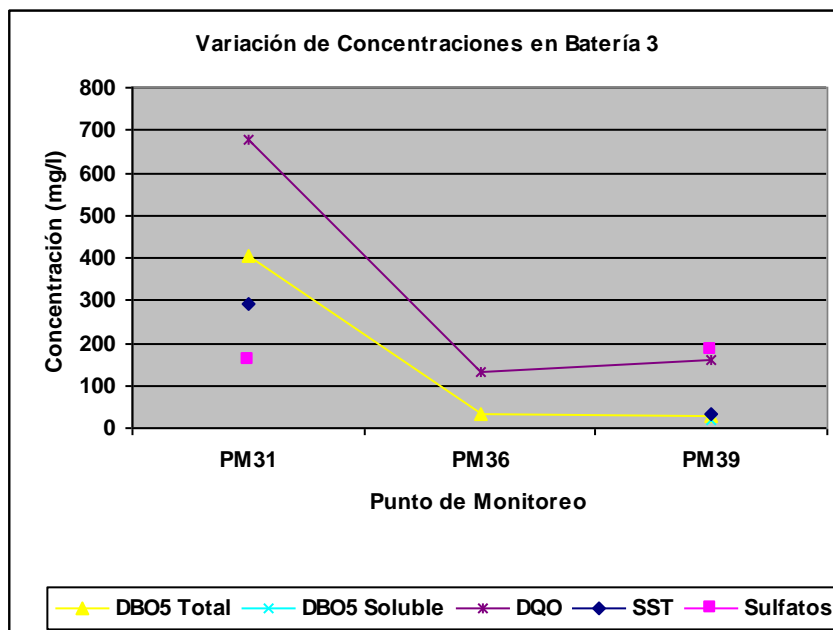
PARAMETRO	UNIDAD	BATERIA 3		
		PM31	PM36	PM39
DBO <sub>5</sub> Total	mg/l	403	31	30
DBO <sub>5</sub> Soluble	mg/l			18
DQO	mg/l	677	132	162
SST	mg/l	292		31
Sulfatos	mg/l	162		182
C. Termotolerantes	NMP/100 ml	1.52E+08		2.41E+03

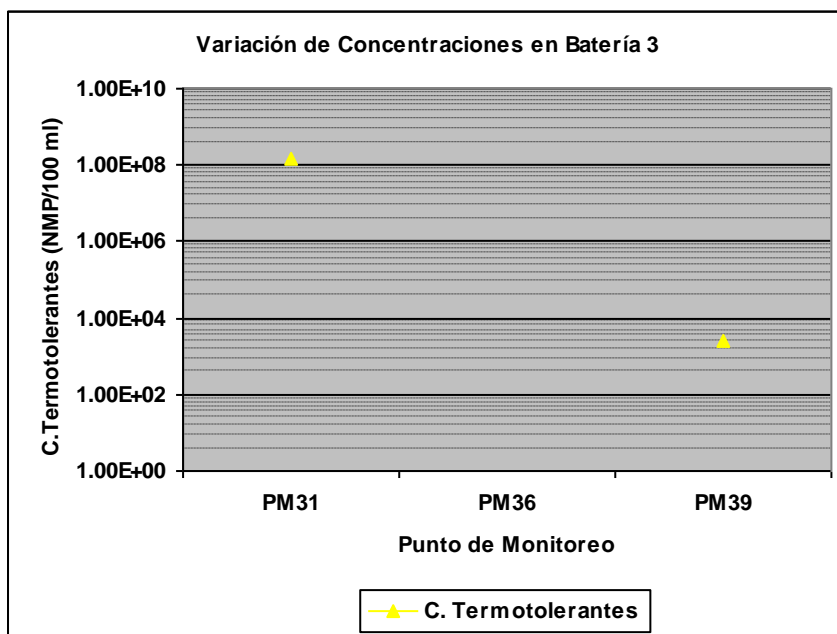
Siendo:

PM31: Afluente a baterías 3 y 4

PM36: Efluente de LS

PM39: Efluente de LP 3-3





### Concentración media mensual en batería 3

FECHA: Octubre del 2001

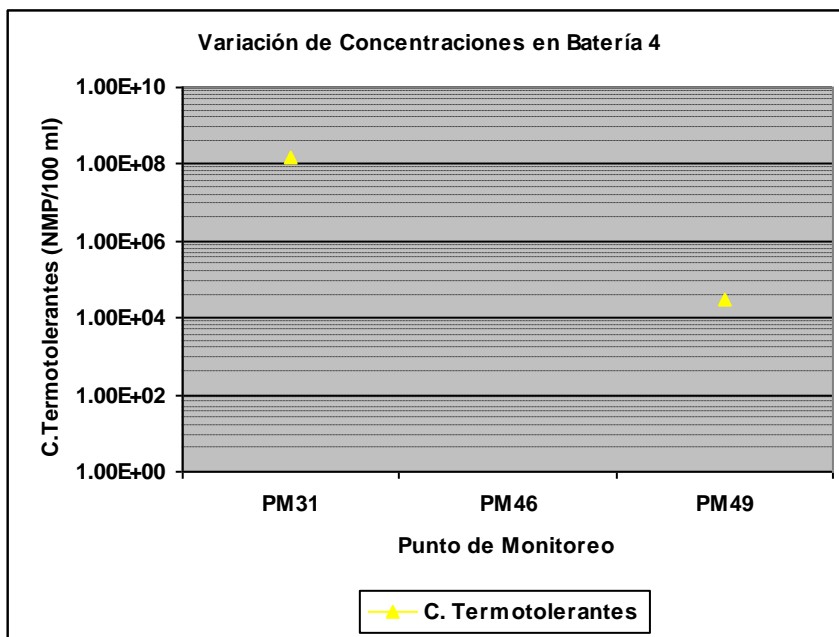
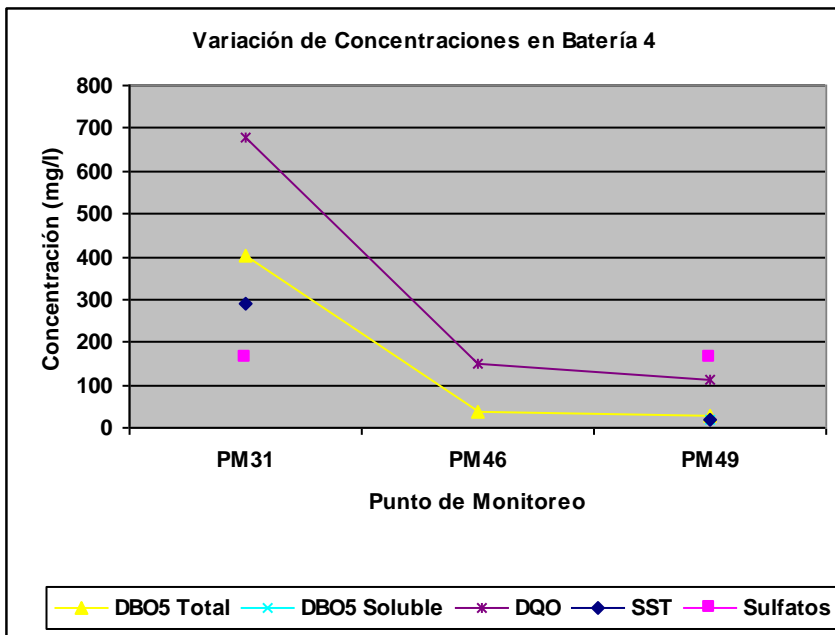
PARAMETRO	UNIDAD	BATERIA 4		
		PM31	PM36	PM39
DBO <sub>5</sub> Total	mg/l	403	37	29
DBO <sub>5</sub> Soluble	mg/l			20
DQO	mg/l	677	150	112
SST	mg/l	292		21
Sulfatos	mg/l	162		162
C. Termotolerantes	NMP/100 ml	1.52E+08		3.00E+03

Siendo:

PM31: Afluente a baterías 3y 4

PM46: Efluente de LS

PM49: Efluente de LP 4-3





## CARGAS MEDIAS MENSUALES EN BATERIAS 3 y 4

FECHA: Octubre del 2001

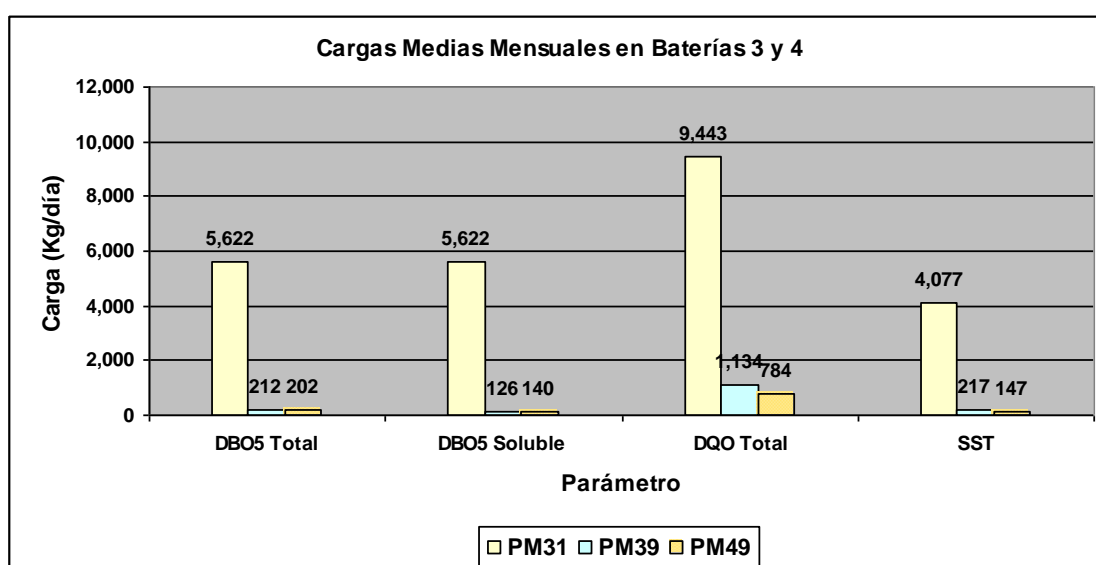
PARAMETRO	UNIDAD	BATERIA 3		BATERIA 4	
		PM31	PM39	PM31	PM49
DBO <sub>5</sub> Total	Kg/día	5,622	212	5,622	202
DBO <sub>5</sub> Soluble	Kg/día		126		140
DQO Total	Kg/día	9,443	1,134	9,443	784
SST	Kg/día	4,077	217	4,077	147

Siendo:

PM31: Afluente a baterías 3 y 4

PM39: Efluente de LP 3-3

PM49: Efluente de LP 4-3



### 9.5 En lo relativo a proyectos de tratamiento de aguas residuales

- La mayoría de las empresas de servicio de agua, que son las responsables del manejo de las aguas residuales no tienen capacidad para asumir las inversiones y costos operativos del tratamiento.
- El costo del tratamiento de aguas residuales no ha sido incorporado en las tarifas de agua y saneamiento. Las autoridades se resisten a agregar estos costos de tratamiento al costo de vida en la ciudad y asumen solo los de abastecimiento de agua y alcantarillado. En el caso de alcantarillado lo manejan como un porcentaje del costo del abastecimiento de agua.
- No existen mecanismos ni espacios de coordinación y concertación entre los responsables de la regulación, quienes manejan las aguas residuales domesticas, ni entre los grupos de usuarios o afectados por los vertimientos.

- La mayoría de decisiones respecto a los parámetros de control de calidad del agua, distribución de los costos asociados al tratamiento, disposición de las aguas residuales y su uso para riego, se toman de forma unilateral y sin mayor participación de los otros grupos de interés.

## **9.6 En lo relativo a investigaciones sobre tratamiento de aguas residuales**

- Existe la necesidad de una evaluación más amplia de las actuales tecnologías de bajo costo para el tratamiento de las aguas residuales a la luz de las prioridades específicas de la eliminación de patógenos.
- Si bien las lagunas de estabilización han sido estudiadas ampliamente y se sabe que son efectivas para remoción de helmintos y bacterias, existe una urgente necesidad de evaluar la eficiencia de los sistemas que permitan una utilización más eficiente del terreno, tales como las lagunas facultativas de maduración profundas (> 3 m), así como lagunas aireadas de varios diseños, las cuales puedan ser utilizadas en caso que no puedan construirse sistemas convencionales de lagunas (debido, por ejemplo, a altos costos de terreno, topografía adversa, o insuficiencia de tierras de cultivo). Hasta la fecha, no se ha realizado un estudio acerca de la eficiencia de estos sistemas en la remoción de helmintos.
- Asumiéndose que las lagunas aireadas de alta energía sólo logren una remoción limitada de helmintos, existe la necesidad de desarrollar y evaluar tecnologías adicionales específicas de tratamiento de las aguas residuales para la remoción de helmintos, las cuales podrían ser utilizadas como una segunda fase para las lagunas aireadas. Entre los ejemplos de las posibles tecnologías que deberían evaluarse están incluidas:
  - la filtración;
  - la microtamización (microtamices y membranas);
  - la coagulación química;
  - la desinfección ovicida.
- Es necesario desarrollar y evaluar tecnologías intermedias que puedan ser empleadas como medidas provisionales o paliativas para mejorar las condiciones existentes de reutilización descontrolada de las aguas residuales que presentan graves riesgos para la salud. Se debe poner un énfasis especial en la determinación de configuraciones de diseño óptimas y en los períodos de retención mínimos que se requieren para una remoción efectiva de helmintos en las lagunas anaeróbicas utilizadas para el tratamiento primario o en sistemas similares con períodos de retención relativamente cortos.
- Desarrollo de sistemas mecánicos simples para evacuar el lodo de las lagunas anaeróbicas con el fin de eliminar la necesidad de interrumpir la operación (por ejemplo, bombas portátiles para lodo, dragas).
- Estudio de los criterios de diseño y de la eficiencia en la remoción de patógenos de los sistemas de lagunas diseñados principalmente para el tratamiento de efluentes de tanques sépticos y excretas humanas.

### **9.7 En lo relativo a las lagunas facultativas existentes San Juan**

- El sistema de tratamiento de lagunas de estabilización existente en San Juan presentaba una distribución inadecuada de gastos a las baterías alta y baja, ya que la estructura derivadora ubicada al ingreso de la planta permite el paso incontrolado de caudal a la batería alta, adicionalmente un gran volumen es derivado hacia la parte alta de las lagunas donde se realiza irrigación con desagües sin tratar.
- Las características de las estructuras existentes para la alimentación a las lagunas no permiten controlar adecuadamente el gasto que alimenta a las mismas.
- La forma de alimentación a las lagunas primarias, hace que no exista una buena distribución de sólidos, provocando azolvamiento (formación de depósitos de lodos) en la zona contigua al ingreso del afluente, asimismo en algunas lagunas las salidas están cerca del ingreso provocando que existan cortocircuitos y amplias zonas muertas.
- Las lagunas de la batería alta trabaja sobrecargadas, debido a la reducción del área que efectuó el CEPIS (batería baja), para la crianza de peces, lo que representa una disminución considerable del área efectiva (20%) de tratamiento, siendo esta la causa principal de los olores existentes en la zona.
- Existiendo una reducción del área efectiva de tratamiento así como malos olores en la zona, se concluye que la calidad actual del efluente del sistema se encuentra fuera de norma para el uso que se destina que es el de riego agrícola.
- Debido a los problemas de calidad de efluente, que deriva en problema de olores, la población vecina viene manifestándose que deben reubicarse las actuales lagunas, por tal motivo se requiere una ampliación de la capacidad de tratamiento, con la finalidad de obtener un efluente que cumpla con las normas de descarga vigentes en el país, lo que generará una disminución o desaparición de malos olores y como consecuencia el fin de los reclamos de la población vecina.

### **9.8 En lo relativo al sistema de tratamiento propuesto en San Juan**

- La alternativa de lagunas aireadas con lagunas facultativas de acabado es la más conveniente, debido a que es un sistema de tratamiento intermedio entre los sistemas lagunares y los sistemas avanzados.
- La DBO lograda en el efluente es adecuada para alimentar las lagunas facultativas, produciéndose en el efluente de las lagunas facultativas una DBO inferior a 30 mg/l
- Permite tener más versatilidad en la selección de diversos tipos de aireación posibilitando reducir los costos de inversión y O&M hallados preliminarmente.

- Disminución drástica de los olores al suministrar oxígeno en la primera etapa del tratamiento, no dependiendo de factores naturales (luz solar, fotosíntesis, viento).
- Este tipo de tratamiento produce muy poco lodo, y el lodo producido es digerido en la misma laguna, por lo que requiere solamente de un área para disponerlos directamente.
- Debido a su alto periodo de retención (de 6 a 10 días), pueden asimilar sobrecargas hidráulicas y orgánicas sin afectar sustancialmente su eficiencia.
- Adicionalmente hay que considerar que de acuerdo al área existente destinada para la elaboración del proyecto, la alternativa de lagunas facultativas requerían de una mayor área que no estaba disponible para su obtención.

### **9.9 En lo relativo al impacto ambiental en el área de la PTAR San Juan**

- Los problemas y las áreas críticas propensas a sufrir daños y pérdidas, en los sectores donde se encuentran las instalaciones de tratamiento y donde se han instalado las líneas de conducción, ya identificados requieren de acciones para la reducción de los impactos negativos, los cuales se mencionan a continuación y algunos de los cuales ya se están implementando.
- Fugas o salidas accidentales de desagües no tratados: Implementación de medidas estrictas de control, automatización de válvulas de control, sistema SCADA.
- Posibles emisiones de olores en el área de la planta de tratamiento: Implementación de cerco de árboles en especial en la zona del pre-tratamiento, cinturón ecológico en todo el perímetro de la planta.
- Riesgos de derrames o inundación de la planta y/o colectores en casos de sismos: Incorporación de diseños antisísmicos y tuberías de gran resistencia de unión flexible.
- Posible infiltración en la napa freática durante la operación en la planta: El diseño consideró la impermeabilización de las estructuras de almacenamiento.
- Generación de residuos sólidos: Recolección de material con medidas de seguridad adecuadas y equipo propio.
- Posible alteración de los niveles de nutrientes en Playa Venecia por rebose de efluente de la planta: Coordinación con entes oficiales para maximizar reuso de efluentes y monitoreo de la calidad del efluente, construcción de emisor submarino en la descarga.
- Deforestación por construcción de planta: Reforestación de 14 hectáreas en planta San Juan para cinturón ecológico y áreas verdes.

- Posibles afecciones a la salud por moscas, zancudos y roedores: Franjas de protección de amplitud suficiente, manteniendo alejados asentamientos humanos y actividades económicas, previéndose desinfecciones periódicas.

## **BIBLIOGRAFÍA**

## BIBLIOGRAFIA

ARMSTRONG C., ESPINOZA E. “Emisor submarino Venecia”. Revista Saneamiento y Medio Ambiente. Año 2002. Capítulo de Ingenieros Sanitarios. Colegio de Ingenieros del Perú.

AZEVEDO NETTO JOSE, 1961, “Manual de Hidráulica” Sao Paulo, Brasil, 3ª Edición.

BANCO MUNDIAL. Estudio Sectorial de los Servicios de Saneamiento en Pequeñas Localidades del Perú, año 2004. Perú.

BLUM, D., FEACHEM, R. (1985). *Health aspects of nightsoil and sludge use in agriculture and aquaculture: An epidemiological perspective* (Aspectos sanitarios de la utilización de los excrementos humanos y lodos en la agricultura y acuicultura; Una perspectiva epidemiológica), Centro Internacional de Referencia para la gestión de Desechos, Duebendorf, Suiza.

Catálogos Comerciales Diversos: Bracket Geigger, Door Oliver, FMC, U.S. Filter, Aeration Industries, Aeromix, Flygt, Pont A Mousson, Spiropipe.

CEPIS, 1976 “Curso de tratamiento de desagües para países en desarrollo”. Perú.

CHAMBI ECHEGARAY GINA (2001). Desarrollo local con Gestión participativa – Presupuesto Participativo – Villa el Salvador. Lima, Perú.

CROSS, P., STRAUSS, M. (1985). *Utilization of escreta in agriculture and aquaculture. Part I: Existing practices and beliefs. Part II: Pathogen survival* (Utilización de las excretas en la agricultura y acuicultura. Parte I: Prácticas y creencias existentes. Parte II: Supervivencia de patógenos), Centro Internacional de Referencia para la Gestión de Desechos, Duebendorf, Suiza.

FUNDACIÓN IBEROAMERICANA, 2003 “Apuntes del Curso Maestría en Gestión y auditorias Medioambientales”.

GLOYNA E.F, 1973, “Estanques de estabilización de aguas residuales”. OMS. Serie de monografías No. 60. USA.

GLOYNA E.F, 1968, “Basis for waste stabilization pond designs”. Water Resources Symposium No. 1. Texas University. USA.

JICA, 1987 “Sewage Engineering” 14th Training Group. Japón.

MALNATI F. LUIS, 1976. Proyecto San Juan 400: Experiencias en el Perú en la utilización de desagües tratados y terrenos rellenados con basura. Ministerio de Salud, Lima, Perú.

*Manual of Practice Nr. 8, Wastewater Treatment Plant Design, Water Environmental Federation*, 1998. 3a. Edición.

MARA D.D, AND SILVA S., 1979, “*Sewage treatment in waste stabilization Ponds, recent research in northern Brazil*” Progress in Water Technology.

MARA D.D, AND CAIRNCROSS S. “*Guidelines for the safe use of wastewater and excreta in agriculture and aquaculture: Measures for public health protection*” OMS, Geneva, Suiza.

METCALF AND EDDY, 1998. “Ingeniería de aguas residuales”. Ed. MC GRAW HILL, España, 3ª Edición.

METCALF AND EDDY, 2003. “Wastewater Engineering: Treatment and Reuse”. Ed. MC GRAW HILL, U.S.A. 4ª Edición.

MERZTHAL Y. GUNTHER, ROOSE C. PAMELA, BERGARAY D. VIRGINIA, JIMÉNEZ L. HECTOR, ALVARO H. HERBERT (2002). Estudio complementario del caso Villa el Salvador, Lima – Perú. Convenio IDRC – OPS/HPE/CEPIS.

NORIEGA P. RUDDY, 1999, “Manual de Tratamiento de Aguas Residuales”, Lima, Perú, 1ª Edición.

Nuevo Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Habilitaciones Urbanas de Lima Metropolitana de SEDAPAL. 1992. Lima, Perú.

OMS, 1973, Reuso de efluentes: métodos de tratamiento y cuidado de la salud

OMS, Guías de Salud para el Uso de Aguas Residuales en la Agricultura y Acuicultura.

PROMAR, BANCO MUNDIAL, 1996 “Caracterización de aguas servidas en Lima metropolitana”. Perú.

PROYECTO MESIAS, SEDAPAL. MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA, 1998 “Proyecto de Mejoramiento del Sistema de Alcantarillado de la Zona Sur de Lima Metropolitana” Lima, Perú.

Reglamento de Diseño de Plantas de Tratamiento. ININVI/Ministerio de Vivienda. 2000. Perú.

Reglamento Nacional de Construcciones, 1994.

SAENZ F. RODOLFO, 1986. Evaluación y optimización del funcionamiento del sistema lagunar de San Juan, Lima, Perú. CEPIS/OPS.

SHUVAL, H.I., ADIN, A., FATTAL, B., RAWITZ, E. & YEKUTIEL, P.(1985). *Health effects of wastewater reuse in agriculture* (Efectos para la salud por el reuso de aguas residuales en la agricultura). Estudios del Banco Mundial en el Abastecimiento de Agua y Saneamiento, Banco Mundial, Washington, D.C. USA.



Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI. Anuario 1971-1980.

SUNASS, Indicadores de Gestión de las Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento del Perú. 2001-2004, SUNASS.

US EPA, 1983 “*Design Manual Municipal Wastewater Stabilization Ponds*”. (Manual de diseño para aguas municipales mediante lagunas de estabilización). USA

US EPA, 1977 “*Process Design Wastewater Treatment Facilities for Sewered Small Communities*”. (Diseño de instalaciones de tratamiento para pequeñas comunidades) USA.

VAN HEUVELEN, W & SVORE, J.H, 1954, “*Sewage lagoons in North Dakota*”. USA.

VINCES ARAOZ, 1999, “Contaminación Ambiental y Defensa Ecológica de Lima” Lima, Perú.

VILLA EL SALVADOR, La ciudad y su desarrollo realidad y propuestas. Perú.

WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, 1988 “*Aeration, Manual of Practice FD-13*” USA.

WORLD HEALTH ORGANIZATION Technical Report Series N°. 517 (1973). *Reuse of effluents: Methods of wastewater treatment and health safeguards* (Reutilización de efluentes: Métodos de tratamiento de las aguas residuales y medidas de protección para la salud). Informe de una reunión de expertos patrocinada por la OMS, Ginebra. Suiza.

YANEZ FABIAN, 1980, “Evaluación de las lagunas de estabilización San Juan, reporte final de la primera fase”. CEPIS. Lima, Perú. 2da. Edición.

YANEZ FABIAN, 1993, “Teoría, Diseño, Evaluación y Mantenimiento de Lagunas de Estabilización” Cuenca, Ecuador.

## ANEXO A

### Cálculo de diseño del equipo mecánico

#### A. Planta de tratamiento San Juan

##### 1. Fundamentos del Diseño

##### 1.1 Caudal Afluente de Diseño:

Caudal Máx. Horario =  $1.462 \text{ m}^3/\text{s} = 126,400 \text{ m}^3/\text{d}$  (Parte Alta:  $0.422 \text{ m}^3/\text{s}$ , Parte Baja:  $1.040 \text{ m}^3/\text{s}$ )

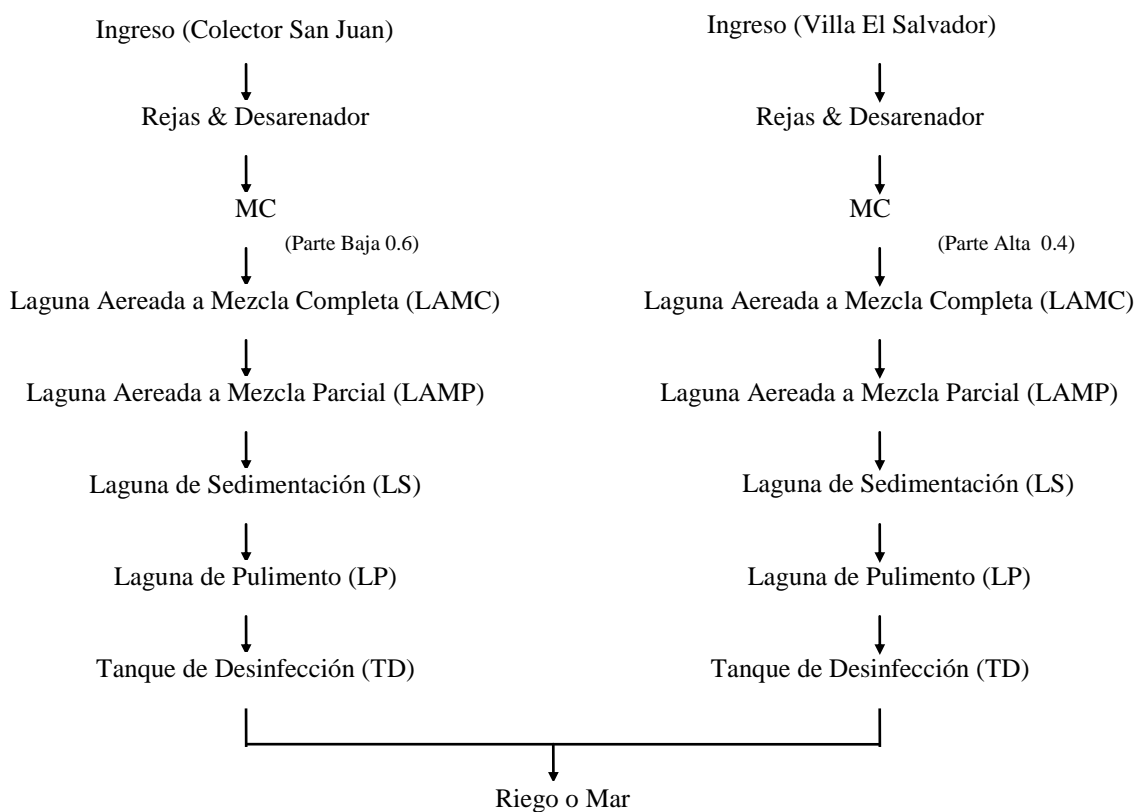
Caudal Promedio Diario =  $1.0 \text{ m}^3/\text{s} = 86,400 \text{ m}^3/\text{día}$  (Parte Alta:  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , Parte Baja:  $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ )

##### 1.2 Calidad de las Aguas Residuales: Para el Sistema de Lagunas Aereadas

	Ingreso	Efluente Estimado	Eficiencia de Remoción
DBO <sub>5</sub> (mg/L)	250	30*	88%
SS (mg/L)	250	60*	76%
Huevo de Helmintos (No/L)	60	1	
Coliformes Totales (NMP/100mL)	$4.0 \times 10^7$	< 5000	
Coliformes Fecales (NMP/100mL)	$2.0 \times 10^7$	< 1000	

\* Excluye Laguna de Pulimento

##### 2. Diagrama de Flujo



### 3. Instalaciones de Desarenado

#### 3.1 Desarenador – 1 (Parte Alta)

##### 3.1.1 Cantidad Estimada de Material Cribado y Arena

Material Cribado:  $0.4 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 \times 25\text{L}/1000 \times 10^{-3} = 0.87 \text{ m}^3/\text{día}$   
 Arena:  $0.4 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 \times 20\text{L}/1000 \times 10^{-3} = 0.69 \text{ m}^3/\text{día}$

##### 3.1.2 Rejas de Barras de Limpieza Mecánica No.1-1,2 (MJ 1021-1022)

Caudal de diseño:  $0.422 \text{ m}^3/\text{s}$  (Caudal máximo horario)  
 No. de canales: 1 + 1 (stand-by)  
 Tirante en el canal: aprox. 1.1 m  
 Velocidad: máximo 0.5 m/s  
 Ancho del canal:  $0.422 \times 1/1.1 \times 1/0.5 = \text{más de } 0.77 \text{ m} \Rightarrow 1.0 \text{ m}$

##### Especificaciones

Tipo: Tipo reciprocante  
 Canal: Ancho 1.0 m x aprox. Altura 2.1 m  
 Separación de barras: 15 mm  
 Salida del motor: 3.7 kw  
 Ángulo de instalación:  $80^\circ$   
 Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

##### 3.1.3 Compactador de Material Cribado No.1 (MJ 1041)

Capacidad:  $0.87 \times 1/1\text{h} = \text{más de } 0.87 \text{ m}^3/\text{h}$  máximo  $2.8 \text{ m}^3/\text{h}$

##### Especificaciones

Tipo: Compactador tipo tornillo  
 Capacidad: Aprox.  $2.8 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Salida del motor: 0.75 kw  
 Cantidad: 1 set

##### 3.1.4 Bomba de Arena No.1-1,2 (MJ 1051-1052)

Capacidad:  $0.7 \text{ m}^3/\text{min}$   
 Carga total:  $H=h+p+f = 4.0 + 7.0 + 3.0 = 14 \text{ m}$

##### Especificaciones

Tipo: Bomba sumergible de arena, tipo desmontable  
 Especificación: Diámetro.80 mm x  $0.7 \text{ m}^3/\text{min}$  x 14 m x 5.5 kw  
 Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

##### 3.1.5 Lavador de Arena No.1-1,2 (MJ1061-1062)

Capacidad:  $0.7 \text{ m}^3/\text{min} \times 3 \% \times 10^{-2} \times 60 = 1.26 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow \text{aprox. } 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$

##### Especificaciones

Tipo: Tipo tornillo inclinado con desarenador ciclónico  
 Capacidad:  $\text{aprox. } 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Salida de motor: 0.75 kw  
 Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

## 3.1.6 Tolva (MJ 1071-1074)

Capacidad:	Para un camión de contenedor desmontable de 4 ton (efectivo aprox.3.0 ton)
Tiempo de almacenamiento:	
de material cribado:	$3.0 \text{ ton} \times 1/0.87 \times 1/0.8 = 4.3 \text{ días}$
de arena:	$3.0 \text{ ton} \times 1/0.69 \times 1/2.5 = 1.8 \text{ días}$

Especificaciones

Tipo:	Contenedor rectangular
Capacidad:	Para camión de 4 ton
Cantidad:	2 set + 2 set (stand-by)

## 3.1.7 Bomba de Suministro de Agua de Lavado No.1-1,2 (MJ 1101-1102)

Capacidad:	0.2 m <sup>3</sup> /min
Carga total:	$H = h + p + f = 3 + 10 + 2 = 15 \text{ m}$

Especificaciones

Tipo:	Bomba sumergible, impulsor semi-abierto
Especificación:	Diámetro 65mm x 0.2 m <sup>3</sup> /min x 15 m x 2.2 kw
Cantidad:	1 set + 1 set (stand-by)

**3.2 Desarenador – 1 (Parte Baja)**

## 3.2.1 Cantidad Estimada de Material Cribado y Arena

Material Cribado:	$0.6 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 \times 25\text{L}/1000 \times 10^{-3} = 1.30 \text{ m}^3/\text{día}$
Arena:	$0.6 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 \times 20\text{L}/1000 \times 10^{-3} = 1.04 \text{ m}^3/\text{día}$

## 3.2.2 Rejas de Barras de Limpieza Mecánica No.2-1,2,3 (MJ 1221-1223)

Caudal de diseño:	1.04 m <sup>3</sup> /s (Caudal máximo horario)
No. de canales:	2 + 1 (stand-by)
Tirante en el canal:	aprox. 1.1 m
Velocidad:	máximo 0.5 m/s
Ancho del canal:	$0.52 \times 1/1.1 \times 1/0.5 = \text{más de } 0.95 \text{ m} \Rightarrow 1.0 \text{ m}$

Especificaciones

Tipo:	Tipo reciprocante
Canal:	Ancho 1.0 m x aprox. Altura 2.3 m
Separación de barras:	15 mm
Salida del motor:	3.7 kw
Ángulo de instalación:	80°
Cantidad:	2 sets + 1 set (stand-by)

## 3.2.3 Compactador de Material Cribado No.1 (MJ 1241)

Capacidad:	$1.30 \times 1/1\text{h} = \text{más de } 1.30 \text{ m}^3/\text{h}$	máximo 2.8 m <sup>3</sup> /h
------------	--	------------------------------

Especificaciones

Tipo:	Compactador tipo tornillo
Capacidad:	Aprox. 2.8 m <sup>3</sup> /h
Salida del motor:	0.75 kw
Cantidad:	1 set

## 3.2.4 Bomba de Arena No.2-1,2,3 (MJ 1251-1253)

Capacidad: 0.7 m<sup>3</sup>/min  
 Carga total:  $H=h+p+f = 4.0 + 7.0 + 3.0 = 14 \text{ m}$

Especificaciones

Tipo: Bomba sumergible de arena, tipo desmontable  
 Especificación: Diámetro.80 mm x 0.7 m<sup>3</sup>/min x 14 m x 5.5 kw  
 Cantidad: 2 sets + 1 set (stand-by)

## 3.2.5 Lavador de Arena No.2-1,2 (MJ1261-1262)

Capacidad:  $0.7 \text{ m}^3/\text{min} \times 3 \% \times 10^{-2} \times 60 = 1.26 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow \text{aprox.} 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$

Especificaciones

Tipo: Tipo tornillo inclinado con desarenador ciclónico  
 Capacidad: approx.1.5 m<sup>3</sup>/h  
 Salida de motor: 0.75 kw  
 Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

## 3.2.6 Tolva (MJ 1271-1274)

Capacidad: Para un camión de contenedor desmontable de 4 ton  
 (efectivo aprox.3.0 ton)

Tiempo de almacenamiento:

de material cribado:  $3.0 \text{ ton} \times 1/1.30 \times 1/0.8 = 2.9 \text{ días}$

de arena:  $3.0 \text{ ton} \times 1/1.04 \times 1/2.5 = 1.2 \text{ días}$

Especificaciones

Tipo: Contenedor rectangular  
 Capacidad: Para camión de 4 ton  
 Cantidad: 2 set + 2 set (stand-by)

## 3.2.7 Bomba de Suministro de Agua de Lavado No.2-1,2 (MJ 1301-1302)

Capacidad: 0.2 m<sup>3</sup>/min  
 Carga total:  $H= h + p + f = 3 + 10 + 2 = 15 \text{ m}$

Especificaciones

Tipo: Bomba sumergible, impulsor semi-abierto  
 Especificación: Diámetro 65mm x 0.2 m<sup>3</sup>/min x 15 m x 2.2 kw  
 Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

**4. Sistema de Lagunas Aereadas****4.1 Aereador LAMC (para Laguna Aereada a Mezcla Completa)**

## 4.1.1 Fundamentos del Diseño

Tipo: Tipo rectangular con pared de concreto reforzado  
 Caudal de diseño: Caudal promedio diario =  $1.0 \text{ m}^3/\text{s} = 86,400 \text{ m}^3/\text{día}$   
 Series: 2 lagunas x 5 series  
 Tiempo de retención:  $t^*c = 2.0 \text{ días}$

Dimensiones: 80.0 m x 72.0 m x 3.0 m x 10 lagunas (2 lagunas x 5 series )  
 (Actual):  $V_c' = 80 \times 72 \times 3.0 \times 10 = 172,800 \text{ m}^3$  (17,280  $\text{m}^3$ /1 laguna)  
 Eficiencia de remoción promedio de DBO: 75 %  
 DBO efluente:  $250 \times (1 - 0.75) = 63 \text{ mg/l}$   
 Requerimiento real unitario de oxígeno:  $Re = 2.0 \text{ kg-O}_2/\text{kg-DBO removido}$   
 Factor de corrección para requerimiento estándar de  $\text{O}_2$ :  $F = 0.77$   
 Capacidad de diseño del aerador: Bajo condiciones normales de agua limpia  
 Tipo aspirador 1.5  $\text{kg-O}_2/\text{kw-h}$   
 Tipo vertical 1.8  $\text{kg-O}_2/\text{kw-h}$   
 Requerimiento de energía mínimo para mezcla completa:  $6.0 \text{ w/m}^3$  (por volumen de laguna)

(\*) Factor de Corrección para Aerador

1. Requerimiento estándar de oxígeno

$$RSO = RRO \times 1/F$$

RSO : Requerimiento estándar de oxígeno  
 RRO : Requerimiento real de oxígeno  
 F : Factor de corrección

2. Factor de Corrección

$$F = (B \times C_{\text{walt}} - CL) \times 1/C_{\text{s20}} \times 1.024^{E(T-20)} \times A$$

B : Constante de Aeración (1.0)  
 A : Constante de Aeración (0.93)  
 Y : Temperatura de las Aguas Residuales en Verano (27°)  
 $C_{\text{walt}}$  : Concentración de Saturación de Oxígeno a 27° (7.95 mg/l)  
 Corregido para Altitud (aprox. 100m,  $7.95 \times 0.99 = 7.87 \text{ mg/l}$ )  
 CL : Concentración de Oxígeno a ser mantenido líquido (1.5 mg/l)  
 $C_{\text{s20}}$  : Concentración de Saturación de Oxígeno a 20° (9.08 mg/l)

Por lo que,  $F = 0.77$

4.1.2 Aerador-1,-2,-3 LAMC

$$\begin{aligned} \text{Requerimiento real de oxígeno RRO} &= 86,400 \times (250 - 63) \times 10^{-3} \times 2.0 \times 1/24 \\ &= 1,347 \text{ kg-O}_2/\text{h} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Requerimiento estándar de oxígeno RSO} &= \text{RRO}/F \\ &= 1,347 \times 1/0.77 = 1,749 \text{ kg-O}_2/\text{h} \end{aligned}$$

Especificaciones

No.1,3,5-1,6,7,12 No.2,4-2,5,8,11 (MJ 20101-20120)

Aerador 1 LAMC: Aerador tipo aspirador, con flotadores  
 Aprox. sobre 33.0  $\text{kg-O}_2/\text{h}$  (bajo condiciones normales de agua limpia)  
 22 kw x 20 sets (2 sets / 1 laguna)

No.1,3,5-2,5,8,11 No.2,4-1,6,7,12 (MJ 20201-20220)

Aerador-2 LAMC: Aerador tipo aspirador, con flotadores  
 Aprox. sobre 22.5  $\text{kg-O}_2/\text{h}$  (bajo condiciones normales de agua limpia)  
 15 kw x 20 sets (2 sets / 1 laguna)

No.1, 2, 3, 4, 5-3, 4, 9, 10 (MJ 20301-20320)

Aerador-3 LAMC: Aereador superficial tipo vertical, con flotadores  
 Aprox. sobre 39.6 kg-O<sub>2</sub>/h (bajo condiciones normales de agua limpia)  
 22 kw x 20 sets (2 sets / 1 laguna)

Verificación para abastecimiento de oxígeno:

Aspirador	22 x 20 x 1.5 = 660 kg-O <sub>2</sub> /h
Aspirador	15 x 20 x 1.5 = 450
Vertical	22 x 20 x 1.8 = 792
Total:	1,902 kg-O <sub>2</sub> /hr > 1,749 ---- OK

Verificación para la mezcla completa:

$$(22 \times 2 + 15 \times 2 + 22 \times 2) \times 1/17,280 \times 10^3$$

$$= 6.8 \text{ w/m}^3 > 6.0 \text{ ---- OK}$$

## 4.2 Aereador LAMP (para Laguna Aereada a Mezcla Parcial)

### 4.2.1 Fundamentos del Diseño

Tipo:	Tipo rectangular con pared de concreto reforzado
Caudal de diseño:	Caudal promedio diario = 1.0 m <sup>3</sup> /s = 86,400 m <sup>3</sup> /día
Series:	3 lagunas x 5 series
Tiempo de retención:	t*c = 2.0 días (0.67 días x 3)
Dimensiones:	80.0 m x 49.0 m x 3.0 m x 15 lagunas (3 lagunas x 5 series)
(Actual):	Vp' = 80 x 49 x 3.0 x 15 = 176,400 m <sup>3</sup> (17,280 m <sup>3</sup> /1 laguna)
Eficiencia de remoción promedio de DBO:	65 %
DBO efluente:	63 x (1 - 0.65) = 22 mg/l
Requerimiento real unitario de oxígeno:	Re = 2.0 kg-O <sub>2</sub> /kg-DBO removido
Factor de corrección para requerimiento standard de O <sub>2</sub> :	F = 0.77
Capacidad de diseño del aereador:	Bajo condiciones normales de agua limpia
Tipo aspirador	1.5 kg-O <sub>2</sub> /kw-h
Requerimiento de energía mínimo para mezcla parcial:	1.5 w/m <sup>3</sup> (por volumen de laguna)

### 4.2.2 Aereador LAMP

Requerimiento real de oxígeno RRO = 86,400 x (63 - 22) x 10<sup>-3</sup> x 2.0 x 1/24  
 = 296 kg-O<sub>2</sub>/h

Requerimiento estándar de oxígeno RSO = RRO/F  
 = 296 x 1/0.77 = 385 kg-O<sub>2</sub>/h

#### Especificaciones

No.1,2,3,4,5-1,2,3,4,5,6 (MJ 30101-30130)

Aereador LAMP: Aereador tipo aspirador, con flotadores  
 Aproximadamente sobre 16.5 kg-O<sub>2</sub>/h (bajo condiciones normales de agua limpia)  
 11 kw x 30 sets (2 sets / 1 laguna)

Verificación para abastecimiento de oxígeno:

Aspirador	11 x 30 x 1.5 = 495 kg-O <sub>2</sub> /h > 385 ---- OK
-----------	--

Verificación para la mezcla parcial: 11 x 2 x 1/11,760 x 10<sup>3</sup> = 1.9 w/m<sup>3</sup> > 1.5 ----- OK

## 5. Instalaciones de Cloración

### 5.1 Clorador No.1,2,3 (MJ 5011-5013)

Caudal de diseño:	Tanque de desinfección 1 (TD-1) 34,560 m <sup>3</sup> /día Tanque de desinfección 2 (TD-2) 34,560 m <sup>3</sup> /día Tanque de desinfección 3 (TD-3) 17,280 m <sup>3</sup> /día
Cloro:	Cloro gas licuado (Cl <sub>2</sub> 100%)
Dosis de cloro:	C=3 mg/L
Cloro requerido:	TD-1 y TD-2: $34,560 \times 3 \times 10^{-3} \times 1/24 = 4.4 \text{ kg-Cl}_2/\text{h}$ TD-3: $17,280 \times 3 \times 10^{-3} \times 1/24 = 2.2 \text{ kg-Cl}_2/\text{h}$

#### Especificaciones

Tipo:	Tipo solución al vacío, montado en la pared, control manual
Capacidad:	aprox. 10 kg-Cl <sub>2</sub> /h
Cantidad:	3 unidades

### 5.2 Cilindro de Cloro (MJ 5021-5026)

Caudal de diseño:	86,400 m <sup>3</sup> /día
Dosis promedio de cloro:	3 mg/L
Tiempo de almacenamiento:	15 días o más
Cloro requerido:	$86,400 \times 3 \times 10^{-3} \times 15 = 3,888 \text{ kg-Cl}_2 \text{ o más}$

#### Especificaciones

Tipo:	Cilíndrico
Capacidad:	aprox. 900 kg-Cl <sub>2</sub>
Cantidad:	1 unidad en servicio + 5 unidades en almacenamiento

### 5.3 Bomba de Suministro de Agua para el Cloro (MJ 5071-5072)

Capacidad:	$65 \text{ l/min} \times 3 = 195 \text{ l/min} \Rightarrow 200 \text{ l/min}$
Carga total:	$H = h + p + f = 2 + 27 + 3 = 32 \text{ m}$

#### Especificaciones

Tipo:	Bomba sumergible, impulsor semi-abierto
Especificación:	Diámetro 65mm x 0.2 m <sup>3</sup> /min x 32 m x 5.5 kw
Cantidad:	2 set

## 6. Otros

### 6.1 Bomba de Suministro de Agua para Desarenador No.1, 2 (MJ 7011-7012)

Capacidad:	$0.2 \text{ m}^3/\text{min} \times 2 = 0.4 \text{ m}^3/\text{min}$
Carga total:	$H = h + f_1 + f_2 = 4.0 + 11.0 + 2.0 = 17.0 \text{ m} \Rightarrow 20 \text{ m}$

#### Especificaciones

Tipo:	Bomba sumergible, impulsor semi-abierto
Especificación:	Diámetro.80 mm x 0.4 m <sup>3</sup> /min x 20 m x 5.5 kw
Cantidad:	1 set + 1 set (stand-by)

### 6.2 Bomba de Agua de Rocío No.1,2 (MJ 7021-7022)

Capacidad:	$0.1 \text{ m}^3/\text{min} \times 4 = 0.4 \text{ m}^3/\text{min}$
Carga total:	$H = h + p_1 + p_2 + f = 4. + 10 + 2 + 11 = 27.0 \text{ m} \Rightarrow 30 \text{ m}$

#### Especificaciones

Tipo:	Bomba sumergible, impulsor semi-abierto
-------	---



Especificación: Diámetro.80 mm x 0.4 m<sup>3</sup>/min x 30 m x 5.5 kw  
Cantidad: 1 set + 1 set (stand-by)

### **6.3 Bomba de Drenaje del LSL (MJ 7041)**

Capacidad: 0.4 m<sup>3</sup>/min  
Carga total:  $H = h + f = 6. + 2 = 8 \text{ m} \Rightarrow 10 \text{ m}$

#### Especificaciones

Tipo: Bomba sumergible, tipo desmontable, impulsor no atascado  
Especificación: Diámetro.80 mm x 0.4 m<sup>3</sup>/min x 10 m x 2.2 kw  
Cantidad: 1 set

**ANEXO B**

**CANTIDAD DE LODO DE CADA  
SISTEMA DE LAGUNAS AERADAS**

## ANEXO B

### Cantidad de lodo de cada sistema de lagunas aeradas

#### 1. Fórmula aplicada

$$V = 365 \times (Q \cdot i) / (f \cdot d)$$

V: Volumen de lodo ( m<sup>3</sup>/año)

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/día)

i: Concentración de sólidos inertes (aproximadamente 50 mg/l)

f: Fluctuación del peso de sólidos en el lodo

(aproximadamente 0.05 ó concentración del lodo = 5%)

d: Densidad del agua (10<sup>6</sup> g/m<sup>3</sup>)

#### 2. PT San Juan

$$Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s} = 86,400 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V = 365 \times (86,400 \times 50) / (0.05 \times 10^6)$$

$$= 31,536 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$= 86.4 \text{ m}^3/\text{día}$$

Lodo Secado (LSL)

Contenido de Agua = 60%

$$VI = 86.4 \times 5 / (100 - 60)$$

$$= 10.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

### Análisis del lecho de secado de lodos

#### 1. Método de diseño del lecho de secado de lodos

- (1) Requerimiento de área del lecho de secado de lodos

$$A = Q \times N / H_o$$

A : Requerimiento de área del lecho de secado de lodos (m<sup>2</sup>)

Q : Volumen de ingreso de lodos (m<sup>3</sup>/día)

N : Tiempo de secado de lodos (días)

H<sub>o</sub>: Profundidad de lodos

- (2) Tiempo de Secado de Lodos : N

$$N = N_w + N_d$$

N<sub>w</sub> : Tiempo de deshidratación por gravedad (2 a 4 días)

N<sub>d</sub> : Tiempo de secado por evaporación (2 días)

- (3) Tiempo de secado por evaporación : N<sub>d</sub>

$$N_d = 75 / ((0.40 \times \sqrt[3]{V} + 0.42) \times D)$$

V : Promedio de vientos (m/s)

D : Promedio de evaporación por aire (g/ m<sup>3</sup>)

- (4) Promedio de evaporación por aire : D

$$D = (0.0384 \times 10^{0.0231(t+10)} - 0.017) \times (100 - H_r)$$

t : Temperatura (Promedio Mínimo Mensual, °C)  
Hr : Humedad relativa (%)

- (5) Coeficiente de corrección de secado de lodos : N'

$$N' = (N_w + N_d) / (1 + R)$$

N' : Coeficiente de corrección de secado de lodos (día)

R : Probabilidad de precipitación de más de 3mm/día

## 2. Cálculo de Diseño

- (1) Promedio de evaporación por aire: D

t : 16.0 °C en Agosto

Hr : 88.6% en Agosto

$$D = (0.0384 \times 10^{0.0231(16+10)} - 0.017) \times (100-88.6) \\ = 1.55 \text{ g/m}^3$$

- (2) Tiempo de secado por evaporación : Nd

V : Aprox. 3.5 m/s

$$N_d = 75 / ((0.40 \times \sqrt[3]{3.5} + 0.42) \times 1.55) \\ = 47.1 \text{ días}$$

- (3) Tiempo de secado de lodos : N

N<sub>w</sub> : 3 días

$$N = 3.0 + 47.1 \\ = 50.1 \text{ días} \quad \Rightarrow N = 50 \text{ días}$$

Nota: La precipitación anual en Lima es de aproximadamente 30 mm/año, sin embargo no se considera el coeficiente de corrección del tiempo de secado de lodos (N').

## 3. Meteorología

- (1) Temperatura

**Tabla 1 Temperatura en Lima.**

Meses	Ene.	Feb.	Mar	Abr.	May.	Jun.	
Promedio Mensual	22.1	23.0	22.4	21.8	19.1	17.5	
Promedio Máx. Mensual	28.8	28.9	28.9	27.2	25.0	22.9	
Promedio Mín Mensual	17.5	18.5	18.3	16.7	14.9	14.2	
Meses	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
Promedio Mensual	16.5	16.0	16.4	17.0	18.5	20.4	19.2
Promedio Máx. Mensual	21.5	21.1	21.0	22.6	22.6	26.1	24.7
Promedio Mín. Mensual	13.4	12.9	13.1	14.0	14.9	18.1	15.5

Fuente: Centro de Observación Meteorológica de Las Palmas, 1969-78

- (2) Humedad Relativa

**Tabla 2 Humedad Relativa en Lima.**

Meses	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
Hum. Rel. Prom. Men.	82.0	78.8	84.0	86.0	87.2	87.6
Promed. Máx. Mensual	89.4	91.0	91.6	90.6	91.6	91.0
Promed. Mín. Mensual	87.6	66.6	87.6	70.0	74.0	77.6

Meses	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
Hum. Rel. Prom. Mens.	87.8	88.6	88.0	86.2	84.2	82.0	85.2
Promed. Máx Mensual	90.4	91.8	91.6	90.4	87.0	86.8	90.4
Promed. Mín. Mensual	76.4	78.0	76.8	72.8	69.4	67.4	75.4

Fuente: Centro de Observación Meteorológica de Las Palmas, 1969-78

## (3) Precipitación

**Tabla 3 Precipitación en Lima.**

Meses	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
Precip. Prom. Mens.	3.2	0.6	0.7	0.4	1.0	3.2

Meses	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
Precip. Prom. Mens.	3.5	6.9	6.1	1.9	1.6	1.6	30.7

Fuente: Centro de Observación Meteorológica de Pachacamac, 1971-80

## (4) Vientos

Los vientos son predominantemente del Sur y en menor grado del Sudeste. El 50% de los datos obtenidos durante el año muestran la no presencia de vientos a las 7:00 a.m. A la 1:00 p.m. de 20 a 25% de los vientos provinieron del Sur hacia el Sudeste a una velocidad de 2.3 - 4.5 m/s. a las 7:00 p.m., el 50 a 70% de los vientos provinieron del Sur a una velocidad de 4.5 m/s, y durante el resto del tiempo, los vientos fueron leves o no se presentaron (Basado en Datos proporcionados por el Centro de Observación Meteorológica de Las Palmas, 1969-78)

Promedio: Aprox. 3.5m/s

## Programación de la limpieza de las lagunas de sedimentación

### 1. PTAR San Juan

#### 1) Condiciones de cálculo

Cantidad de lodo  $77.8 \text{ m}^3/\text{día}$  (asumiendo 90% del volumen total en la LS)  
 Dimensión del lecho de secado de lodos:  $60\text{m} \times 20\text{m} \times 0.45\text{m} \times 8$  lechos  
 Período de deshidratación a gravedad: 3 días  
 Período de secado: 47 días  
 Remoción de lodo y preparación del lecho: 5 días  
 Capacidad disponible vs el lodo descargado:  
 $60 \times 20 \times 0.45 \times 8 / 77.8 = 56 \text{ días} > 55 \text{ días}$

#### 2) Planeación del programa de remoción de lodo

Una vez cada 275 días en cada serie (2 lagunas de sedimentación / serie)

Serie No.	55 días	55 días	55 días	55 días	55 días
No. 1	= (retiro)				
No. 2		=			
No. 3			=		
No. 4				=	
No. 5					=
LSL	===== Secado (50días)	===== Secado (50días)	===== Secado (50días)	===== Secado (50días)	===== Secado (50días)
	= Remoción (5días)	= Remoción (5días)	= Remoción (5días)	= Remoción (5días)	= Remoción (5días)

Tiempo de retiro de lodo:

2 bombas operando ( $1.0 \text{ m}^3/\text{min} \times 2$  bombas)

$$77.8 \text{ m}^3/\text{día} \times 275 \text{ días} / 5 \text{ series} / 2.0 \text{ m}^3/\text{min} / 60 = 35.6 \text{ horas}$$

Espesor del lodo sedimentado en LS:

$$77.8 \text{ m}^3/\text{día} \times 275 \text{ días} / 5 \text{ series} / (40\text{m} \times 72\text{m} \times 2 \text{ lagunas}) = 0.75 \text{ m} < 1.0 \text{ m OK}$$

**ANEXO C**

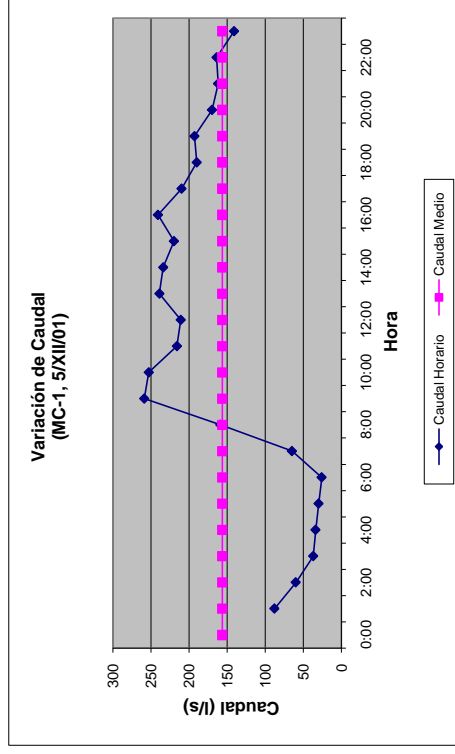
**DATOS DE MEDICIÓN DE  
CAUDALES DE INGRESO  
A PLANTA**

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 5 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	-
1:00	88
2:00	60
3:00	37
4:00	34
5:00	30
6:00	26
7:00	65
8:00	159
9:00	259
10:00	253
11:00	216
12:00	211
13:00	239
14:00	234
15:00	220
16:00	241
17:00	210
18:00	190
19:00	193
20:00	170
21:00	162
22:00	164
23:00	141



VALORES CARACTERISTICOS

Caudal Máximo:	259	l/s
Caudal Medio:	157	l/s
Caudal Mínimo:	26	l/s

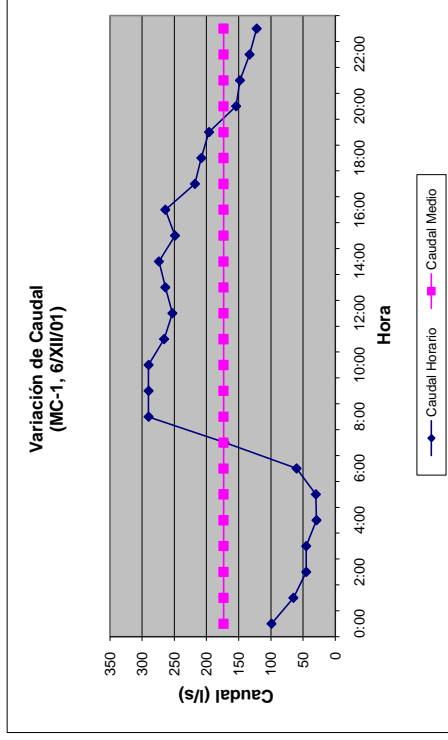


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 6 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	99
1:00	65
2:00	45
3:00	45
4:00	29
5:00	30
6:00	60
7:00	172
8:00	290
9:00	290
10:00	290
11:00	266
12:00	253
13:00	264
14:00	274
15:00	249
16:00	264
17:00	218
18:00	208
19:00	196
20:00	154
21:00	148
22:00	133
23:00	122



VALORES CARACTERISTICOS

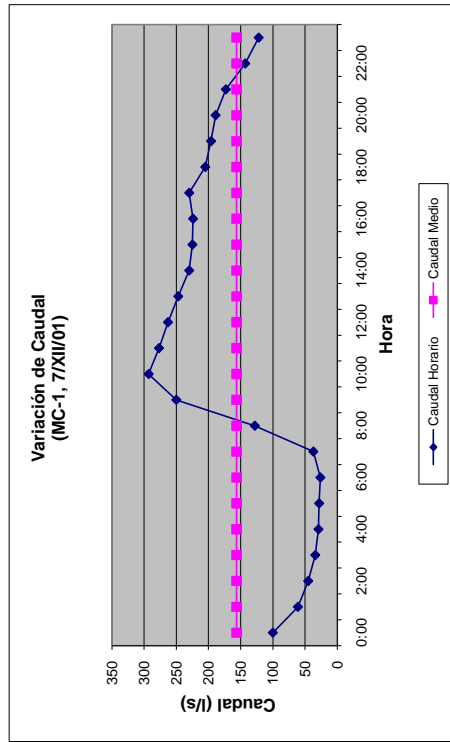
Caudal Máximo:	290	l/s
Caudal Medio:	174	l/s
Caudal Mínimo:	29	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 7 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	100
1:00	61
2:00	45
3:00	34
4:00	29
5:00	28
6:00	26
7:00	37
8:00	128
9:00	250
10:00	293
11:00	277
12:00	263
13:00	247
14:00	230
15:00	225
16:00	224
17:00	230
18:00	205
19:00	196
20:00	189
21:00	173
22:00	143
23:00	122



VALORES CARACTERISTICOS

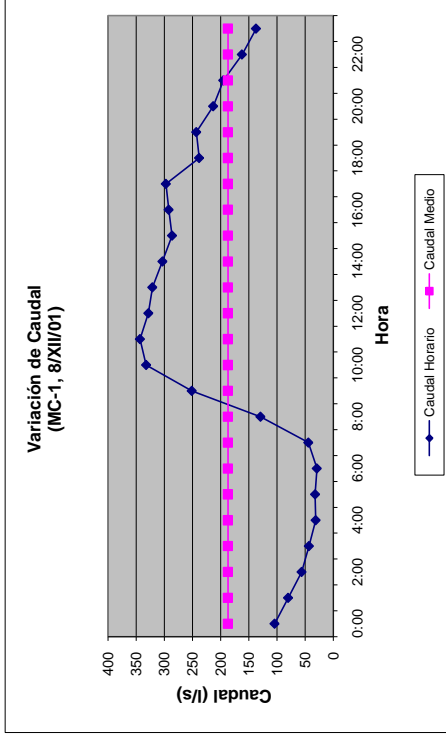
Caudal Máximo:	293	l/s
Caudal Medio:	156	l/s
Caudal Mínimo:	26	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 8 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	104
1:00	80
2:00	56
3:00	43
4:00	31
5:00	32
6:00	29
7:00	44
8:00	129
9:00	251
10:00	332
11:00	343
12:00	328
13:00	321
14:00	303
15:00	286
16:00	292
17:00	297
18:00	238
19:00	243
20:00	213
21:00	195
22:00	162
23:00	137



VALORES CARACTERISTICOS

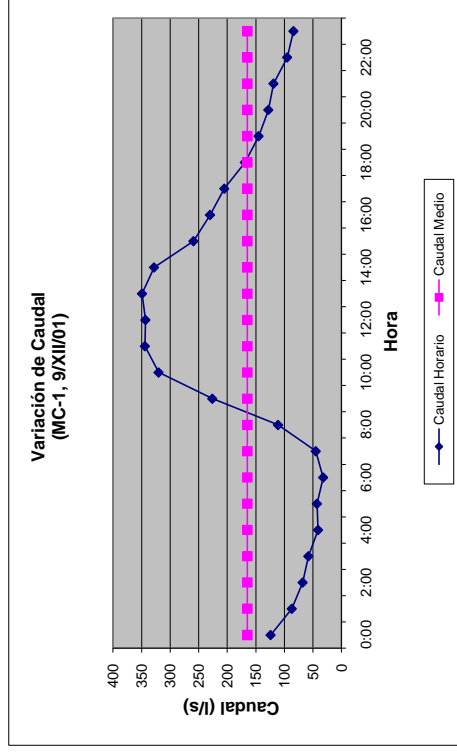
Caudal Máximo:	343	l/s
Caudal Medio:	187	l/s
Caudal Mínimo:	29	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 9 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	124
1:00	87
2:00	68
3:00	58
4:00	41
5:00	43
6:00	32
7:00	45
8:00	111
9:00	226
10:00	320
11:00	344
12:00	343
13:00	349
14:00	328
15:00	259
16:00	230
17:00	205
18:00	169
19:00	145
20:00	128
21:00	119
22:00	95
23:00	84



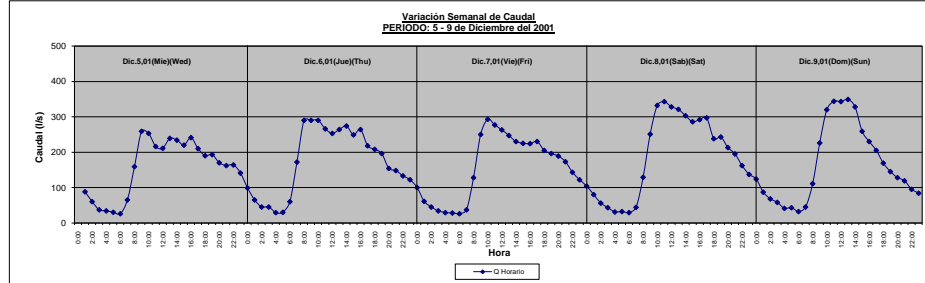
VALORES CARACTERISTICOS

Caudal Máximo:	349	l/s
Caudal Medio:	165	l/s
Caudal Mínimo:	32	l/s

CAUDAL EN MC-1

FECHA	HORA	Q Horario (l/s)
5-XII-01	0:00	45
	1:00	88
	2:00	60
	3:00	37
	4:00	34
	5:00	30
	6:00	26
	7:00	65
	8:00	159
	9:00	259
	10:00	253
	11:00	216
	12:00	211
	13:00	239
	14:00	234
	15:00	220
	16:00	241
	17:00	210
	18:00	190
	19:00	193
	20:00	170
	21:00	162
	22:00	164
	23:00	141
0:00	99	
1:00	65	
2:00	45	
3:00	45	
4:00	29	
5:00	30	
6:00	60	
7:00	172	
8:00	290	
9:00	290	
10:00	290	
11:00	266	
12:00	253	
13:00	264	
14:00	274	
15:00	249	
16:00	264	
17:00	218	
18:00	208	
19:00	196	
20:00	154	
21:00	148	
22:00	133	
23:00	122	
0:00	100	
1:00	61	
2:00	45	
3:00	34	
4:00	29	
5:00	28	
6:00	26	
7:00	37	
8:00	128	
9:00	250	
10:00	293	
11:00	277	
12:00	263	
13:00	247	
14:00	290	
15:00	225	
16:00	224	
17:00	290	
18:00	205	
19:00	196	
20:00	189	
21:00	173	
22:00	143	
23:00	122	
0:00	104	
1:00	80	
2:00	56	
3:00	43	
4:00	31	
5:00	32	
6:00	29	
7:00	44	
8:00	129	
9:00	251	
10:00	332	
11:00	343	
12:00	328	
13:00	321	
14:00	303	
15:00	286	
16:00	292	
17:00	297	
18:00	238	
19:00	243	
20:00	213	
21:00	195	
22:00	162	
23:00	137	
0:00	124	
1:00	87	
2:00	68	
3:00	58	
4:00	41	
5:00	43	
6:00	32	
7:00	45	
8:00	111	
9:00	226	
10:00	320	
11:00	344	
12:00	343	
13:00	349	
14:00	328	
15:00	259	
16:00	230	
17:00	205	
18:00	169	
19:00	145	
20:00	128	
21:00	119	
22:00	95	
23:00	84	

RESUMEN CAUDAL SEMANAL

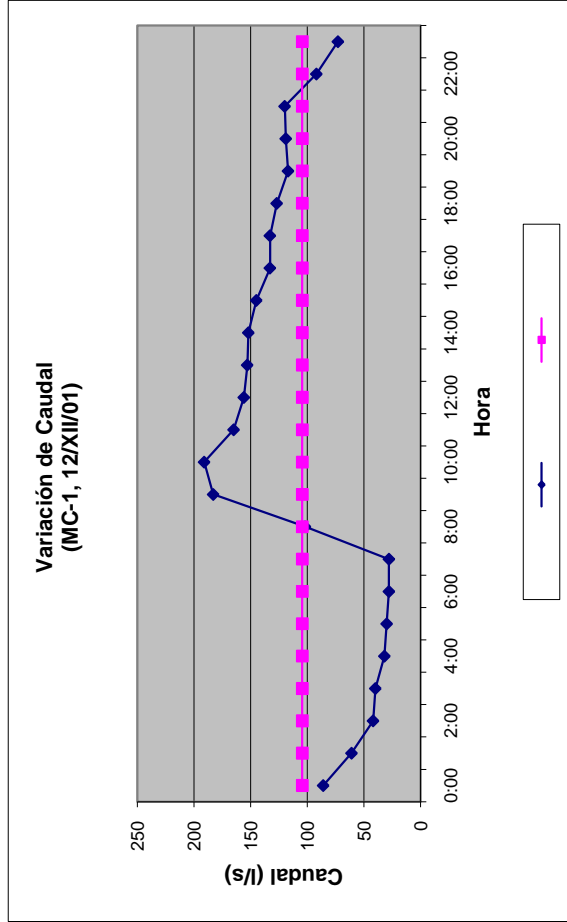


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 12 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	86
1:00	61
2:00	42
3:00	40
4:00	32
5:00	30
6:00	28
7:00	28
8:00	102
9:00	183
10:00	191
11:00	165
12:00	156
13:00	153
14:00	152
15:00	145
16:00	133
17:00	133
18:00	127
19:00	117
20:00	119
21:00	120
22:00	92
23:00	73



VALORES CARACTERISTICOS

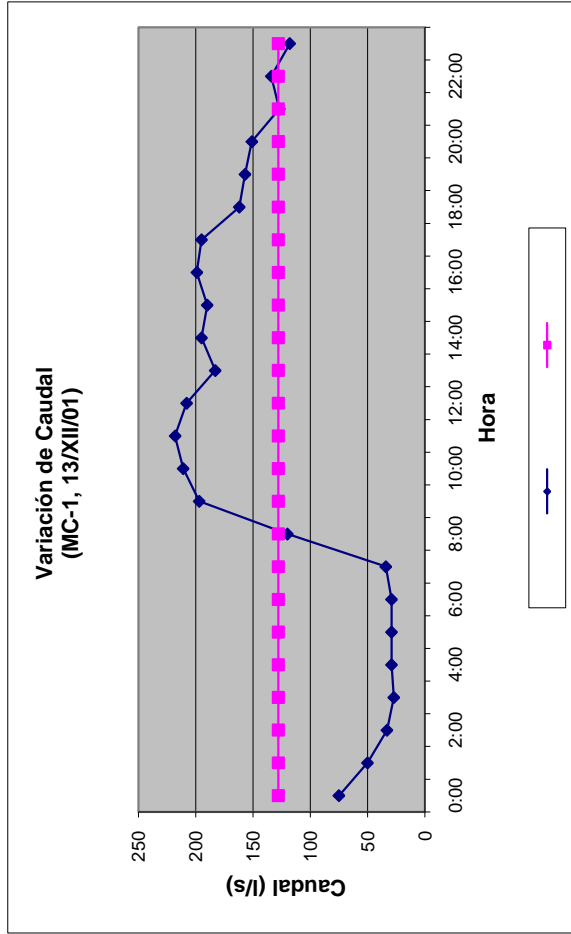
Caudal Máximo:	191	l/s
Caudal Medio:	105	l/s
Caudal Mínimo:	28	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 13 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	75
1:00	50
2:00	33
3:00	27
4:00	29
5:00	29
6:00	29
7:00	34
8:00	120
9:00	197
10:00	211
11:00	218
12:00	208
13:00	183
14:00	195
15:00	190
16:00	199
17:00	195
18:00	162
19:00	157
20:00	151
21:00	127
22:00	134
23:00	118



VALORES CARACTERISTICOS

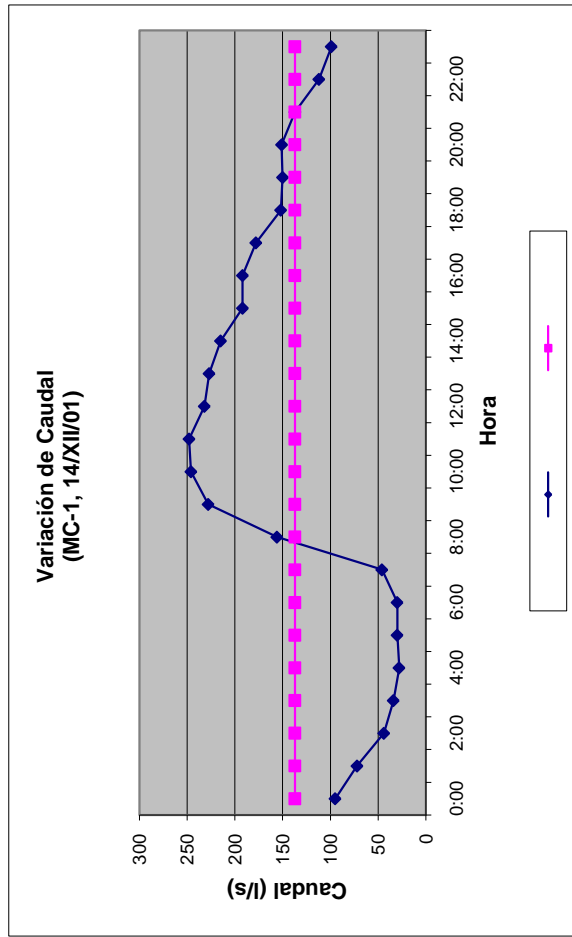
Caudal Máximo:	218	l/s
Caudal Medio:	128	l/s
Caudal Mínimo:	27	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 14 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	95
1:00	72
2:00	44
3:00	34
4:00	28
5:00	30
6:00	30
7:00	46
8:00	156
9:00	228
10:00	246
11:00	248
12:00	232
13:00	227
14:00	215
15:00	192
16:00	192
17:00	178
18:00	152
19:00	150
20:00	151
21:00	137
22:00	112
23:00	99



VALORES CARACTERISTICOS

Caudal Máximo:	248	l/s
Caudal Medio:	137	l/s
Caudal Mínimo:	28	l/s

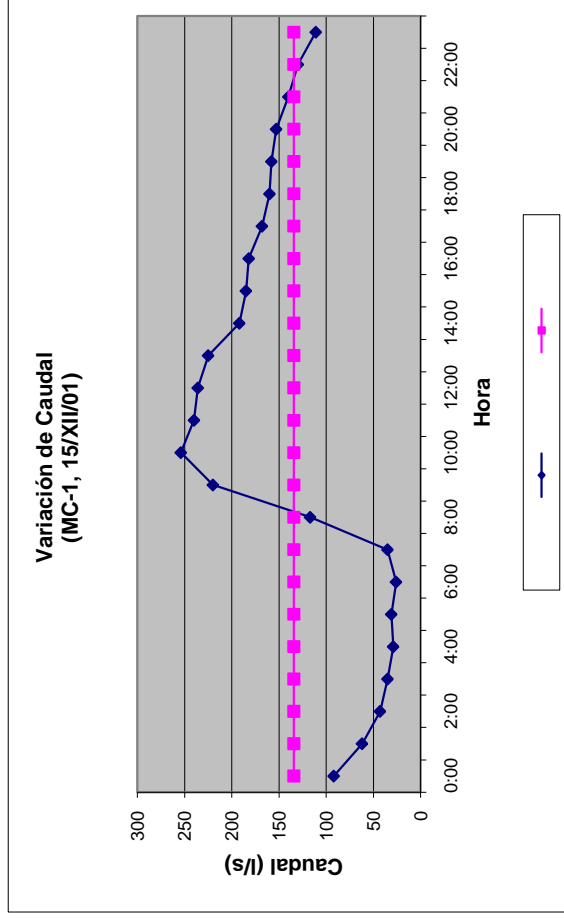


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 15 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	92
1:00	62
2:00	43
3:00	35
4:00	29
5:00	31
6:00	26
7:00	35
8:00	117
9:00	220
10:00	254
11:00	240
12:00	236
13:00	225
14:00	192
15:00	185
16:00	182
17:00	168
18:00	160
19:00	158
20:00	153
21:00	140
22:00	130
23:00	111



VALORES CARACTERISTICOS

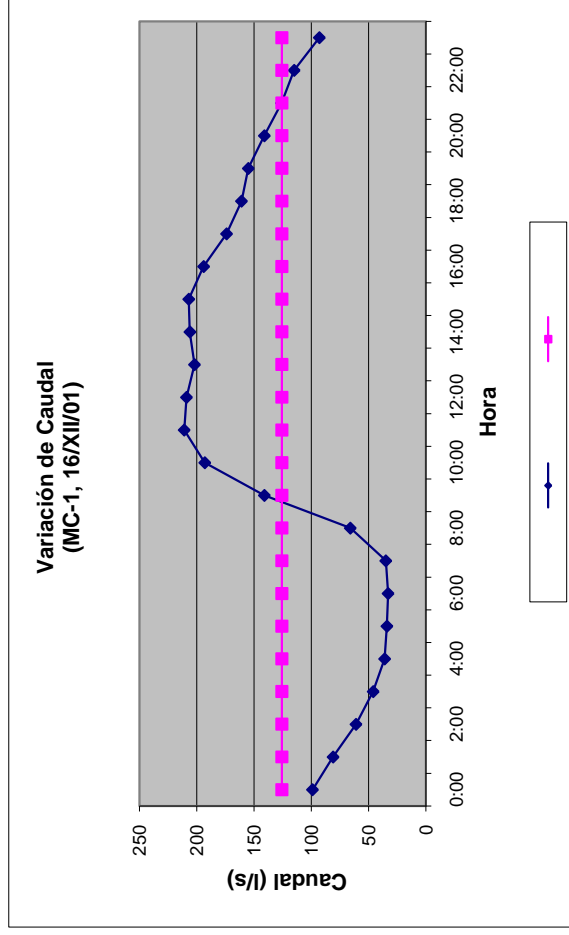
Caudal Máximo:	254	l/s
Caudal Medio:	134	l/s
Caudal Mínimo:	26	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-1

FECHA: 16 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	99
1:00	81
2:00	61
3:00	46
4:00	36
5:00	34
6:00	33
7:00	35
8:00	66
9:00	141
10:00	193
11:00	211
12:00	209
13:00	202
14:00	206
15:00	207
16:00	194
17:00	174
18:00	161
19:00	155
20:00	141
21:00	126
22:00	115
23:00	93



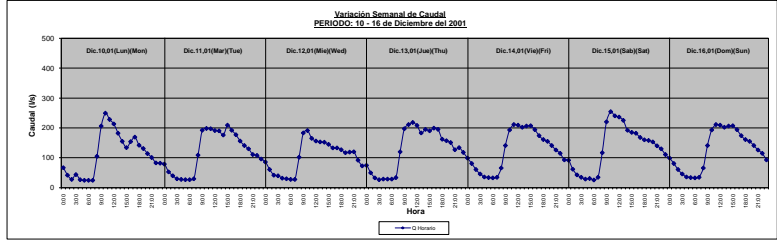
VALORES CARACTERISTICOS

Caudal Máximo:	211	l/s
Caudal Medio:	126	l/s
Caudal Mínimo:	33	l/s

CAUDAL EN MC-1

RESUMEN SEMANAL DE CAUDAL

FECHA	HORA	Q Horario (l/s)
10-XI-01	0:00	67
	1:00	42
	2:00	26
	3:00	44
	4:00	27
	5:00	26
	6:00	25
	7:00	25
	8:00	105
	9:00	206
	10:00	252
	11:00	228
	12:00	213
	13:00	182
	14:00	155
	15:00	134
	16:00	154
	17:00	160
	18:00	144
	19:00	144
	20:00	114
	21:00	101
	22:00	83
	23:00	82
0:00	75	
1:00	53	
2:00	45	
3:00	35	
4:00	29	
5:00	27	
6:00	27	
7:00	26	
8:00	109	
9:00	192	
10:00	198	
11:00	197	
12:00	191	
13:00	190	
14:00	176	
15:00	209	
16:00	192	
17:00	177	
18:00	156	
19:00	141	
20:00	130	
21:00	111	
22:00	108	
23:00	85	
0:00	85	
1:00	61	
2:00	45	
3:00	40	
4:00	35	
5:00	35	
6:00	28	
7:00	28	
8:00	102	
9:00	184	
10:00	191	
11:00	165	
12:00	155	
13:00	153	
14:00	152	
15:00	145	
16:00	133	
17:00	133	
18:00	127	
19:00	117	
20:00	118	
21:00	120	
22:00	92	
23:00	73	
0:00	75	
1:00	50	
2:00	33	
3:00	27	
4:00	25	
5:00	25	
6:00	29	
7:00	34	
8:00	120	
9:00	197	
10:00	211	
11:00	218	
12:00	208	
13:00	183	
14:00	195	
15:00	190	
16:00	190	
17:00	185	
18:00	162	
19:00	157	
20:00	151	
21:00	127	
22:00	134	
23:00	118	
0:00	99	
1:00	81	
2:00	61	
3:00	46	
4:00	35	
5:00	34	
6:00	33	
7:00	35	
8:00	95	
9:00	141	
10:00	193	
11:00	211	
12:00	209	
13:00	202	
14:00	209	
15:00	207	
16:00	194	
17:00	174	
18:00	161	
19:00	155	
20:00	141	
21:00	126	
22:00	115	
23:00	85	
0:00	82	
1:00	62	
2:00	43	
3:00	35	
4:00	29	
5:00	31	
6:00	25	
7:00	35	
8:00	117	
9:00	220	
10:00	254	
11:00	240	
12:00	236	
13:00	225	
14:00	192	
15:00	185	
16:00	182	
17:00	168	
18:00	160	
19:00	153	
20:00	153	
21:00	140	
22:00	130	
23:00	111	
0:00	90	
1:00	61	
2:00	45	
3:00	45	
4:00	35	
5:00	34	
6:00	33	
7:00	35	
8:00	86	
9:00	141	
10:00	193	
11:00	211	
12:00	209	
13:00	202	
14:00	206	
15:00	207	
16:00	194	
17:00	174	
18:00	161	
19:00	155	
20:00	141	
21:00	126	
22:00	115	
23:00	85	

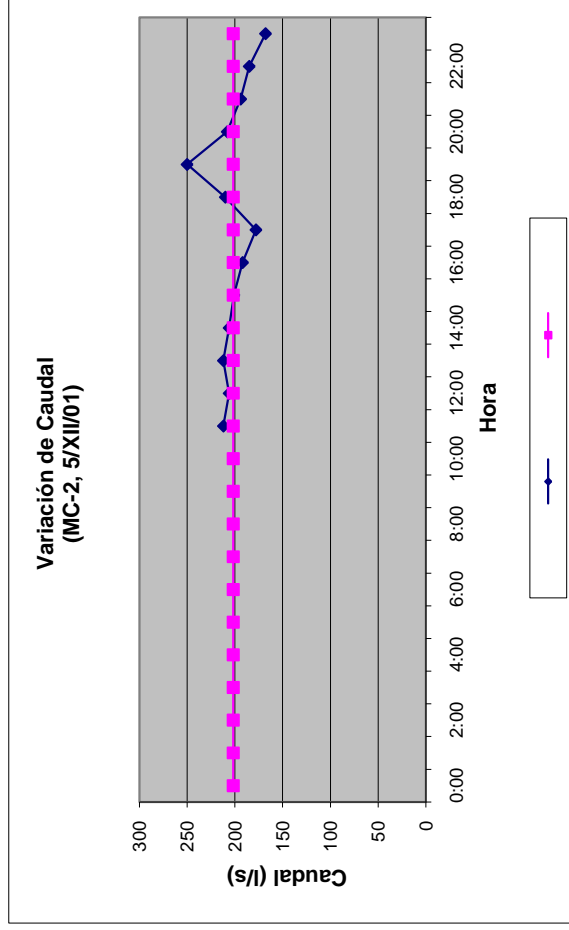


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

**MEDICION DE CAUDAL**  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 5 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	-
1:00	-
2:00	-
3:00	-
4:00	-
5:00	-
6:00	-
7:00	-
8:00	-
9:00	-
10:00	-
11:00	212
12:00	206
13:00	212
14:00	206
15:00	201
16:00	192
17:00	178
18:00	210
19:00	250
20:00	208
21:00	194
22:00	185
23:00	168



**VALORES CARACTERISTICOS**

Caudal Máximo:	250	l/s
Caudal Medio:	202	l/s
Caudal Mínimo:	168	l/s

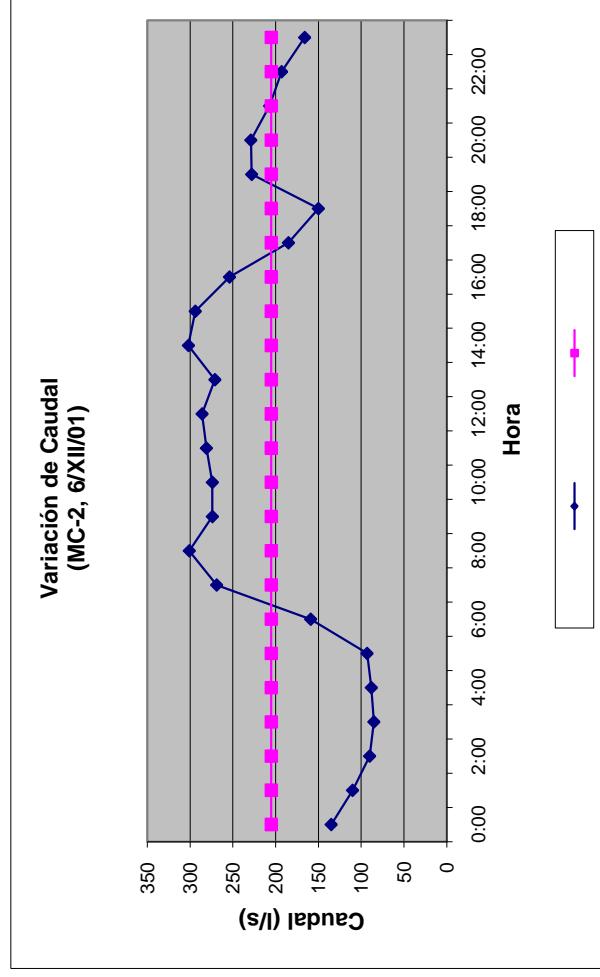
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL

Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 6 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	135
1:00	110
2:00	90
3:00	85
4:00	88
5:00	93
6:00	159
7:00	269
8:00	301
9:00	274
10:00	274
11:00	281
12:00	286
13:00	271
14:00	302
15:00	294
16:00	254
17:00	185
18:00	150
19:00	228
20:00	229
21:00	207
22:00	193
23:00	166



VALORES CARACTERISTICOS

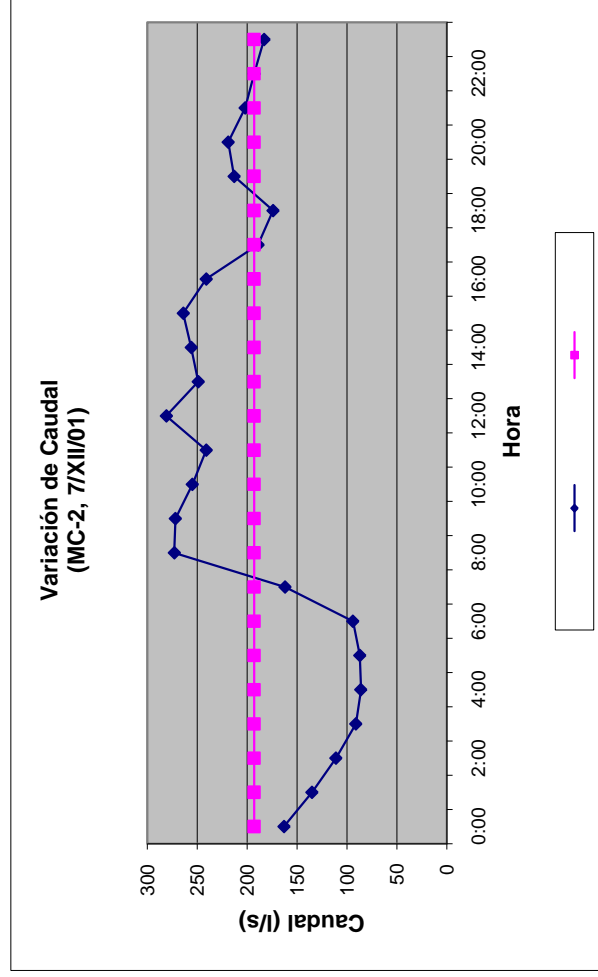
Caudal Máximo:	302	l/s
Caudal Medio:	205	l/s
Caudal Mínimo:	85	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

**MEDICION DE CAUDAL**  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 7 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	163
1:00	135
2:00	111
3:00	91
4:00	86
5:00	87
6:00	94
7:00	162
8:00	273
9:00	272
10:00	255
11:00	241
12:00	281
13:00	249
14:00	256
15:00	264
16:00	241
17:00	189
18:00	174
19:00	213
20:00	219
21:00	202
22:00	193
23:00	183



**VALORES CARACTERISTICOS**

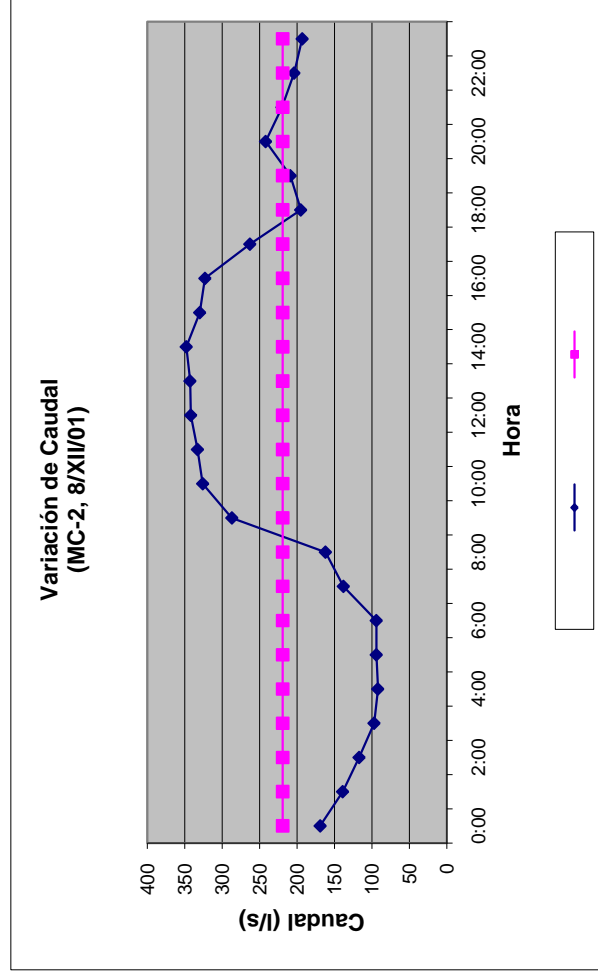
Caudal Máximo:	281	l/s
Caudal Medio:	193	l/s
Caudal Mínimo:	86	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 8 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	169
1:00	139
2:00	117
3:00	97
4:00	92
5:00	94
6:00	94
7:00	138
8:00	162
9:00	287
10:00	326
11:00	333
12:00	342
13:00	343
14:00	348
15:00	330
16:00	323
17:00	263
18:00	195
19:00	209
20:00	242
21:00	220
22:00	204
23:00	193



VALORES CARACTERISTICOS

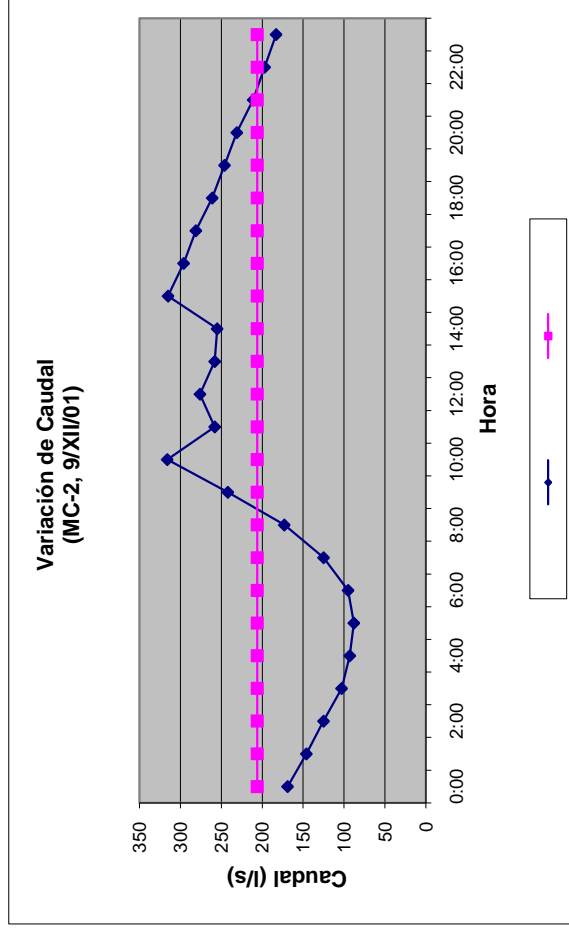
Caudal Máximo:	348	l/s
Caudal Medio:	219	l/s
Caudal Mínimo:	92	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 9 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	169
1:00	146
2:00	125
3:00	103
4:00	93
5:00	88
6:00	95
7:00	125
8:00	173
9:00	242
10:00	316
11:00	258
12:00	276
13:00	258
14:00	255
15:00	315
16:00	296
17:00	281
18:00	261
19:00	246
20:00	231
21:00	211
22:00	197
23:00	183



VALORES CARACTERISTICOS

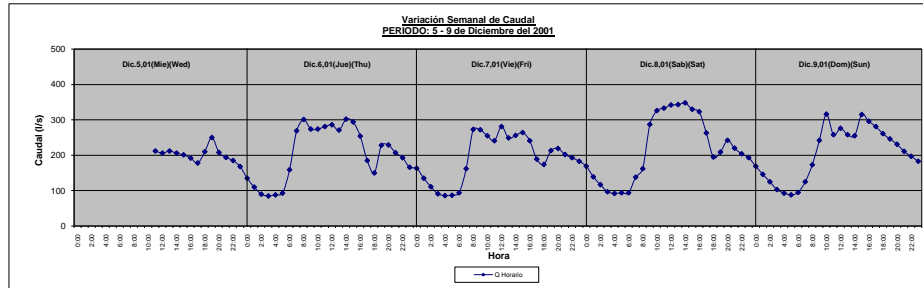
Caudal Máximo:	316	l/s
Caudal Medio:	206	l/s
Caudal Mínimo:	88	l/s



CAUDAL EN MC-2

FECHA	HORA	Q Horario (l/s)
5-XII-01	0:00	
	1:00	
	2:00	
	3:00	
	4:00	
	5:00	
	6:00	
	7:00	
	8:00	
	9:00	
	10:00	
	11:00	212
	12:00	206
	13:00	212
	14:00	206
	15:00	201
	16:00	192
	17:00	178
	18:00	210
	19:00	250
	20:00	208
	21:00	194
	22:00	185
	23:00	168
0:00	135	
1:00	110	
2:00	90	
3:00	85	
4:00	88	
5:00	93	
6:00	159	
7:00	269	
8:00	301	
9:00	274	
10:00	274	
11:00	281	
12:00	296	
13:00	271	
14:00	302	
15:00	294	
16:00	254	
17:00	185	
18:00	150	
19:00	228	
20:00	229	
21:00	207	
22:00	193	
23:00	168	
0:00	163	
1:00	135	
2:00	111	
3:00	91	
4:00	86	
5:00	87	
6:00	94	
7:00	162	
8:00	273	
9:00	272	
10:00	255	
11:00	241	
12:00	281	
13:00	249	
14:00	256	
15:00	264	
16:00	241	
17:00	189	
18:00	174	
19:00	213	
20:00	219	
21:00	202	
22:00	193	
23:00	183	
0:00	169	
1:00	130	
2:00	117	
3:00	97	
4:00	92	
5:00	94	
6:00	94	
7:00	138	
8:00	182	
9:00	287	
10:00	326	
11:00	333	
12:00	342	
13:00	343	
14:00	348	
15:00	330	
16:00	323	
17:00	263	
18:00	195	
19:00	209	
20:00	242	
21:00	220	
22:00	204	
23:00	193	
0:00	169	
1:00	146	
2:00	125	
3:00	103	
4:00	93	
5:00	88	
6:00	96	
7:00	125	
8:00	173	
9:00	242	
10:00	316	
11:00	258	
12:00	276	
13:00	258	
14:00	255	
15:00	315	
16:00	296	
17:00	281	
18:00	261	
19:00	246	
20:00	231	
21:00	211	
22:00	197	
23:00	183	

RESUMEN SEMANAL DE CAUDAL

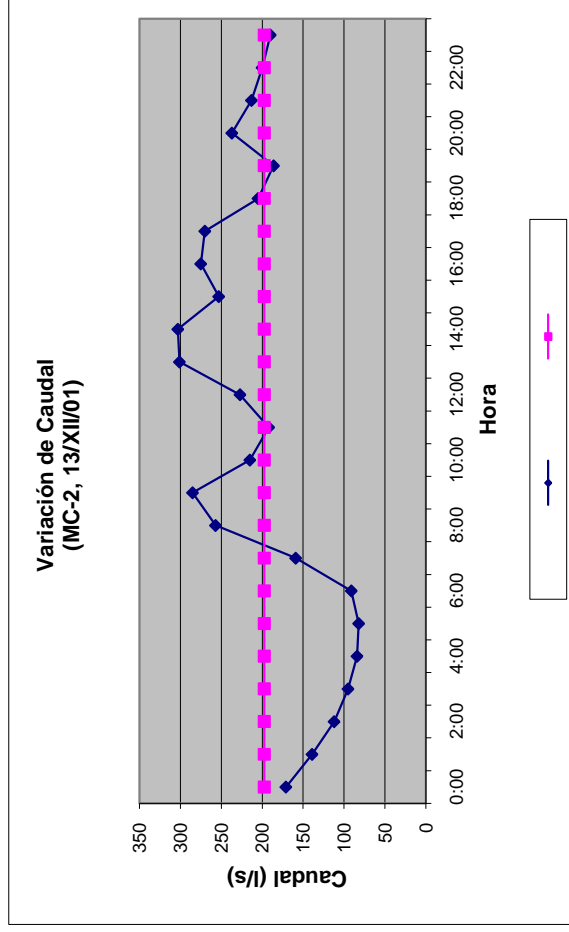


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 13 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	171
1:00	139
2:00	112
3:00	95
4:00	84
5:00	82
6:00	91
7:00	159
8:00	257
9:00	285
10:00	215
11:00	192
12:00	227
13:00	301
14:00	303
15:00	253
16:00	275
17:00	270
18:00	205
19:00	186
20:00	237
21:00	213
22:00	200
23:00	190



VALORES CARACTERISTICOS

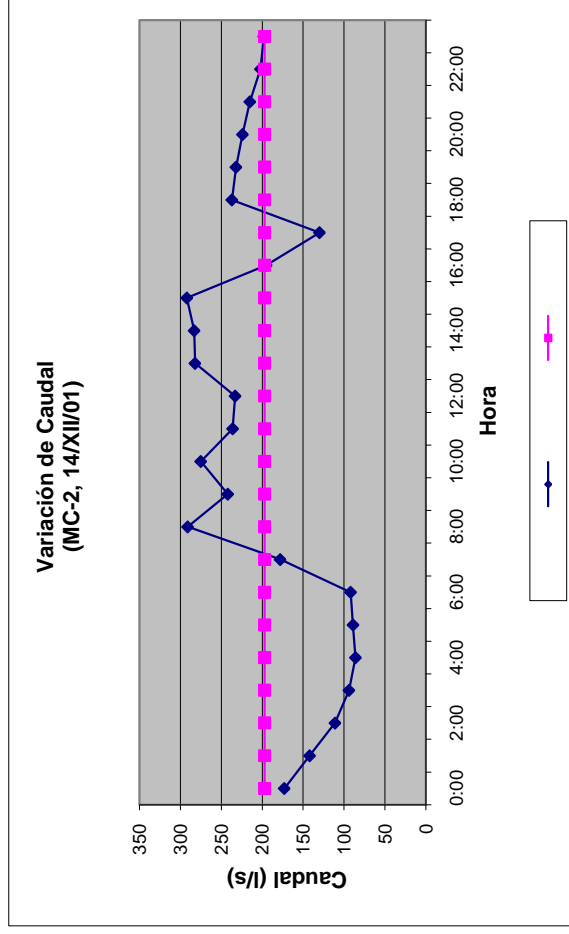
Caudal Máximo:	303	l/s
Caudal Medio:	198	l/s
Caudal Mínimo:	82	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 14 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	173
1:00	142
2:00	111
3:00	94
4:00	86
5:00	89
6:00	92
7:00	178
8:00	291
9:00	242
10:00	275
11:00	236
12:00	233
13:00	282
14:00	283
15:00	292
16:00	195
17:00	130
18:00	237
19:00	232
20:00	224
21:00	215
22:00	202
23:00	198



VALORES CARACTERISTICOS

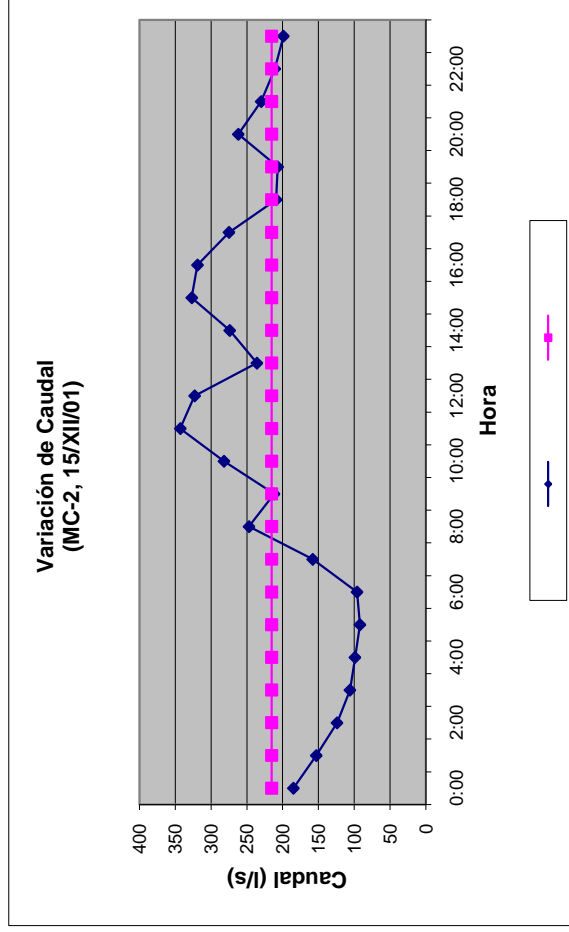
Caudal Máximo:	292	l/s
Caudal Medio:	197	l/s
Caudal Mínimo:	86	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 15 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	185
1:00	153
2:00	124
3:00	106
4:00	99
5:00	92
6:00	96
7:00	158
8:00	247
9:00	212
10:00	282
11:00	343
12:00	323
13:00	236
14:00	274
15:00	327
16:00	319
17:00	275
18:00	209
19:00	207
20:00	262
21:00	230
22:00	211
23:00	199



VALORES CARACTERISTICOS

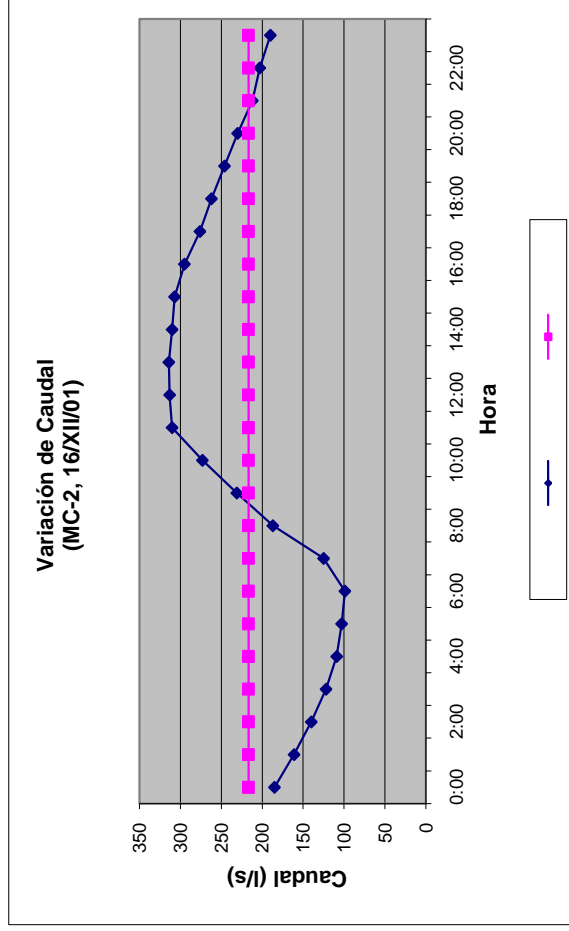
Caudal Máximo:	343	l/s
Caudal Medio:	215	l/s
Caudal Mínimo:	92	l/s

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN

MEDICION DE CAUDAL  
Medidor de Caudal MC-2

FECHA: 16 de Diciembre del 2001

HORA	CAUDAL (l/s)
0:00	185
1:00	161
2:00	140
3:00	122
4:00	109
5:00	103
6:00	99
7:00	125
8:00	187
9:00	231
10:00	273
11:00	310
12:00	313
13:00	314
14:00	310
15:00	307
16:00	295
17:00	276
18:00	262
19:00	246
20:00	230
21:00	212
22:00	203
23:00	190



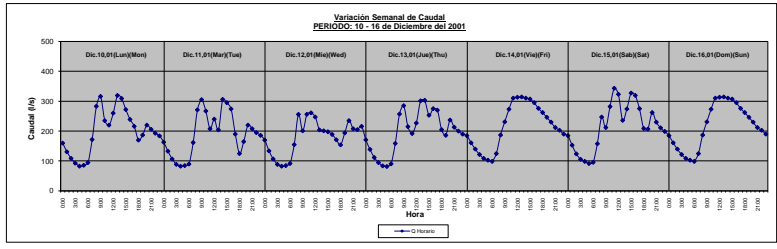
VALORES CARACTERISTICOS

Caudal Máximo:	314	l/s
Caudal Medio:	217	l/s
Caudal Mínimo:	99	l/s

CAUDAL EN MC-2

FECHA	HORA	Q Horario (l/s)
10-XI-01	0:00	160
	1:00	131
	2:00	109
	3:00	93
	4:00	83
	5:00	86
	6:00	95
	7:00	125
	8:00	251
	9:00	318
	10:00	235
	11:00	220
	12:00	260
	13:00	319
	14:00	309
	15:00	272
	16:00	239
	17:00	216
	18:00	170
	19:00	187
	20:00	220
	21:00	206
	22:00	193
	23:00	186
0:00	153	
1:00	133	
2:00	107	
3:00	89	
4:00	83	
5:00	85	
6:00	90	
7:00	158	
8:00	271	
9:00	305	
10:00	267	
11:00	208	
12:00	241	
13:00	201	
14:00	306	
15:00	295	
16:00	274	
17:00	190	
18:00	125	
19:00	166	
20:00	205	
21:00	206	
22:00	195	
23:00	186	
0:00	170	
1:00	134	
2:00	107	
3:00	89	
4:00	83	
5:00	85	
6:00	92	
7:00	155	
8:00	256	
9:00	201	
10:00	246	
11:00	261	
12:00	247	
13:00	204	
14:00	201	
15:00	198	
16:00	189	
17:00	171	
18:00	154	
19:00	194	
20:00	235	
21:00	208	
22:00	206	
23:00	216	
0:00	171	
1:00	139	
2:00	112	
3:00	95	
4:00	84	
5:00	82	
6:00	91	
7:00	159	
8:00	257	
9:00	286	
10:00	215	
11:00	192	
12:00	227	
13:00	301	
14:00	303	
15:00	253	
16:00	275	
17:00	270	
18:00	205	
19:00	186	
20:00	217	
21:00	213	
22:00	205	
23:00	195	
0:00	188	
1:00	161	
2:00	140	
3:00	122	
4:00	109	
5:00	103	
6:00	98	
7:00	125	
8:00	187	
9:00	231	
10:00	273	
11:00	310	
12:00	313	
13:00	314	
14:00	310	
15:00	307	
16:00	296	
17:00	276	
18:00	262	
19:00	245	
20:00	246	
21:00	212	
22:00	203	
23:00	199	
0:00	185	
1:00	153	
2:00	124	
3:00	108	
4:00	99	
5:00	92	
6:00	96	
7:00	158	
8:00	247	
9:00	212	
10:00	282	
11:00	343	
12:00	323	
13:00	296	
14:00	274	
15:00	327	
16:00	315	
17:00	275	
18:00	209	
19:00	207	
20:00	262	
21:00	230	
22:00	211	
23:00	199	
0:00	185	
1:00	161	
2:00	140	
3:00	122	
4:00	109	
5:00	103	
6:00	98	
7:00	125	
8:00	187	
9:00	231	
10:00	273	
11:00	310	
12:00	313	
13:00	314	
14:00	310	
15:00	307	
16:00	296	
17:00	276	
18:00	262	
19:00	246	
20:00	230	
21:00	215	
22:00	203	
23:00	190	

RESUMEN SEMANAL DE CAUDAL



**ANEXO D**

**PLANOS DE LA PLANTA DE  
TRATAMIENTO DE AGUAS  
RESIDUALES SAN JUAN**

## ANEXO D

### RELACION DE PLANOS

#### PLANTA DE TRATAMIENTO SAN JUAN

N°	DESCRIPCION	CODIGO
1	Plano de ubicación	SJC-PU_1
2	Planta general con curvas de nivel	SJC-GL2_2
3	Diagrama general de flujo	SJM_3
4	Desarenador 1 (parte alta) Diagrama de flujo	SJM_4
5	Desarenador 2 (parte baja) Diagrama de flujo	SJM_5
6	Sistema de laguna aireada. Diagrama de flujo	SJM_6
7	Instalaciones de cloración. Diagrama de flujo	SJM_7
8	Secciones transversales	SJ-ST_8
9	Red de tuberías interiores	SJC-T1_9
10	Perfiles hidráulicos 1	SJC22-1_10
11	Perfiles hidráulicos 2	SJC22-2_11
12	Desarenador 1 (parte alta). Planta 1/2	SJM_12
13	Desarenador 1 (parte alta). Planta 2/2	SJM_13
14	Desarenador 1 (parte alta). Sección 1/2	SJM_14
15	Desarenador 1 (parte alta). Sección 2/2	SJM_15
16	Desarenador 2 (parte baja). Planta 1/2	SJM_16
17	Desarenador 2 (parte baja). Planta 2/2	SJM_17
18	Desarenador 2 (parte baja). Sección 1/2	SJM_18
19	Desarenador 2 (parte baja). Sección 2/2	SJM_19
20	Lagunas aireadas de mezcla completa (LAMC) Lagunas aireadas de mezcla parcial (LAMP)	SJM_20
21	Lagunas. Planta 1	SJC-01_21
22	Lagunas. Planta 2	SJC-02_22
23	Lecho de secado de lodos 1	SJC-16_23
24	Lecho de secado de lodos 2	SJC-17_24
25	Medidor de caudal 1. Parshall	SJC-42_25