

APÉNDICE-9

PLANTAS DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES

CONTENDO

		<u>Página</u>
APÉNDICE-9.1	PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUA RESIDUALES DE RAFEY	
9.1.1	NECESIDAD DE LA REHABILITACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES	AP9-1
9.1.2	CARGAS HIDRÁULICAS Y ORGÁNICAS EN LOS COMPONENTES DE LA PLANTA.....	AP9-10
APÉNDICE-9.2	PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES DE ZONA SUR	
9.2.1	SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO	AP9-24
9.2.2	DISEÑO DE LAS CARGAS HIDRÁULICAS Y ORGÁNICAS DE LOS COMPONENTES DE LAS PLANTAS.....	AP9-35
9.2.3	CONCEPTOS PARA LA PLANIFICACIÓN DE LA PLANTA	AP9-43
APÉNDICE-9.3	PLANTAS DE TRATAMIENTO DE CIENFUEGOS Y LOS SALADOS	
9.3.1	CONDICIONES PRESENTES Y LA NECESIDAD DE LOS TRABAJOS DE REHABILITACIÓN	AP9-59
9.3.2	REVISIÓN DE LAS CARGAS HIDRÁULICAS Y ORGÁNICAS DE LOS COMPONENTES DE LA PLANTA	AP9-66

APÉNDICE- 9.1.1

NECESIDAD DE LA REHABILITACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE RAFEY

1. CONDICIONES PRESENTES DE LA OPERACIÓN DE LA PLANTA

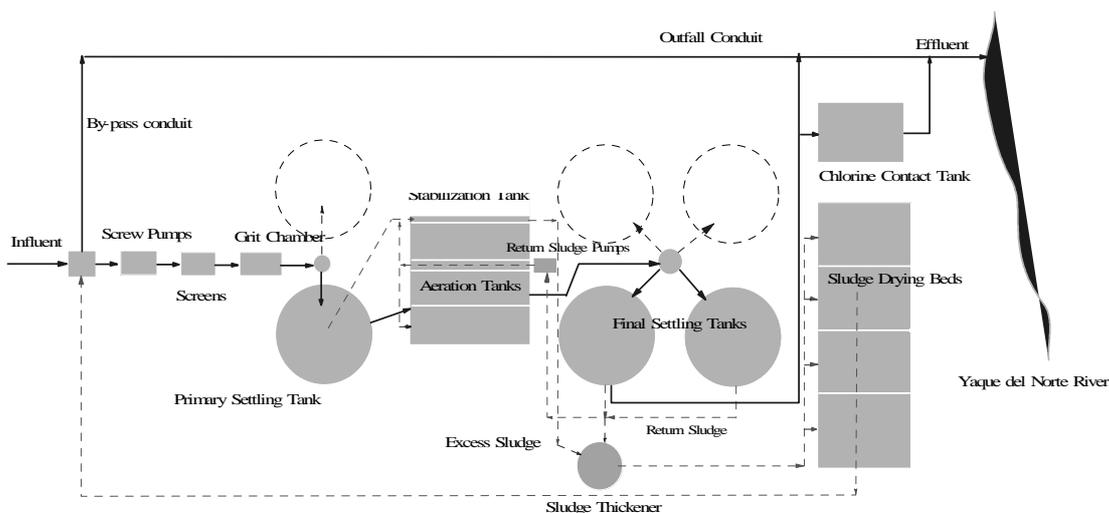
La operación de la planta de Rafey ha sido frecuentemente suspendida a causa de los apagones, y porque porciones de sus equipos mecánicos y eléctricos o se han dañado o son obsoletos, sin embargo las obras civiles están en su mayoría en buenas condiciones de trabajo.

La capacidad originalmente planificada de tratamiento es de 900 L/ seg. o 77,760 m³/día, con cuatro cuerpos paralelos de facilidades de tratamiento secundario. El cuerpo construido al momento consiste de un tanque de sedimentación primario, un tanque de aeración, y un tanque de sedimentación secundario, con una capacidad total planificada de tratamiento de 300 L/ seg. o 25,920 m³/día, de acuerdo a CORAASAN.

2. PROCESO DE TRATAMIENTO

Una figura esquemática del proceso de tratamiento convencional de lodos activados es mostrado a continuación:

SCHMATIC OF RAFEY WASTEWATER TREATMENT PLANT PROCESS



El caudal de entrada de las aguas residuales llega a través de la alcantarilla principal de 1.75 m de diámetro entrando a la cámara de recibimiento desde la cual es bombeada hasta la cámara de arena mediante bombas de tornillo. El material flotante es removido mediante parrillas de barras, y las aguas son aeradas en la cámara de arena. De ahí, las aguas residuales fluyen hacia abajo hasta los tanques primarios de sedimentación

El tanque primario de sedimentación, alimentado por el centro, debe remover aproximadamente de un 40 a un 50 por ciento de los sólidos en suspensión (SS). El lodo sólido es sacado de tiempo en tiempo y transportado directamente o a través de los espesadores hasta los lechos de secado. El lodo crudo mezclado con el exceso de lodo es secado por varios días dependiendo del clima.

La nata del tanque primario de sedimentación es aerada junto con el lodo activado de retorno

por aeradores mecánicos de superficie. Al licor mezclado se le permite sedimentar en el fondo de los tanques secundarios de sedimentación. Generalmente el 50% del lodo activado es recirculado al tanque de aeración desde los tanques finales de sedimentación, esto de acuerdo a los datos de CORAASAN.

La etapa final de sedimentación ocurre en los tanques de clorinación por contacto, donde las aguas son mezcladas con cloro líquido para eliminar las bacterias que aún quedan, pero esto nunca ha sido usado. Las aguas ya tratadas fluyen por gravedad por un conducto de descarga hasta ser desaguadas finalmente en el río Yaque del Norte.

Las aguas resultantes del secado en las camas de arena son retornadas a la cámara de entrada. El lodo seco se coloca en camiones y es transportado al sitio municipal de bote de lodos.

3. FACILIDADES MAYORES DE LA PLANTA

3.1 CONDICIONES PRESENTES DE LOS COMPONENTES MAYORES DE LAS PLANTAS

La siguiente tabla resume las condiciones presentes de los mayores componentes de las facilidades de la planta de Rafey:

Facilidades Mayores de la Planta de Rafey

Facilidad	No. de unidades	Tamaño, Tipo y Especificaciones
Bombas de entrada	2	Bombas de tornillo, 1,200 mm diámetro x motor de 30 Kw.
Cámara de parrillas	1	Rectangular, 19.0 m (L) x 3.4 m (A) x 1.05 (H) a la entrada.
Cámaras aeradas de arena	1	Rectangular, 35.7 m (L) x 5.0 m (A) x 6.15 m (H)
Tanques primarios de sedimentación	1	Circular, 45.0 m diámetro x profundidad en el centro 3.38 m, profundidad en el lado 1.72 m.
Tanque de aeración	1	Rectangular, 54.0m (L) x 36.0 m (A) x 4.6 m (H) con 0.9 m de free board
Bombas de retorno de lodos	2	Bombas de tornillo, 1,000 mm diámetro x 11 Kw., 1,750 r.p.m.
Tanque de estabilización de lodos	1	Rectangular, 54.0 m (L) x 18.0 m (A) x 4.6 m (H) con 0.9 m free board
Tanques finales de sedimentación	2	Circular, 45.0m diámetro x 4.63 (H) x profundidad en el lado 2.08 m.
Tanque de clorinación	1	Rectangular, 29.12 m (L) x 12.15 m (A) x 2.4 m (H)
Espesador de lodo	1	Circular, 14.0 m diámetro x Profundidad al centro 4.07 m, profundidad en el lado 3.5 m.
Camas de arena para secado de lodos	1	Rectangular, 171.3 m (A) x 41.6 m (L), separadas en 40 camas unitarias.
Conducto de descarga	1	Conducto abierto de sección cuadrada de 2.0 m x 2.0 m.

Fuente: Planos detallados de diseño de las facilidades de la planta de tratamiento de Rafey, CORAASAN

Nota : Todas las dimensiones son internas.

Las condiciones de trabajo de los mayores componentes de las plantas son:

- Una cámara de concreto para recibimiento de las aguas residuales de forma rectangular dotada de compuertas y de un conducto de desvío. Las aguas residuales llegan a través

de una alcantarilla principal de 1,750 mm de diámetro. Esta cámara está en buenas condiciones de operación;

- Dos unidades de bombas de tornillo de 1,200 mm de diámetro, movidas por un motor de 30 Kw. x 1750/40 r.p.m., bombean las aguas residuales que llegan a la cámara de parrillas, donde todo el material flotante es removido por las parrillas de barras espaciadas a 25 y 50 mm y operadas de manera manual o mecánica. Una de las bombas fue reparada recientemente y ahora ambas están en operación;
- Una cámara rectangular aireada con equipo para la remoción de arenas. El depósito para recolectar la arena es vaciado mediante aire, y la arena removida es depositada en una tolva para su secado y disposición final. El equipo de recolectar la arena y los compresores de aire para removerla necesitan ser reparados con el fin de que la planta funcione;
- Una unidad de tanque primario de sedimentación, alimentado por el centro y con un diámetro de 45.00 m, con una capacidad hidráulica de 2,736 m³. El lodo sedimentado en el fondo del tanque es recolectado en una tolva central mediante un rascador rotativo soportado por una estructura central. El lodo sedimentado es removido mediante bombas hacia los tanques de estabilización de lodos o hacia las camas de arena para su secado. Materiales livianos que flotan en la superficie del tanque son removidos mediante rascadores de superficie montados en el puente. El recolector de lodos está en condiciones operacionales y todo el tanque funciona;
- Una unidad de tanque de aeración de forma rectangular con una capacidad hidráulica total de 8,942 m³, con seis unidades de aeración de superficie cada una con un motor de 55 Kw. El tiempo promedio de aeración(tiempo de retención hidráulica) es aproximadamente de 8 horas para la capacidad nominal de la planta de 25,920m³/día, con un retorno promedio de lodos de un 50% del caudal de entrada a la planta. Los aeradores están siendo operados aunque necesitan algún trabajo de reparación;
- Una unidad de tanque de estabilización de lodos de forma rectangular, con una capacidad hidráulica equivalente a la mitad del tanque de aeración (usando la mitad de la capacidad del tanque futuro de aeración) y unido al tanque de aeración, airea el lodo primario crudo del tanque primario de sedimentación. Después de la aeración, el lodo es sacado hacia los lechos de secado. Tres unidades de aeradores de 55 Kw. están en operación;
- Una cámara proporcionadora para distribuir el licor mezclado en partes iguales a los tanques finales de sedimentación está funcionando adecuadamente;
- Dos unidades de tanques finales de sedimentación, teniendo cada una capacidad hidráulica de 6,617 m³. El lodo sedimentado es recogido por unos rascadores soportados por el puente hacia una tolva en centro del tanque y llevado a la cámara de las bombas de retorno de lodos para controlar el volumen de lodos activados en el tanque de aeración. El lodo activado es transportado al tanque de aeración por gravedad mediante un conducto después de haber sido bombeado por las bombas de tornillo;
- Dos unidades de bombas de tornillo de 1,000 mm de diámetro movidas por motores de 11 Kw. Transportan el lodo de retorno de los tanques finales de sedimentación a la

entrada del tanque de aeración. También, dos bombas centrífugas de 11 Kw. Transportan el lodo primario al tanque de estabilización, pero una de ellas necesita reparación;

- Un Espesador de lodos por gravedad con un equipo mecánico de de espesamiento con un motor de 1.5 Kw. Está en operación;
- Lecho de secado de lodos con un tamaño de 171.3 x 41.6 m contiene 40 unidades de lechos separadas sobre una fundación de concreto, y cada una de ellas tiene su válvula para controlar la entrada y tuberías de drenado. Están en operación, pero necesitan de alguna limpieza y trabajos de mantenimiento;
- Un tanque de contacto de concreto para desinfectar el efluente antes de su descarga al río. Hasta este momento ninguna dosificación de cloro ha sido practicada;
- Un canal de concreto, de sección cuadrada de 2.0 x 2.0 m, funciona tanto para descargar por gravedad el efluente como las aguas crudas provenientes de la entrada a la planta al río Yaque del Norte;
- Aunque el caudal de las aguas residuales que ingresan a la planta ha sido medido mediante un canal de rebose de sección cuadrada dotado de un nivel de flota a la salida de la cámara de arena, las medidas hechas usando este canal tan largo, 5 metros, difícilmente representan medidas precisas del caudal en cuestión. No hay manera de cuantificar el caudal desviado de aguas residuales;
- El exceso de lodos que es extraído de los tanques finales de sedimentación y es directamente enviado a las camas de arena para ser secado durante 4 o 5 días bajo condiciones normales del clima. La torta de lodo seco se recoge manualmente y transportada en camiones al vertedero que el municipio ha habilitado para estos fines. La remoción manual de las tortas es muy laboriosa y consume mucho tiempo y dinero, por lo que CORAASAN tiene un plan, en el futuro, para reemplazar este sistema primitivo por un sistema de digestión aeróbica y secado mecánico;
- Al presente, el equipo de la cámara de arena necesita reparación. Algunos aeradores de superficie en el tanque de aeración también necesitan algún mantenimiento. Los tanques de sedimentación primario y secundario están trabajando bien;
- La planta eléctrica de emergencia está fuera de servicio y no hay otro medio de suplir la necesidad de energía durante los extensos apagones. Los fallos en la energía, los cuales muchas veces duran varias horas, han causado problemas operacionales, particularmente en los tanques de aeración; y
- El panel de control ha sido abandonado debido al deterioro físico. El panel de interruptores también está fuera de servicio y los cables de alimentación están conectados directamente a los equipos. Estos también necesitan ser rehabilitados y/ o reemplazados.

Aunque existen algunos problemas operacionales, la planta como un todo está bien mantenida y operada produciendo un buen efluente.

3.2 NECESIDAD PARA REHABILITAR LA PLANTA

3.2.1 GENERALIDADES

Partes de las facilidades presentes de la planta de tratamiento deben ser reparadas, rehabilitadas o reemplazadas, de manera que el presente sistema pueda tratar aguas residuales hasta 35,000 m³/día, y producir un efluente con una calidad que cumpla con los requisitos de descarga establecidos para el río Yaque del Norte.

Debido que hasta el 2015 hay poca posibilidad de que un esquema a gran escala para la extensión de las alcantarillas sanitarias pueda ser llevado a cabo en el distrito de alcantarillado sanitario de Rafey, sería prudente solo considerar la posibilidad de incrementar la capacidad de las plantas de tratamiento para manejar la carga hidráulica y de contaminantes esperadas. El esfuerzo se concentrará entonces en rehabilitar o reparar los problemas actuales de mal funcionamiento de los equipos dañados y las estructuras.

3.2.2 REHABILITACIÓN Y MEJORAS DE LAS PLANTAS EXISTENTES

Los mayores problemas de O/M en la planta de tratamiento de Rafey han sido la dificultad de conseguir los repuestos y los trabajos de reparación, en adición a los apagones. Ciertos equipos están o dañados o obsoletos, de aquí la necesidad de repararlos o reemplazarlos.

Facilidades mayores de planta, materiales y equipos que necesitan atención inmediata para mejorarlos se listan más abajo:

Condiciones del Equipo más Importante

Facilidad	No. de unidades	Tamaño, Tipo y Especificaciones	Condiciones Actuales
A) Bombas			
Bomba No.1	1	30 kW x 1,750 rpm, 40 rpm	Operable
Bomba No.2	1	30 kW x 1,750 rpm, 40rpm	Operable
B) Parrillas Mecánicas			
Parrilla No.1	1	1.5kW	Operable
Parrilla No.2	1	1.5kW	Operable
C) Cámaras de Arena			
Compresor No.1	1	7.5 kW	No Operable, necesita reparación
Compresor No.2	1	18.5 kW	No Operable, necesita reparación
Compresor No.3	1	18.5 kW	No Operable, necesita reparación
Removedor de Arena	1	1.5kW	No Operable, necesita reparación
D) Tanque de Sedimentación primario			
Motor del puente	1	1.5kW x 1,100 rpm	Operable
Motor lodo primario	1	76 kW	Operable
Motor lodo No.1	1	2kW	Operable
Motor lodo No.2	1	2kW	Operable
E) Equipo de Aeración			
Turbina No.1	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.2	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.3	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.4	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.5	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.6	1	55 kW x 1,700/56 rpm	No Operable, necesita reparación
F) Estabilización Lodo			
Turbina No.1	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.2	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
Turbina No.3	1	55 kW x 1,700/56 rpm	Operable
G) Bomba Retorno Lodo			
Bomba No.1	1	11kW x 1,750/40 rpm	No Operable, necesita reparación
Bomba No.2	1	11kW x 1,750/40 rpm	Operable
H) Bombas Recirculación Lodo			
Motor bomba	1	2kW	Operable
Motor bomba	1	2kW	Operable
I) Tanques Sedimentación Final			
Motor A	1	1.5kW x 1,100 rpm	Operable
Motor B	1	1.5kW x 1,100 rpm	Operable
Mecanismo Impulso			Operable
J) Espesador Lodo			
Motor	1	1.5kW	Operable
Mecanismo Impulso			Operable
K) Bombas Filtrado		4 kW	No provista
L) Clorinador		4 kW	No provisto, necesita ser instalada
M) Planta Eléctrica Emergencia generador	1		Fuera de servicio. Necesita un nuevo generador
N) Subestación			
Panel distribución	1	1,800 kW, 440 – 480V	Operable
Panel distribución	1	150kW, 127 – 220V	Operable

Fuente: CORAASAN, e inspeccionado por el Equipo de Estudio (Noviembre 2001)

4. REVISIÓN DE LAS CARGAS HIDRÁULICAS/ CONTAMINANTES EN LAS PLANTAS

4.1 CALIDAD Y CANTIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES

4.1.1 CAUDAL DE ENTRADA

La planta ha sido operada bajo condiciones de bajas cargas hidráulicas. De la capacidad planeada de tratamiento de 25,920 m³/día (300 l/seg). Según estimados de CORAASAN, los caudales actuales tratados fluctúan entre los 10,000 y 20,000 m³/día, los cuales son considerablemente menores que la capacidad planificada. Por tanto, la planta ha sido operada la mayor parte del tiempo a más o menos un 40% de su capacidad de acuerdo a estimados de CORAASAN.

La cantidad y calidad de las aguas residuales que llegan a la planta de tratamiento de Rafey en los años del 2000 al 2015 se presentan a continuación:

Calidad Estimada de las Aguas Residuales Recibidas por CORAASAN

Parámetro	Unidad	Caudal promedio recibido (m ³ /d)	Cargas de Desperdicios Promedio			
			DBO ₅	SS	T-N	T-P
1. Caudal recibido en 2000	mg/L	65,640	151	169	32	2.6
	kg/día		24,814	11,114	2,076	17
						0
1. Caudal recibido en 2015	mg/L	145,520	171	205	35	3.1
	kg/día		24,814	29,823	5,119	44
						8

Note: Las características y cantidades del caudal recibido en el 2000 se estimaron asumiendo que todas las aguas residuales del distrito de Rafey fluyeron a través de la planta..

4.1.2 EFLUENTE DE AGUAS TRATADAS

La planta de tratamiento de Rafey ha estado produciendo efluentes de relativa buena calidad, alcanzando un promedio de remoción de contaminantes orgánicos de un 85 a un 90 por ciento. Como se muestra en la tabla más abajo, las calidades del efluente cumplen con los límites permisibles para descarga en el río Yaque del Norte:

Calidades del Efluente

Parámetros de Calidad para las aguas tratadas	Calidades del Efluente (mg/l)	Calidad Permitida (mg/l)
1. DBO ₅	23	35
2. SS	30	40
3. T-N	42	18
4. T-P	3.6	3

Fuente: Calidades del efluente de acuerdo a los resultados del muestreo de las aguas tratadas por la planta en Marzo del 2001. Calidad permisible para el efluente según "Normas Ambientales, Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Junio del 2001."

4.1.3 CRITERIO DE REVISIÓN

La capacidad hidráulica y de contaminantes de los componentes de las plantas es evaluada a la luz de los criterios de diseño que se recapitulan en la tabla siguiente:

Criterio de Diseño para un Proceso Convencional de Lodos Activados

Renglones	Valores Estándar
1. Cámara de Arena (Cámara Aireada)	
Tiempo de retención hidráulica	3 minutos
Tasa de aeración	1.5 litros/seg./m o más
2. Tanque Primario de Sedimentación	
Caudal de rebose	35 ~ 70 m ³ /m ² /día
Tiempo de retención hidráulica	1.5 horas
Profundidad efectiva	2.5~ 4.0 m
Tasa de rebose canaleta	250 m ³ /m/día o menos
Free board	50 cm o más
3. Tanque de Aeración	
Concentraciones de MLSS	1,500 ~2,000 mg/l
Oxígeno mínimo disuelto en licor mezclado	2.0 mg/l (aerador mecánico)
Aire requerido	100 m ³ /Kg. de DBO ₅
Demanda de oxígeno	1.2 Kg. O ₂ /Kg. de DBO ₅ máx.
Cargas de DBO a SS	0.2 ~ 0.4 Kg. DBO/ Kg. SS · día
Profundidad de agua en el reactor	4 ~ 6 m (el ancho del tanque es de una a dos veces la profundidad)
Forma del reactor	Generalmente rectangular
H.R.T. (Tiempo de Retención Hidráulica)	6 ~ 8 horas
A.S.R.T.(Tiempo de Retención del lodo activado)	4 ~ 6 días
Tasa de retorno de lodos	15 a 75 por ciento caudal de entrada
4. Tanques Finales de Sedimentación	
Caudal de rebose	20 ~ 30 m ³ /m ² /día
Tiempo de Retención Hidráulica	3~ 4 horas
Profundidad efectiva	2.5 m ~ 4.0 m
Tasa de rebose canaleta	150 m ³ /m/día o menos
Free board	50 cm o más
5. Tanque Aeróbico de Digestión de Lodos	
Tiempo de Retención Hidráulica	20 días (mínimo 15 días)
Porcentaje de tejidos de células oxidados	40 por ciento
Oxígeno requerido	2 Kg.O ₂ /kg de tejidos de células destruidos
Potencia requerida para los mezcladores mecánicos	18 a 35 hp/1,000 m ³ del volumen del Tanque
6. Tanque de Clorinación por Contacto	
Tiempo de Contacto	15 minutos o más

Fuente: WWTP Design Standards/Guidelines, JSWA and US.EPA.

4.2 EVALUACIÓN DE LAS PLANTAS PRESENTES

Las facilidades de la planta de tratamiento deben ser capaces de procesar con seguridad un

caudal diario máximo de 170,170 m³/día (el caudal diario promedio es de 145,520 m³/día) con una carga de contaminantes esperada de DBO, SS, T-N y T-P de 171, 205, 35 y 3.1 mg/L respectivamente. Cada uno de los componentes de las plantas ha sido chequeado a la luz del criterio de diseño en cuanto a su capacidad de tratamiento hidráulica y de contaminantes. Los cálculos de la capacidad de cada componente de las plantas en cuanto a las cargas hidráulica y de contaminantes son discutidos en el Apéndice 9.1.2 “Revisión de las Cargas Hidráulicas y Contaminantes en los Componentes de las Plantas”.

Debe ser notado que el componente de la planta más crítico para mantener una operación apropiada en un proceso convencional de lodos activados es el tanque de aeración. Por esta razón, el funcionamiento del tanque de aeración es el factor que gobierna la determinación de la capacidad máxima de tratamiento de aguas residuales del sistema existente. Es razonable asumir que la planta de tratamiento de Rafey al día de hoy puede tratar de manera segura un máximo de 35,800 m³/día de aguas residuales si el sistema es apropiadamente rehabilitado, operado y mantenido.

A9.1.2 HYDRAULIC AND ORGANIC LOADS ON COMPONENT FACILITIES

1 DESIGN BASIS

1.1 Design Wastewater Inflow Quantities

Average daily flow	Q _{ad}	=	21,190 m ³ /day	245 L/s
Maximum daily flow	Q _{md}	=	35,800 m ³ /day	414 L/s
Maximum hourly flow	Q _{mh}	=	53,700 m ³ /day	622 L/s

1.2 Influent Qualities (not including sidestream waste loads)

BOD (2015 est.)	=	171 mg/L
SS (2015 est.)	=	205 mg/L

1.3 Design Wastewater Qualities (including sidestream waste loads)

BOD	=	230 mg/L
SS	=	250 mg/L

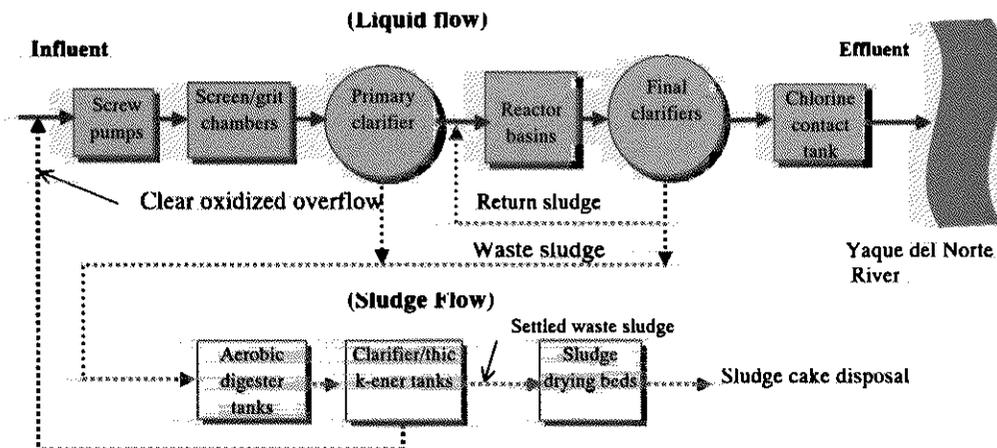
Expected pollutant loads and treatment component facilities' efficiencies are as follows:

Parameter	Removal Efficiency(%)			Wastewater Quality (mg/L)		
	Primary treatment	Secondary treatment	Overall removal rate	Raw wastewater	Primary effluent	Secondary effluent
BOD	30	85	89.5	230	161	24
SS	40	80	88.0	250	150	30

1.4 Permissible Qualities of Wastewater Discharge to Surface/Groundwater

BOD ₅	=	35 mg/L	(Norm AG-CC-01, wastewater discharge qualities to the public surface/underground waters).
SS	=	35 mg/L	
T-N	=	18 mg/L	
T-S	=	3 mg/L	

1.5 Schematic of Conventional Activated Sludge Process



2 SIDESTREAM

2.1 Raw Sludge Volume

$$\begin{aligned} \text{Solid production (t/day)} &= 35,800 \times 205 \times 10^{-6} \times 0.4 \\ &= 2.94 \text{ t/day} \\ \text{Sludge solids concentration} &= 2.0 \% \\ \text{Sludge volume} &= 2.94 \times 100 \div 2.0 = 147 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

2.2 Waste Sludge Volume

Parameter	Influent quality (mg/L)	Reaction tank influent (mg/L)	Primary clarifier removal efficiency(%)
BOD	171	119.7	30
SS	205	123.0	40

Assuming the reactor influent S-BOD(S_{cs}) is 66.7% of total BOD, S_{cs} is ; 79.8 mg/L.

Waste sludge production volume can be calculated by the following equation:

$$Q_w X_w = (a \cdot S_{cs} + b \cdot S_{ss} - c \cdot \theta^{-1} \cdot X_A) Q$$

where,

Q_w : Volume of waste sludge (m ³ /day)	
X_w : Average SS concentration of waste sludge (mg/L)	0.5 (mg/L)
Q : Influent volume to reactors	35,800 (m ³ /day)
X_A : MLSS concentration in reactors	1,660 (mg/L)
S_{cs} : Influent soluble-BOD concentration to reactors (n	79.8 (mg/L)
S_{ss} : Influent SS concentration to reactors (mg/L)	123 (mg/L)
a : Sludge yield coefficient of S-BOD(mg MLSS/mg)	0.5 (0.4~0.6)
b : Sludge yield coefficient of SS(mg MLSS/mgSS),	0.95 (0.9~1.0)
c : Coefficient of SS reduction due to endogenous respiration of activated sludge micro-organisms,(L/day)	0.04 (0.03 to 0.05) L/day
θ : HRT in reactor basins	8.6 / 24 = 0.36 (day)

Then,

$$\begin{aligned} Q_w \times X_w &= (0.5 \times 79.8 + 0.95 \times 123 - 0.04 \times 0.36 \times 1,660) \times 35,800 \times 10^{-6} \\ &= 132.98 \times 35,800 \times 10^{-6} = 4.76 \text{ t/day} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Solid production} &= 4.76 \text{ t/day} \\ \text{Sludge solids concentration} &= 0.5 \% \\ \text{Sludge production} &= 4.76 \times 100 \div 0.5 = 952 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

2.3 Thickened Sludge

$$\begin{aligned} \text{Sludge solids} &= 2.94 + 4.76 = 7.70 \text{ t/day} \\ &\quad \text{Primary sludge + excess sludge} \\ \text{Sludge volume} &= \frac{147}{(2.0)} + \frac{952}{(0.5)} = 1,099 \text{ m}^3/\text{day} \\ \text{Solids} &= 7.70 \times 0.8 = 6.16 \text{ t/day} \\ \text{Assuming sludge concentrati} &= 3.5 \% \\ \text{Sludge volume} &= \frac{6.16}{3.5} \times 100 = 175.9 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

2.4 Sludge Supernatant of Thickeners (after aerobic digester)

$$\begin{aligned} \text{Liquor volume} &= 1,099 - 176 = 923 \text{ m}^3/\text{day} \\ \text{Solids weight} &= 7.70 \times 0.20 = 1.54 \text{ t/day} \\ \text{BOD} &= 923 \times 2,000 \times 10^{-6} = 1.85 \text{ t/day} \\ \text{BOD supernatant is} &= 2,000 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

2.5 Digested Sludge

$$\begin{aligned} \text{Digested sludge solid} &= 6.16 \times (1 - 0.7 \times 0.35) = 4.65 \text{ t/day} \\ \text{Digested sludge at solid con.} &= 3.5 \% \\ \text{Sludge volume} &= 4.65 \times 100 / 3.5 = 133 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

2.6 Dewatered Sludge (sludge cake)

$$\begin{aligned} \text{Solids} &= 4.65 \times 100 \times 0.9 = 4.18 \text{ t/day} \\ &\text{(Assuming 20 \% solids concentration)} \\ \text{Cake volume} &= 4.18 \times 100 / 20 = 21 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

2.7 Digested Sludge Filtrate

$$\begin{aligned} \text{Filtrate volume} &= 176 - 21 = 155 \text{ m}^3/\text{day} \\ \text{Dry solids weight} &= 4.65 \times 0.10 = 0.46 \text{ t/day} \\ \text{BOD} &= 155 \times 1,500 \times 10^{-6} = 0.23 \text{ t/day} \\ &\text{(Assumed BOD concentration 1,500 mg/L)} \end{aligned}$$

2.8 Sidestream Volume and Waste Load

	Thickener supernatant	Sludge filtrate	
Liquor volume	= 923	+ 155	
	= 1,078		m ³ /day
Dry solids	= 1.54	+ 0.46	
	= 2.00		t/day
BOD	= 1.85	+ 0.23	
	= 2.08		t/day

2.9 Wastewater Quality to Aeration Tank (including all sidestreams)

$$\begin{aligned} \text{Overall wastewater flow} &= \text{Influent} + \text{Sidestreams} \\ \text{Maximum daily flow} &= 35,800 + 1,078 = 36,878 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

Then, the design wastewater flow characteristics are;

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= \frac{35,800 \times 171 \times 10^{-6} + 2.08}{36,878} \\ &= 0.0002 \times 10^6 = 222 \text{ use } 230 \text{ mg/L} \\ \text{SS} &= \frac{35,800 \times 205 \times 10^{-6} + 2.00}{36,878} \\ &= 0.000253 \times 10^6 = 253 \text{ use } 250 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

3 SLUDGE PRODUCTION

3.1 Raw Sludge

$$\begin{aligned} \text{Average daily sludge production} &= 21,190 \times 250 \times 10^{-6} \times 0.4 \\ &= 2.12 \text{ t/day} \\ \text{Assume solids concentration} &= 2.0 \%, \text{ then} \\ \text{Sludge production} &= 2.119 \times 100 / 2.0 = 106 \text{ m}^3/\text{day} \end{aligned}$$

3.2 Excess Sludge

The pollutant concentrations of the reactor basi inflowing wastewater are given below:

Parameter	Influent wastewater quality (mg/L)	Reactor basin influent quality(mg/)	Primary clarifier removal efficiency (%)
BOD	230	161.0	30
SS	250 S _{ss}	150.0	40

Assuming that influent S-BOD(S_{cs}) to reactor basins is 66.7% of the raw wastewater BOD, S-BOD concentration is estimated to be; 107.4 mg/L

The volume of excess sludge can be estimated by the following equation:

$$Q_w \cdot X_w = (a \cdot S_{cs} + b \cdot S_{ss} - c \cdot e \cdot X_A) Q$$

where,

Q_w	: Excess sludge volume (m ³ /day)	
X_w	: Average solids concentration of excess sludge	1.5 %
Q	: Inflow rate to reactor basins	21,190 (m ³ /day)
X_A	: MLSS concentration in reactor basins	1,667 (mg/L)
S_{cs}	: Influent S-BOD concentration to reactor basins	107.4 (mg/L)
S_{ss}	: Influent SS concentration to reactor basins	150.0 (mg/L)
a	: Biomass yield coefficient of S-BOD	0.4~0.6 0.5 (mgMLSS/mg SS)
b	: Biomass yield coefficient of SS	0.9~1.0 0.95 (mgMLSS/mg SS)
c	: Sludge reduction coefficient due to endogenous respiration of micro-organisms	0.03~0.05 0.04 (L/day)
e	: HRT in reactor basins	7.1 /24 = 0.30 day

$$\begin{aligned} Q_w \cdot X_w &= (0.5 \times 107.4 + 0.95 \times 150 - 0.04 \times 0.30 \times 1667) \times 21,190 \times 10^{-6} \\ &= 176.34 \times 21,190 \times 10^{-6} = 3.74 \text{ t/day} \end{aligned}$$

Solids production = 3.74 t/day

Assuming that solids content is 1.5 %

$$\begin{aligned} \text{Sludge production} &= 3.74 \times 100 / 1.5 = 249 \text{ m}^3/\text{day} \\ &= 0.2 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

3.3 Return Sludge

Sludge return ratio = 50 %

$$\begin{aligned} \text{Return sludge volume} &= 21,190 \times 0.5 = 10,595 \text{ m}^3/\text{day} \\ &= 7.4 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

3.4 Sludge Inflow to Aerobic Digester

$$\text{Solids input to digester} = 2.12 + 3.74 = 5.86 \text{ t/day}$$

$$\text{Sludge inflow volume} = 106 + 249 = 355 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$\text{Thickened sludge solid} = 5.86 \times 80 \% = 4.68 \text{ t/day}$$

Assuming the solid content of thickened sludgeto be 3.5 %

$$\text{the thickened sludge volume} = 4.68 \times 100 / 3.5 = 133.8 \text{ m}^3/\text{day}$$

4 COMPONENT FACILITIES

4.1 Primary Clarifiers

4.1.1 Design Basis

Average daily flow, Q _{md}	=	21,190 m ³ /day
Maximum daily flow, Q _{mh}	=	35,800 m ³ /day
Maximum hourly flow, Q _w	=	53,700 m ³ /day
Hydraulic overflow rate	=	35 m ³ /m ² ·day

A total of 1 cluster, consisting of 1 tank total number of basins is 1 unit

Hydraulic load on each basin is 35,800 ÷ 1 = 35,800 m³/day·basin

Required surface area

of each basin = 35,800 ÷ 35 = 1,023 m²

4.1.2 Tank Geometry

Internal diameter	36.1 m	use	45 m	OK
Effective depth	2.0 m			
Number of basins	1 basin			
Surface area of basins	1,591	x	1	= 1,591 m ²
Hydraulic capacity of basin	1,591	x	2.0	= 3,181 m ³

Check for hydraulic conditions of basins under the different flow rates.

Retention time

Q_{ad} = 3,181 x 24 / 21,190 = 3.60 hours

Q_{md} = 3,181 x 24 / 53,700 = 1.42 hours

Overflow rate

Q_{md} = 21,190 / 1,591 = 13.3 m³/m²·day

Q_{md} = 53,700 / 1,591 = 33.8 m³/m²·day

4.1.3 Raw Sludge Pumping Equipment

The pumps will handle the mixture of primary and excess sludge having solids concentration of 2%.

Sludge solids	=	5.86 t/day	Solids concentration :	2 %
Sludge volume	=	293 m ³ /day =	0.20 m ³ /min.	
Pump type	=	Centrifugal screw pump		
Pump bore size	=	100 mm		
Delivering capacity	=	1 m ³ /min.		
Total dynamic head	=	10 m		
Number of pumps	=	3 units (including 1 standby)		

4.2 Reactor Tanks

Design flow	=	35,800 m ³ /day (Maximum daily flow)
BOD to SS load	=	0.25 kgBOD/kg SS day
MLSS	=	1,667 mg/L
Return sludge solids concentration	=	5,000 mg/L
Sludge return ratio	=	1,667 ÷ (5,000 - 1,667)
	=	0.50
Inflow BOD to reactors	=	24,824 x 0.230 x 10 ⁻³ (Pollutant loads based on average daily flow)
	=	3,997 kg BOD/day
Reactor tanks SS	=	V x 1,667 x 10 ⁻³ kgMLSS
Required tank capacity	=	3,997 ÷ 1,667 ÷ 0.25
	=	10,658 m ³
Aeration time at Q _{md}	=	10,658 x 24 ÷ 35,800
	=	7.1 hr.

At Q_{md}, the aeration time of 6 hrs. of longer is to be secured, then,

$$\begin{aligned} \text{Required tank capacity} &= 6 \times 35,800 \div 24 \\ &= 8,950 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

4.3 Final Clarifiers

4.3.1 Tank Dimensions

Check the existing clarifiers:

$$\text{Design flow } Q_{md} = 35,800 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$\text{Tank overflow rate} = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{day}$$

$$\text{Effective depth} = 2.1 \text{ m}$$

One cluster consisting of 2 tanks, the total number of tank 2

$$\text{Influent to each tank} = 35,800 \div 2 = 17,900 \text{ m}^3/\text{day} \cdot \text{tank}$$

$$\text{Required tank surface area} = 17,900 \div 20 = 895 \text{ m}^2$$

$$\text{Minimum tank diameter} = 34.0 \text{ m, use } 45.0 \text{ m (existing tank size)}$$

$$\text{Tank hydraulic capacity} = 3,340 \text{ m}^3$$

Hydraulic retention time

$$\text{Qmd} \quad 3,340 \times 24 \div 17,900 = 4.5 \text{ hours}$$

$$\text{Qave.} \quad 3,340 \times 24 \div 10,595 = 7.6 \text{ hours}$$

4.3.2 Return Sludge Pumps

Although an average 50 % sludge return rate will be required, a maximum of 100 % pump capacity is to be provided so as to prevent and restore sludge bulking when it becomes necessary.

The maximum return sludge volume 10,595 m³/d or 7 m³/min.

60 % and 40 % of the return sludge will be transported by 4 and 2 pumps respectively, through double

$$\text{Pump capacity} \quad 4 \times 0.20 = 0.74 \text{ use } 0.80 \text{ m}^3/\text{minute} \cdot \text{unit}$$

$$\text{"} \quad 4 \times 0.15 = 0.55 \text{ use } 0.60 \text{ m}^3/\text{minute} \cdot \text{unit}$$

By operating the above pumps, the return sludge rate can be adjusted from 5% to 15 % as required.

Pump type	:	No.1 Screw centrifugal	No.2 Screw centrifugal
Diameter	:	80 mm	80 mm
Capacity	:	0.80 m ³ /min.	0.60 m ³ /min.
TDH	:	10 m	10 m
Number of pumps	:	4 units	4 units
Motor output	:	5.5 kW	5.5 kW

4.3.3 Excess Sludge Pumps

$$\text{Excess sludge volume} = 249 \text{ m}^3/\text{day} = 0.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{Two lines will be provided, then the capacity of a pump } 0.04 \text{ m}^3/\text{min}$$

Type of pump	:	Screw centrifugal pump
Diameter	:	80 mm
Capacity	:	0.04 m ³ /min
TDH	:	10 m
Number of pumps	:	3 units (1-standby)
Motor output	:	3.7 kW

4.4 Chlorine Contact Tanks

Check for the existing chlorine contact tank.

Design flow rate = 53,700 m³/day (peak flow)

Chlorine contact time = 20 minutes

Required tank capacity: $53,700 \div 1,440 \times 20 = 746 \text{ m}^3$

Tank width 12.2 m, existing size

Effective depth: 2.4 m, existing size

Tank length: $745.8 \div 12.2 \div 2.4 = 25.5 \text{ m}$

Number of tanks 1 unit use 26.0 m

Existing chlorine contact tank geometry				
W	12.2 m	x	2.4 m	x 1 Tank
L	29.1 m	V	849 m ³	

OK

5 AEROBIC SLUDGE DIGESTERS

5.1 General

For the aerobic sludge digestion of waste sludge, mesophilic temperature zone of bacterial action (10°C~42°C) is to be used. The aerobic digesters are designed to permit continuous operation by providing a small settling basin. As shown in the following schematic, the waste activated sludge is aerated in the digesters and sent to the settling basin where the digested sludge will settle, either to be disposed of or pumped back to the digesters. The clarifier supernatant is returned to the activated sludge aeration tanks.

5.2 Design Basis

The aerobic digesters treat the waste activated sludge produced by the activated sludge treatment plant of 35,800 m³/day capacity. For design of the aerobic digester tank system using a mechanical thickener, the following design conditions are assumed:

Treatment plant capacity	:	35,800 m ³ /day
BOD ₅	:	230 mg/L
Temperature	:	25 °C
Waste sludge solids concentration	:	3.5 % (After sludge thickeners)
Total dry suspended solids (Total SS)	:	5.86 t SS/day
Total dry volatile solids (80% of TSS)	:	4.68 t VSS/day
Specific weight of water	:	1.0 kg/L
Sludge specific gravity	:	1.03 kg/L
Hydraulic detention time	:	12 days (10 to 15 days)
Percentage of cell tissue oxidized	:	35 %
Oxygen requirement	:	2 kg O ₂ /kg of destroyed cell tissue
Specific weight of air at 25°C	:	1.2 kg/m ³
Oxygen content in air	:	23.2 percent

5.3 Digester Design

5.3.1 Sludge Volume to be Aerated

The per day sludge volume to be digested is: 355 m³/day

5.3.2 Volume of the Aerobic Digesters:

$$V_t = 355 \times 12 \text{ days} = 4,270 \text{ m}^3$$

5.3.3 Solids Loading (kg volatile solids/m³/day)

$$\text{kg of volatile solids/m}^3/\text{day} = 4,685 / 4,270 = 1.097 \text{ kg}$$

5.4 Oxygen Requirement

Assuming 35 percent of the cell tissue is oxidized completely, the oxygen requirement is:
kg O₂/day: 4,685 x 0.35 x 2 = 3,279 kg/day

5.5 Required Air Volume

The air required under standard conditions is:

$$3,279 / (1.2 \times 0.232) = 11,779 \text{ m}^3/\text{day}$$

Assuming that the oxygen transfer efficiency is 10 percent, the air requirement in cfm is:

$$11,779 / (0.1 \times 1,440) = 81.80 \text{ m}^3/\text{min}$$

5.6 Air Requirement per Unit of Digester Volume

$$81.80 / 4.27 = 19.16 \text{ m}^3/\text{min}/1,000\text{m}^3 \text{ of tank volume}$$

5.7 Tank Configuration and Mechanical Equipment

5.7.1 Digester Tanks

Check the existing aerobic digester capability.

Number of square tank units	:	1 unit	
Volume of one tank	:	4,270 m ³	
Tank depth	:	4.60 m	
Tank free board	:	0.9 m	
One tank unit size (rectangular)	:	54 m x 18 m	
Required power of mechanical mixers (18 to 35 hp/1,000 m ³ of tank volume)	:	149.5 hp or 111 kW	
Vertical mechanical surface aerators	:	3 units x 35 kW	The existing tank is OK

5.7.2 Aerated Sludge

Solid input	:	5.86 t/day	
Sludge input volume	:	355.1 m ³ /day	
Solid output	:	3.04 t/day	
Sludge output volume	:	152.2 m ³ /day	

5.7.3 Sludge Thickeners

Check the existing sludge thickener.

Solid input	:	3.04 t/day	
Sludge input volume	:	152.2 m ³ /day	
Settled sludge solids concentration	:	3.5 %	
Volume of withdrawn sludge	:	69.6 m ³ /day	
Tank surface loading	:	60 kg/m ² /day	
Required tank surface area	:	50.7 m ²	
Tank shape	:	Circular radial flow type	
Number of clarifier	:	1 unit	
Existing tank diameter	:	14.0 m	
Existing tank effective side depth	:	3.5 m	
Existing tank surface area	:	154.0 m ²	OK

5.8 Sludge Drying Beds

Check the existing sand beds capacity

Size of the existing sand beds	:	171 m x 41.6 m	
Surface area of sand beds	:	7,126 m ²	
Raw sludge depth on the beds	:	0.3 m	
Average sludge drying time	:	8 days	
Required surface area of beds	:	1,856 m ²	OK

6 CHLORINE CONTACT TANK

Required quantity of hypochlorite solution can be calculated by multiplying the dosing rate by the wastewater flow rate as shown in the following equation:

$$VR = Q \cdot R \cdot (100/C) \cdot (1/d) \times 10^{-3}$$

where

VR = Required hypochlorite solution (L/hr.)

Q = Wastewater flow rate (m^3/hr)

R = Chlorine dosing rate (mg/L)

C = Effective chlorine concentration in chemical (%)

d = Specific gravity of hypochlorite solution (at the effective concentration of C %)

At the maximum daily flow rate, the required hypochlorite solution is:

$$Q = 35,800 \text{ m}^3/\text{day} = 1,492 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$R = 3 \text{ mg/L}$$

$$C = 10 \%$$

$$d = 1.2$$

$$VR = Q \times 3 \times (100/10) \times (1/1.2) \times 10^{-3}$$

$$= 0.036 Q$$

$$= 54 \text{ L/hr.} = 0.90 \text{ L/minute}$$

At the peak flow (maximum hourly rate)

$$Q_{mh} = 53,700 \text{ m}^3/\text{day} = 2,238 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$R = 3 \text{ mg/L}$$

$$VR = 0.036 Q_{mh}$$

$$= 81 \text{ L/hr.} = 1.3 \text{ L/minute}$$

Hypochlorite solution storage tanks

8 days storage capacity for the maximum daily flow rate. Then, the capacity is:

$$V = 0.054 \text{ m}^3/\text{h} \times 24 \times 8 = 10.3 \text{ m}^3$$

Tank specifications

Type	FRP made cylinder type
Internal diameter	2.8 m
Height	3.9 m
Capacity	20 m^3
Number of tanks	1 units

Dosing pumps (No.1)

Diaphragm

Diameter	
Discharge	6 L/min.
Motor output	
No. of unit	2 units

7 OXYGEN REQUIREMENTS

$$\text{Total oxygen required} = OD_1 + OD_2 + OD_3$$

where

- OD_1 = Oxygen required for BOD oxidation (cell synthesis)
- OD_2 = Oxygen required for endogenous respiration
- OD_3 = Oxygen to be utilized for maintaining required dissolved oxygen level

7.1 Required Oxygen for BOD Oxidation (cell synthesis) : OD_1 (kgO₂/day)

$$OD_1 = A \text{ (kg O}_2\text{/kg BOD)} \times \text{BOD removed (kg BOD/day)}$$

where

$$A = \text{kg oxygen required to remove kg BOD (kgO}_2\text{/kgBOD)}, \quad 0.6 \quad 0.5 \sim 0.7$$

$$Q = 35800 \text{ m}^3\text{/day}$$

$$OD_1 = 0.6 \times Q \times 136.9 \times 10^{-3} \\ = 0.082 \times Q \text{ kg O}_2\text{/day}$$

$$\text{Influent BOD} = 161 - 24 = 136.9 \text{ mg/L}$$

7.2 Oxygen Required for Endogenous Respiration: OD_2 (kgO₂/day)

$$OD_2 = B \text{ (kgO}_2\text{/kg MLVSS/day)} \times V_A \text{ (m}^3\text{)} \times \text{MLVSS (kg MLVSS/m}^3\text{)}$$

where

$$B = \text{Oxygen consumption due to endogenous respiration per unit MLVSS } 0.05 \sim 0.15 \\ \text{(kgO}_2\text{/kgMLVSS} \cdot \text{day)} \quad 0.05$$

$$V_A = \text{Capacity of aerobic portion of reactor (m}^3\text{)}; \quad (\quad \times 6 \quad \div 24 = 0.25 Q$$

$$\text{MLVSS/MLSS} = 0.8$$

$$OD_2 = 0.05 \times 0.25 \times Q \times 1,667 \times 10^{-3} \times 0.8 \\ = 0.017 \times Q \text{ kgO}_2\text{/day}$$

7.3 Required Oxygen to Maintain Dissolved Oxygen Level: OD_3 (kgO₂/day)

$$OD_3 = COA \times Q \times 10^{-3}$$

where

$$COA = \text{Aeration tank dissolved oxygen concentration} \quad 2.0 \quad \text{mg/L}$$

$$OD_3 = 2.0 \times Q \times 10^{-3} \\ = 0.002 \times Q \text{ kg O}_2\text{/day}$$

7.4 Total Oxygen Requirements

$$OD = OD_1 + OD_2 + OD_3 \\ = 0.0821 A Q + 0.0167 Q + 0.002 Q \\ = 0.11 Q \text{ (kgO}_2\text{/day)}$$

7.5 Aeration Equipment

Vertical aerator's motor output is estimated as:

$$Ps = \text{Oxygen requirements (OD)} \times \frac{(1 + a)}{E \cdot \zeta \cdot N \cdot T} \quad (\text{kW}) \\ = 30.12 \text{ kW} \quad (\text{existing motor is 55kW})$$

where

$$Ps = \text{motor output (kW)}$$

$$E = \text{oxygen absorption efficiency; } 1.8 \text{ kgO}_2\text{/axle kWh}$$

$$\zeta = \text{mechanical efficiency; } 0.87$$

$$N = \text{number of aerator; } 6 \text{ units (2 units for standby)}$$

$$T = \text{operation time of aerator; } 24 \text{ hours}$$

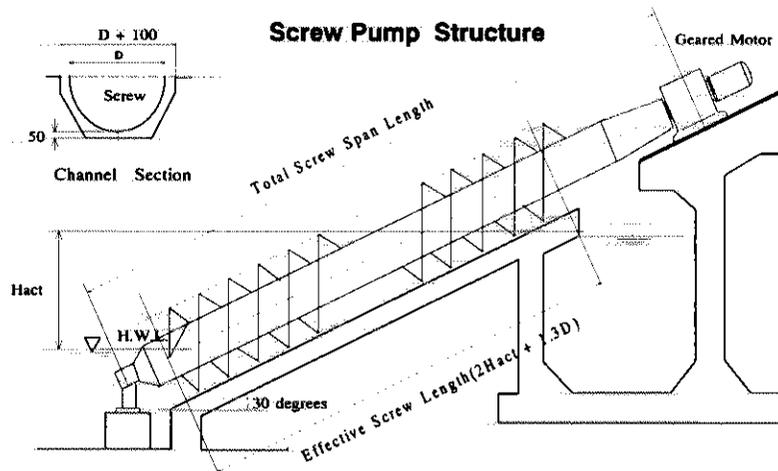
$$a = \text{allowance; } 0.15$$

8 SCREW PUMPS AND SCREENS

8.1 Design Basis

A screw pump system for the wastewater treatment plant is to be designed for the following conditions:

Maximum hourly wastewater in	:	37.3 m ³ /min	53,700 m ³ /day
Influent well H.W.L.	:	143,410 mm	(above mean sea water level)
Outlet channel H.W.L.	:	146,500 mm	(above mean sea water level)
Inclination angle of screw axis	:	30 degrees	from horizon
Number of screw pump	:	2	units
Actual head	:	3,190 mm	(including allowance of 100 mm)
Total dynamic head	:	3,652 mm	(including allowance of 0.33D)



8.2 Pump Design

8.2.1 Pump Discharge Rate

The discharge of a pump unit is:

$$Q = 37 / 2 = 19 \text{ m}^3/\text{min}$$

From a graph, the outer diameter of the screw is obtained as $D = 1,200 \text{ mm}$, and the optimum rotational speed of the screws (r.p.m.) to be 45 r.p.m. The actual pump discharge capacity is then calculated by the following equation:

$$Q = \phi D^3 N = 0.285 \times 1.3^3 \times 45 = 28.18 \text{ m}^3/\text{min}$$

where

ϕ = a discharge coefficient determined on screw shape and declination of screw axis, 0.285

D = screw outer diameter, 1,200 mm

N = screw revolution speed, 45 rpm

8.2.2 Motor Output

Actual head (H_{act}) can be obtained including allowance of 0.1 m:

$$H_{act} = 146,500 + 100 - 143,410 = 3,190 \text{ mm}$$

The pump total head (H_c) is obtained by adding 0.33D to the H_{act} :

$$H_c = 146,500 + 100 - 143,410 + 0.33 \times D = 3,652 \text{ mm}$$

Review of Hydraulic Capacity and Organic Loads on Rafey WWTP Component Facility

Component Facility	Dimension/Capacity	Criteria	Validity
1 Grit chamber	35.7 m x 5 m x 6.2 m Capacity: 1,097.80 m ³ Peak inflow 52,500 m ³ /day Detention time: 30.1 minute Air supply rate 3.2 m ³ /minutes 45 m in diameter x 1.72 m depth	3 minute 1.5 L/sec or more	For 35,000 m ³ /day inflow, the tank has sufficient capacity.
2 Primary settling tank	Surface area: 1,591 m ² Hyd. Capacity: 2,736 m ³ Max flow: 35,800 m ³ /d Detention time: 1.83 hr. Overflow rate 23 m ³ /m ² /d Effective depth: 1.72 m Weir loading: 261 m ³ /m/d 54 m x 36 m x 4.6 m	Detention time: 1.5 hours Overflow rate: 35 to m ³ /m ² /d Depth range : 2.5 to 4.0 m Weir loading: 250 m ³ /m ² d	Tank can handle 35,800 m ³ /day
3 Aeration tank	Hyd. Volume 8,942 m ³ Req'd tank volume 8,950 m ³ Hyd. retention time: 6 hrs. Required tank volume: 3,348 m ³ (320kg/mil m ³) Required air volume: 4,464 m ³ /hr. Sludge retention time: 2.26 days BOD/SS : 0.1 Inflowing BOD: 171 mg/l MLSS 1,600 mg/l Return sludge: 0.5 45 m in diameter x 2.08 m	Hydraulic retention time: 6 to 8 hours Volumetric BOD load: 320-640kg/1000m ³ .d 100 m ³ /kg BOD or, 0.09x Q SRT: 4 - 6 days BOD/SS ratio: 0.2 - 0.4 kgBOD/kgMLSS.d MLSS: 1,500 to 2,000 mg/L Range 15 to 75 %	The tank could handle the wastewater of 35,800 m ³ /d of normal wastewater inflow.
4 Final settling tanks	Surface area: 3,181 m ² Hydr. Capacity: 6,617 m ³ Detention time: 4.4 hr. Overflow rate: 11.3 m ³ /m ² /d Effect. depth: 2.08 m Weir loading: 129 m ³ /m d 29.1 m x 12.15 m x 2.4 m Contact time: 34.1 minutes 171.3 m x 41.6 m	Hydraulic retention time: 3 hours Overflow rate: 30 m ³ /m ² /d 2.5 to 4.0 m Weir loading: 150 m ³ /m ² d 15 minutes or longer	Return sludge solid content : 5% 43-50 % return sludge for 1,500mg/l MLSS Hydraulic capacity is sufficiently enough to handle the aeration tank effluent.
5 Chlorine contact tank			Sufficient contact time is available.
6 Sludge drying beds	Bed surface area: 7,126 m ² Sludge solids production: 4.25 t/day Sludge production: 425 m ³ /d (1% solid) Allowable drying time: 5 days	Sludge filling: 30 cm deep	Can handle the excess sludge. Drying time depends on the sludge moisture contents and weather.

APÉNDICE –9.2.1

SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES

1. INTRODUCCIÓN

Bajo el proyecto, está planeada la construcción de una nueva planta de tratamiento de 10,000m³/día de capacidad para el Distrito de la Zona Sur. Será provista una capacidad inicial de 5,000m³/día en la Primera Etapa, y una capacidad adicional de 5,000 m³/día en la Tercera Etapa del Programa

En este apéndice, se realizó primeramente un estudio para seleccionar el proceso de tratamiento más deseable para la planta, y entonces se ha hecho el diseño preliminar de ingeniería para el proceso seleccionado para la planta. Detalles de los estudios sobre los diseños hidráulico/orgánicos y los diseños preliminares de ingeniería para las facilidades de los componentes son discutidos en los Apéndices 9.2.2 y 9.2.3.

2. GRADO REQUERIDO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

La Secretaria de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, ha reforzado recientemente una serie de Normas Ambientales. Como se resume a continuación, las Normas comprenden los estándares de control de la calidad y descarga de las aguas tratadas “Norma de calidad del agua y control de descargas, AG-CC-01, Junio 2001,” la cual define la calidad permisible de la descarga de aguas residuales a las aguas públicas y al sistema de alcantarillado sanitario público.

Calidad Permisible para la Descarga de la Aguas residuales Municipales a las Aguas Superficiales y al Subsuelo

Población (Población equivalente)	Unidades de Medida (mg/L)								Número Total de Coliformes (NMP/100ml)
	pH	DBO ₅	DCO	SS	N-NH ₄	N-(NH ₄ ⁺ NO ₃)	P-PO ₄	Cl. Res.	
<1,000	6 –8.5	50	160	50	-	-	-	0.05	1,000
1,001 – 5,000	6 –8.5	50	160	50	-	-	-	0.05	1,000
5,001 – 10,000	6 –8.5	45	150	45	-	-	-	0.05	1,000
10,001 –100,000	6 –8.5	35	130	40	10	18	3	0.05	1,000
>100,000	6 –8.5	35	130	35	10	18	2	0.05	1,000

Nota: La producción diaria Per capita de DBO₅ es de aproximadamente 60g/día.

Fuente: Tabla 5.1. Descargas de agua residual municipal en aguas superficiales y el subsuelo, pp. 21.

El proceso biológico de tratamiento secundario, preferiblemente el de lodos activados o sus modificaciones, puede proveer justo por encima del mínimo para la calidad permitida para el efluente de la planta de tratamiento a las aguas de dominio público. Ya que la Planta de Rafey y

otras plantas de tratamiento están aplicando el proceso convencional de lodos activados (con la excepción de las plantas de La Lotería, Tohmen y P.U.C.M.M), estas pueden satisfacer los estándares de calidad para la descarga si las facilidades son rehabilitadas y operadas apropiadamente.

Los estándares para la calidad de la descarga de aguas residuales, sirven como base para este estudio de las plantas de tratamiento, el cual envuelve un cierto grado de remoción de DBO₅ y otros renglones de nutrientes:

- DBO₅ = 35 mg/L
- SS = 35 mg/L
- T-N = 18 mg/L
- T-P = 2mg/L
- Coliformes Totales = 1,000 NMP /100mL

Al presente no existe un estudio comprensivo de la capacidad de asimilación de todos los tributarios del río Yaque del Norte, y por lo tanto no se incorporan aquí. Por lo tanto, en este estudio se escrutinizan los mejores procesos que pueden cumplir con la calidad exigida para el efluente, y los más apropiados procesos de tratamiento han sido elaborados finalmente.

Los estudios sobre las aguas recibidas por el Río y sus tributarios continuarán, particularmente después que las facilidades de tratamiento de aguas residuales entren en servicio, de manera tal que los efectos de la descarga de los efluentes puedan ser evaluados y monitoreados. Información adicional estará disponible en el futuro, las que podrían cambiar los conocimientos de hoy y llevar a modificar los estándares.

3. SELECCIÓN DEL PROCESO ÓPTIMO DE TRATAMIENTO

3.1 PROCESOS ALTERNATIVOS DE TRATAMIENTO

Como un proceso alternativo candidato tiene que alcanzar eficiencias de remoción que cumplan con los requerimientos de calidad para el efluente, cualquier tratamiento con una eficiencia de remoción de BOD de un 80% o menor, difícilmente puede satisfacer dichos requerimientos, ya que el estimado del DBO₅ en las aguas residuales del sistema de alcantarillado sanitario de Santiago estará en el rango de 140 to 200 mg/L o más para el 2015.

Tal proceso de tratamiento como algunos tipos modificados de procesos de lodos activados, filtros de espesamiento, lagunas aireadas, bio-disks, etc., los cuales no podrían cumplir con los requerimientos de calidad para el efluente, o no son físicamente factibles para ser aplicados al Proyecto, han sido revisados y dejados para posteriores evaluaciones más detalladas. Por lo tanto, se incluyen los dos sistemas de tratamiento candidatos más apropiados para análisis más exhaustivo, y estos son:

- Proceso Convencional de Lodos Activados
- Proceso de Zanja de Oxidación

Para la comparación de los dos procesos alternativos arriba mencionados, se discutirán las

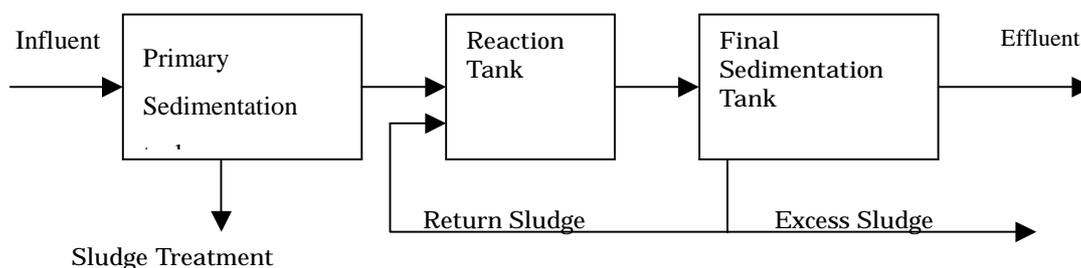
características operacionales inherentes a los dos procesos como son: complejidad de la operación y mantenimiento, producción de lodos, eficiencia en la remoción de orgánicos, costos de capital, impacto ambiental, etc.

3.2 PROCESO CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS

Básicamente, el proceso de lodos activados utiliza microorganismos en suspensión para oxidar orgánicos en forma soluble y coloidal generando CO₂ y H₂O en la presencia de oxígeno molecular. Durante el proceso de oxidación, una parte del material orgánico es sintetizado en nuevas células. Una parte de las células sintetizadas pasa por una auto-oxidación en el tanque de aireación, las restantes células forman un exceso de lodo. Para operar el proceso de forma continua, los sólidos generados deben ser separados en el clarificador, enviando la fracción mayor a ser recirculada al tanque de aireación y el exceso de lodo debe ser sacado por el fondo del clarificador para ser luego secado y botado.

El proceso contiene cámaras desarenadoras, tanque primario de sedimentación, tanque de aireación, tanque final de sedimentación, tanque de clorinación por contacto, espesadores de lodos, digestores de lodos, facilidad para el secado del lodo, y otras facilidades auxiliares. Las aguas residuales son usualmente aireadas por un período de 6 a 8 horas, basado en el diseño de flujo promedio en la presencia de una porción de lodo secundario. La tasa de retorno de lodo es expresada como el porcentaje del flujo promedio de diseño el cual es normalmente de un 25 a 30 %, con un mínimo de 15% y un máximo de un 75%.

La eficiencia esperada de remoción de DBO en el proceso convencional de lodos activados es de un 90% o más alta cuando el sistema es operado apropiadamente. Un diagrama de flujo típico de una planta de proceso convencional de lodos activados se ilustra a continuación:



Existen muchas diferencias en las bases para la planificación de un proceso convencional de lodos activados dependiendo de las localidades y las condiciones de los alrededores, tales como el tiempo de retención en los reactores, densidades de los MLSS, profundidad de los tanques, geometría de los tanques, etc. Las bases para el diseño de un proceso convencional de lodos activados se resume como sigue:

Bases para el Diseño de un Proceso Convencional de Lodos

Renglones	Valores Estándares
1. Reactores	
Concentraciones de MLSS	1,500 ~2,000 mg/l
Oxígeno disuelto mínimo en el licor mezclado	2.0 mg/l (aireador mecánico)
Requerimiento de aire	94m ³ /kg del DBO5
Demanda de oxígeno	1.2 kgO ₂ /kg del máx BOD5
DBO en relación a cargas de SS	0.2 ~ 0.4 kg DBO/ kg SS · día
Profundidad de agua en el reactor	4 ~ 6 m (Ancho del Tanque de una a dos veces la profundidad)
Forma del reactor	Generalmente rectangular
T H R... (tiempo hidráulico de retención)	6 ~ 8 horas
T R LA.(tiempo de retención del lodo activado)	4 ~ 6 días
Tasa de retorno de lodos	15 to 75 porciento en relación a la entrada
2. Mallas	
Velocidad de flujo a través de las barras	0.5 a 0.8 m/seg.
Espaciamiento de las barras	25 a 30 mm
3. Cámara de arena (cámara aireada)	
Tiempo hidráulico de retención	3 minutos
Tasa de aireación	1.5 litros/seg/m o más
4. Tanques Primarios de Sedimentación	
Tasa de rebose	35 ~ 70 m ³ /m ² /día
Tiempo hidráulico de retención	1.5 horas
Profundidad efectiva	2.5 ~ 4.0 m
Tasa de rebose canaleta	250 m ³ /m/dIa o menos
Free board	50 cm o más
5. Tanques Finales de Sedimentación	
Tasa de rebose	20 ~ 30 m ³ /m ² /día
Tiempo hidráulico de retención	3 ~ 4 horas
Profundidad efectiva	2.5 m ~ 4.0 m
Tasa de rebose canaleta	150 m ³ /m/dIa o menos
Free board	50 cm o más

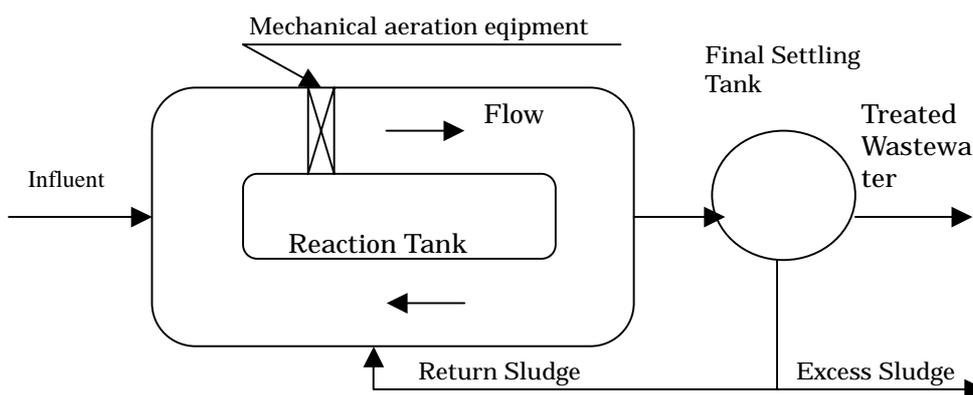
Fuente: Design standards, Japan Sewage Works Association; U.S. EPA guidelines.

3.3 PROCESO DE TRATAMIENTO EN ZANJAS DE OXIDACIÓN

El proceso de zanja de oxidación (OD) es una aireación extendida consistente en un canal en forma de anillo de aproximadamente de 1.5 a 2.5 metros de profundidad y otras facilidades. Aireadores son colocados a través de la zanja para proveer de aireación y circulación de las aguas residuales. La eficiencia en la remoción del DBO y SS es de 90% o mayor y casi la misma de un proceso extendido de aireación.

El proceso de la Zanja de Oxidación omite generalmente la sedimentación primaria, y usa ilimitada cantidad de canales como recipiente de oxidación, provistos de equipos mecánicos para la aireación. El proceso de la Zanja de Oxidación es usado para tratar las aguas residuales mediante una baja carga de lodos activados, y la separación de sólidos y líquidos se realiza en tanques secundarios de sedimentación. El equipo mecánico de aireación suplente la cantidad de aire necesaria para el proceso biológico, para hacer la mezcla de las aguas residuales con los lodos activados en las zanjás, la recirculación del licor mezclado, y la prevención de la decantación del lodo.

Un diagrama de flujo típico se muestra a continuación:



El tratamiento de aguas residuales bajo condiciones de baja carga (la carga de DBO-SS es de 0.03 ~ 0.05 kgBOD/kgSS por día), el proceso de la zanja de oxidación se caracteriza por la larga retención de los sólidos y por la reacción de nitrificación, siendo posible la remoción del nitrógeno si se provee una zona anóxica. El criterio de diseño estándar del proceso de OD es como sigue:

Criterio para las Cargas Hidráulica y Orgánica de una Facilidad de Proceso de Zanja de Oxidación

Parámetros de Diseño	Valores
1. Reactores	
Concentraciones de MLSS	3,000 ~4,000 mg/l
DBO en relación a cargas de SS	0.03 ~ 0.05 kg BOD/ kg SS · día
Profundidad de agua en el reactor	1.0 ~ 3.0 m
Ancho del tanque del reactor	2.0 ~ 6.0 m
T H R... (tiempo hidráulico de retención)	24 ~ 48 horas
T R LA.(tiempo de retención del lodo activado)	8 ~ 50 días
Tasa de retorno de lodos	100 ~ 200 %
Demanda de oxígeno	1.4 ~ 2.2 kgO ₂ /kgDBO
2. Mallas	
Velocidad de flujo a través de las barras	0.5 to 0.8 m/seg
Espaciamiento de las barras	25 ~30 mm
3. Cámara de arena (gravedad)	
Tasa de rebose	1,800 m ³ /m ² /día
Tiempo de detención	30 ~ 60 segundos
Velocidad de flujo a través del canal	0.3 m/seg
4. Tanques Finales de Sedimentación	
Tasa de rebose	8 ~12 m ³ /m ² /día
Tiempo hidráulico de retención	6~12 horas
Profundidad efectiva	3.0~4.0 m
Tasa de rebose canaleta	<150 m ³ /m/día

Fuente: Parts from the Sewerage System Planning and Design Guideline, Japan Sewage Works Association

3.4 SELECCIÓN DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO

3.4.1 EVALUACIÓN DE PROCESOS ALTERNATIVOS DE TRATAMIENTO

(1) Generalidades

En la selección del proceso óptimo entre diferentes planes, ambos han sido revisados y comparados con respecto a los siguientes aspectos:

- Requisitos de terreno
- Costos de Capital
- Costos Operacionales y de Mantenimiento
- Características de Desempeño y Operacionales

(2) Requerimientos de Terreno

Por conveniencia para la comparación entre la variedad de los diferentes procesos de tratamiento y capacidades de las plantas de tratamiento, el área requerida de terreno es calculada por una ecuación desarrollada basada en los módulos estándares para los sistemas de Lodos Activados Convencionales y el de Zanjas de Oxidación. Las áreas de terreno comprenden todos los espacios necesarios como son edificios, parqueos, caminos de acceso, zonas de desahogo, etc. El espacio sobrante puede ser plantado con árboles y arbustos con fines paisajísticos y para amortiguar los olores ofensivos y los ruidos producidos por las plantas. La ecuación y las áreas de terreno estimados son:

$$A = a Q^b$$

donde;

A = área de terreno requerida en hectáreas

a, b = constantes

Q = caudal de entrada de aguas residuales, en 1,000 m³/día

Requerimiento de Terreno para Procesos Alternativos

Proceso de Tratamiento	Ecuación	Área de Terreno Requerida (ha)			Observaciones
		15,000 m ³ /d	10,000m ³ /d	5,000 m ³ /d	
CAS	$A = 4.78 Q^{0.633}$	2.65	2.05	1.32	Cifras redondeadas
OD	$A = 5.00 Q^{0.723}$	3.54	2.64	1.60	Cifras redondeadas

Nota: Ya que la ecuación fue desarrollada para diseños estándares de plantas de tratamiento y usada para propósitos de comparación, esta no debe ser usada para un diseño detallado o análisis financiero.

Como se muestra más arriba, el área requerida de terreno varía mayormente por la diferencia en el tiempo de detención de las aguas residuales dentro de las facilidades de la planta. El proceso de Zanjas de Oxidación generalmente requiere aproximadamente un 30% más de área que el proceso Convencional de Lodos Activados debido mayormente a la poca profundidad y el período alargado de aireación requerido en los canales de reacción, generalmente más de 24 horas de tiempo de aireación con menor tasa de rebose de sedimentación.

(3) Costos de Capital

Las funciones de costos de capital para las plantas de tratamiento han sido desarrolladas tomando en cuenta los niveles de precios en la ciudad de Santiago para el 2001. Los costos de las obras civiles, equipo mecánico y eléctrico, y otras facilidades son costos estimados y una función ha sido desarrollada para cada proceso. La mayor parte de los equipos mecánicos y eléctricos se consideran de importación, mientras que las obras civiles son locales. Las funciones de costos y los resultados de los cálculos son:

$$C_c = a Q^b$$

donde;

C_c = costos de capital, en miles de RD\$

a, b = constantes

Q = caudal de entrada de aguas residuales, en 1,000 m³/día

Costos de Capital para Procesos Alternativos

Proceso de Tratamiento	Ecuación	Costos de Capital (en RD\$ 1,000)			Observaciones
		15,000 m ³ /d	10,000m ³ /d	5,000 m ³ /d	
A.S convencional.	$C_c=48,258Q^{0.719}$	338,200	252,700	153,500	Cifras redondeadas
Zanja de Oxidación	$C_c=21,924Q^{0.923}$	267,000	183,600	96,800	Cifras redondeadas

Nota: Ya que la ecuación fue desarrollada para diseños estándares de plantas de tratamiento y usada para propósitos de comparación, esta no debe ser usada para un diseño detallado o análisis financiero.

(4) Costos de O/M

Los Costos de las plantas de tratamiento contienen aquellos requeridos para la electricidad y cualquier otro tipo de energía, labores de operación y mantenimiento, material gastable y de mantenimiento, materias primas, químicos, etc., pero excluye los costos administrativos y cualquier otro costo indirecto. Los cálculos de los costos y los resultados son:

$$C_{om} = a Q^b$$

donde;

C_{om} = costos de O/M, en miles de RD\$

a, b = constantes

Q = caudal de entrada de aguas residuales, en 1,000 m³/día

Costos de O/M para Procesos Alternativos

Proceso de Tratamiento	Ecuación	Costos Estimados (en RD\$ 1,000/año)			Observaciones
		15,000 m ³ /d	10,000m ³ /d	5,000 m ³ /d	
A.S convencional.	$Com = 4,296Q^{0.871}$	21,600	16,946	11,200	Cifras redondeadas
Zanja de Oxidación	$Com = 2,578Q^{0.596}$	12,900	10,169	6,728	Cifras redondeadas

Nota: Ya que la ecuación fue desarrollada para diseños estándares de plantas de tratamiento y usada para propósitos de comparación, esta no debe ser usada para un diseño detallado o análisis financiero.

(5) Evaluación de los Procesos Alternativos

Requisitos de Terreno: Las áreas de terreno requeridas para las facilidades de las plantas de tratamiento son bien diferentes dependiendo del tipo de proceso, condiciones topográficas y geológicas, disponibilidad de terrenos, el tiempo de retención de las aguas residuales dentro de las facilidades. El requisito de terreno para las plantas de tratamiento del tipo de CAS y OD, para la misma capacidad de tratamiento es de 1.5 a 1, en razón de que la zanja de reacción de la OD es menos profunda y son necesarias mayores áreas para los tanques de sedimentación.

Una gran huella, resulta en un mayor costo de capital, especialmente en áreas urbanizadas, donde el terreno es más caro. Los costos de los terrenos de los sitios candidatos para las plantas de Santiago y Lacey son sin embargo relativamente bajos(alrededor de 200 a 300 RD\$/m²), y existen suficientes áreas disponibles para las facilidades de la planta. No hay ni residencias ni comercios localizados en un radio de 300 m de las plantas y por lo tanto habrán menos problemas de índole socioeconómica y ambiental. La mayor cantidad de terreno

requerido para el proceso de OD no afecta de manera significativa los costos de adquisición.

Costos de Capital: Los costos de capital de una planta de tratamiento varía dependiendo de del tamaño de la capacidad de tratamiento, limitación de diseño del caudal de entrada, costo de la tierra, costos locales de construcción, y otros factores específicos del área. El costo de los equipos mecánicos también varía dependiendo del tipo de proceso. El costo de los equipos eléctricos y de control sin embargo, aparentemente no difiere de manera significativa con el tipo de proceso, ya que sus costos están relacionados a la potencia instalada de la planta que al proceso en sí. El costo de capital del proceso CAS en la región fluctua generalmente en alrededor de un 120 a un 150 por ciento más que el del proceso de OD.

Costos de O/M: La operación y mantenimiento de las plantas de OD es mucho menos complejo que los de las CAS. El costo general de O/M en las plantas de proceso CAS es mucho mayor en razón del tipo de proceso en sí, ya que es un proceso más complicado que tiene digestión anaeróbica y facilidades para el secado de los lodos, se requiere de un control más estricto del proceso para la operación de los tanques de aireación, los tanques primarios de sedimentación, y por la adición de químicos para el manejo de los lodos. Comparado con otras tecnologías de tratamiento, los requisitos de energía para el proceso de OD son menores, la atención de los operadores es mínima, y la adición de químicos usualmente no es requerida. Los estimados de costos para los dos procesos muestra que el proceso de OD es aproximadamente de un 60 a un 80 por ciento del costo del proceso CAS.

Desempeño y Características Operacionales: El largo tiempo de retención hidráulica y el mezclado completo del proceso OD minimiza el impacto de cargas súbitas o caídas hidráulicas. Operado apropiadamente, este proceso puede alcanzar un 90% o más en la remoción de DBO, SS, y de nitrógeno amoniacal, si es requerido. Las concentraciones de SS en el efluente son relativamente más altas comparadas con el proceso CAS.

Manejo y Botado de Lodos: El proceso OD produce menos lodos, permitiendo una actividad biológica extendida durante el proceso de lodos activados. Para pequeñas plantas de tratamiento, la mayoría de los procesos de lodos activados resultan muy complicados, y requieren de un más alto nivel de experiencia que la que está usualmente disponible, y por esas razones (tanto en proceso CAS como en el de OD), no se incluyen facilidades de manejo de lodos en estas pequeñas plantas

Para plantas de tratamiento pequeñas, particularmente en el proceso OD, el manejo y botado de lodos no representa ningún problema ya que las cantidades producidas son muy pequeñas, y por lo tanto fáciles de manejar y de disponer de ellas. La digestión de lodos probablemente no sea necesaria en el proceso OD, pero en el caso de que sea necesario la digestión de los excesos de lodos para poder botarlos o por cualquier otra razón, un proceso de digestión puede ser fácilmente adicionado a la planta.

Flexibilidad en la Operación: El proceso CAS no es resistente a las cargas de choque de origen orgánico o tóxico, mientras que el proceso OD si lo es. Cuando una mejora del proceso se hace obligatoria en el futuro, el proceso OD permite ser modificado fácilmente en su método de operación, particularmente para la remoción de tales nutrientes como son nitrógeno y fósforo.

(6) Conclusiones

Los análisis y discusiones más arriba nos llevan a concluir que ambos métodos, el CAS y el OD son considerados como aceptables para las plantas de tratamiento tanto de Santiago como la de Lacey. Sin embargo, para pequeñas plantas de tratamiento como la de la Zona Sur y la de Lacey, el proceso que se recomienda es el OD, debido a las facilidades de operación y mantenimiento y un sistema robusto de operación; una mayor efectividad en términos de costos comparado con el proceso CAS; más flexibilidad para mejoras futuras para la remoción de nutrientes. La planta de tratamiento de Rafey será del proceso CAS ya que el sistema existente adopta el proceso CAS. Las discusiones de más arriba se resumen como sigue:

Comparación de Procesos Alternativos de Tratamiento

Proceso de Tratamiento	Características	Remoción DBO
Lodos Activados Convencional	Alta eficiencia en la remoción de orgánicos.	90% o mayor
	Alta producción de lodos.	
	Proceso muy usado con larga experiencia de operación	
	O/M complejo. Requiere de habilidad del operador.	
	Se requiere de un complejo proceso de tratamiento de lodos.	
	Sensible a cargas de choque.	
	Expandible, de regular a buena si el diseño es conservador.	
	Área de tratamientop requerida más pequeña que el proceso OD.	
	Consumo de energía no tan grande.	
	Dificultad de secado de lodos con simple cama de arena	
Zanja de Oxidación	Una gran superficie de terreno es requerida.	90% o mayor
	Robusta contra cargas de choque y fluctuaciones en la entrada.	
	Preferntemente usada para pequeñas plantas en vez de CAS.	
	Baja generación de lodos, fácilmente secados en camas de arena	
	O/M relativamente simple, requiere alguna habilidad del operador	
	Se requiere un tratamiento para los lodos bien simple.	
	La remoción de N es posible, pero la remoción de bacterias es pobre	
	Más flexibilidad para mejorar y expandir el sistema	
	El clarificador primario puede ser omitido.	
	La generación de olores ofensivos es moderada	
Gran manejo de lodos.		
Necesita de mucho terreno.		

4. SELECCIÓN DEL SITIO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Las nuevas facilidades para la planta de tratamiento de OD para procesar 10,000 m3/día requiere de 3 hectáreas de terreno llano. Debido al tendido existente de las alcantarillas sanitarias, y por razones topográficas, hay pocos sitios candidatos para la planta de tratamiento. Luego de una inspección preliminar, el sitio más probable para la planta de tratamiento ya fue seleccionado y evaluado detenidamente para verificar que sea apropiado como parte del plan regional de un sistema integrado.

Un terreno suficientemente amplio está disponible, localizado en un área de bajo nivel que permite recibir el caudal de las aguas residuales por gravedad. La elevación del terreno está por encima de cualquier nivel de crecida del río que se recuerde, de manera que la planta de tratamiento puede estar operacional y accesible en todo tiempo.

En los alrededores del sitio candidato, no hay gran cantidad de casas o edificios en un radio de 300 m a la redonda, y resultará en menos molestia en cuanto a olores ofensivos, vibraciones y ruidos durante la construcción y la operación de la planta. El acceso al sitio está disponible mediante carreteras públicas suficiente anchas para permitir el transporte de maquinaria y equipos de construcción y para la O/M de la planta.

APPENDIX - 9.2.2 HYDRAULIC AND ORGANIC DESIGN OF COMPONENT FACILITIES

1 INTRODUCTION

Under the Sewerage Improvement Program a new wastewater treatment plant is planned in the Zona Sur District with the final treatment capacity of 14,200 m³/day (at the maximum daily flow). The plant is scheduled to be constructed under the two consecutive stages, 5,000 m³/day capacity plant each in the First Stage and Second Stage. For the preliminary design purpose, a module of oxidation ditch channels with 1,250 m³/d capacity is developed. Then, a 10,000 m³/day capacity plant, comprising eight module channels, has been checked for hydraulic and pollutant loads on each component facility.

2 DESIGN BASES

2.1 Wastewater Inflow Rates

The maximum daily wastewater inflow rate (2015 est.) 10,000 m³/d (including industrial wastewater)
 The average daily wastewater inflow rate (2015 est.) 8,340 m³/d
 The maximum hourly wastewater inflow rate (2015 est.) 17,200 m³/d

2.2 Influent and Effluent Wastewater Characteristics

The expected influent and effluent wastewater qualities, and pollutants removal efficiencies are as follows:

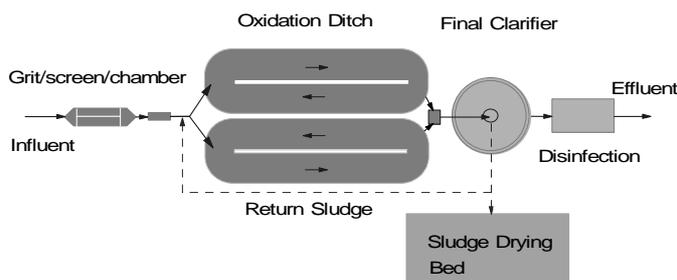
Pollutant Parameters	Wastewater Quality		Removal Efficiency
	Influent (mg/L)	Final Clarifier Effluent (mg/L)	OD and Final Clarifier (%)
BOD	160	16	90
SS	200	20	90
COD	400	100	75
T-N	35	11	70
T-P	2.4	2.4	0

2.3 Wastewater Temperatures

High wastewater temperature in summer season : 25
 Low wastewater temperature in winter season : 20

2.4 OD Wastewater Treatment Process Flow Chart

The oxidation ditch is an orbital system consisting of two concentric ovaloid channels, forming a closed ring-shaped circuit which will not create eddies or dead areas. The general schematic layout plan of the process is shown in the following:



3 OXIDATION DITCH

3.1 Design Basis

Design wastewater inflow rate : Q 10,000 m³/d (maximum daily flow)
 Ratio of soluble BOD/total BOD : 0.75 -
 S-BOD of influent to reactors : S_{CS} 120 mg/L
 SS of influent to reactors : S_{SS} 200 mg/L
 MLSS concentration : X_A 4,000 mg/L (3,000 ~ 5,000)
 Return sludge solids concentration : X_R 8,000 mg/L
 Ratio of return sludge : R 1.0 to the inflow

Hydraulic retention time(HRT) : 24 hours = 1.0 day (24 ~ 48)
 Volume of reactor (channel) V_A 10,000 m³ (= $\theta \cdot Q/24$)
 Sludge retention time (SRT), given by the following equation:

$$SRT = \frac{\theta \cdot X_A}{a \cdot X_{Scs} + b \cdot X_{Sss} - c \cdot \theta \cdot X_A} = 44.4 \text{ days (8-50 days)}$$

where

a : Sludge conversion ratio of S-BOD 0.50 mgMLSS/mgBOD
 b : Sludge converted ratio of SS 0.95 mgMLSS/mgSS
 c : Microbial decay coefficient by endogenous respiratic 0.04 L/day

3.2 Excess Sludge Production

Solids production (dry-weight basis) $Q_w \cdot X_w$ 0.9 t/d (= $\{ a \cdot X_{Scs} + b \cdot X_{Sss} - c \cdot \theta \cdot X_A \} \cdot Q$)
 Sludge solids concentration X_w 8,000 mg/L
 Sludge production Q_w 113 m³/day

3.3 Organic Loadings

BOD to SS loading:

$$L_s = \frac{Q \cdot S_c}{X_A \cdot V_A} \text{ (kg BOD/kgMLSS} \cdot \text{d)}$$

$$= 0.04 \text{ (Common values :0.03-0.05)}$$

Volumetric BOD Loading is:

$$L_v = \frac{Q \cdot S_c}{V_A} \times 10^{-3} \text{ (kg BOD/m}^3\text{/d)}$$

$$= 0.16$$

where

Q : Wastewater Inflow to Reactors (m³/d)
 S_c : Influent BOD Concentration (mg/L)
 X_A : MLSS Concentration (mg/L)
 V_A : Reactor Volume (m³)

4 OXYGEN REQUIREMENTS

4.1 Oxygen Required for Oxidation Ditch

The total oxygen required for the oxidation ditch operation includes those for BOD removal, endogenous respiration and nitrification.

$$\text{Total oxygen requirements} = O_{D1} + O_{D2} + O_{D3} \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

4.2 Oxygen Requirement for BOD Removal (O_{D1})

$$O_{D1} = A \times (\text{Removed BOD} - \text{Removed Nitrogen} \times K)$$

where

A : Oxygen requirements for BOD removed (kg O₂/kg B = 0.6 (Range; 0.5 ~0.7)
 K : BOD consumed through denitrification (kg BOD/kg l = 2.86
 BOD removal = 1,440 (kg BOD/d)

Then, the oxygen requirement for BOD removal is :

$$O_{D1} = 864.0 \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

4.3 Oxygen Requirement for Endogenous Respiration (O_{D2})

$$O_{D2} = B \times V_A \times MLSS$$

where

B : O₂ requirement for endogenous respiration per unit MLSS (kg O₂/kg ML 0.05 (0.05 ~ 0.15)
 V_A : Capacity of aerobic part of reactor, m³ (Assume aerobic/anaerobic ; 0.: 5,000
 $MLVSS/MLSS$ = 0.8
 $MLSS/MLVSS$ (kg MLVSS/m³) = 3.2

Then,

$$O_{D2} = 800 \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

4.4 Oxygen Requirement for Nitrification (O_{D3})

$$O_{D3} = C \times K_{jedahl} \text{ Nitrogen Nitrified}$$

where

C : Oxygen consumed by nitrification (kg O₂/kg N= 4.57

Influent Kjeldahl nitrogen concentration	(mg/L) =	35
Effluent Kjeldahl nitrogen Concentration	(mg/L) =	5
Influent Kjeldahl nitrogen quantity	(kgN/d) =	350
Effluent Kjeldahl nitrogen quantity	(kgN/d) =	50
Nitrogen contents of excess sludge	(%) =	8
Removed Kjeldahl nitrogen in excess sludge	(kg N/d) =	72
Nitrified Kjeldahl nitrogen content	(kg N/c) =	228

therefore,

$$O_{D3} = 1,042 \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

4.5 Total Oxygen Requirements

Oxygen outflow from the reactor with effluent is neglected. Then the actual oxygen requirement (AOR) in case nitrification occurred in the reactor is:

$$AOR = O_{D1} + O_{D2} + O_{D3} = 2,706 \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

From the above the standard oxygen requirement (SOR) can be obtained by the following equation:

$$SOR = \frac{AOR \times C_{sw}}{1.024^{(T-20)} \times \alpha (\beta \cdot C_s - C_A)} \times 760/P = 2,842 \text{ kgO}_2\text{/day}$$

where

C_{sw} = saturated seawater level oxygen concentration at 20°C; 8.84 mg/L

α = 0.93

β = 0.97

P = atmospheric pressure (mm Hg)

Then SOR for BOD removed is :

$$SOR_{BOD\text{ remv.}} = \frac{2,842}{1,600} = 1.78 \text{ kgO}_2\text{/kgBOD-removed}$$

4.6 Aeration Equipment

4.6.1 Required Oxygen Supply of Aerators

For a channel, two aerators will be installed; one is continuously operated for DO control, and the other mainly for mixing the liquor and as standby use. The necessary oxygen supply rate of a rotor is calculated as:

$$\begin{aligned} \text{Oxygen required} &= \frac{BOD \text{ (kg-BOD/d /ditch)} \times SOR \text{ (kgO}_2\text{/kgBOD removed)}}{24 \text{ hr.}} \\ &= 13.32 \text{ kg-O}_2\text{/hr./aerator} \end{aligned}$$

4.6.2 Aerator Motor Outputs

$$P_s = \text{Oxygen requirement} \times \frac{(1 + \alpha)}{E \cdot \eta \cdot N \cdot T}$$

where

E : oxygen absorption efficiency (kg O₂/axle kW) = 2.2

η : mechanical efficiency = 0.87

The number of oxidation ditches = 8

The number of aerator installed in each ditch = 2 (one aerator is for standby)

N : Number of aerators (units) = 16 (including 8 units for standby)

T : operation time of aerator (hr) = 24

α : allowance = 0.15

For nitrification operation

$$P_s = 8.89 \text{ kW use 11kW motor}$$

4.6.3 Rotor Size and Ditch Cross Section

Total No.of aerator = 16.0 units (two aerators for each ditch)

Motor output = 11 kW

Aerator size = 1.8 m dia. The maximum oxygen supply rate: 439 kgO₂/day/unit.

Channel width = 4.0 m

Channel depth = 2.5 m

5 SCREENS AND GRIT CHAMBERS

5.1 Screens

Screens type	=	Manually-cleaned bar screens
Cleaqr bar openings	=	30 mm
Slope of screens	=	75 degrees from horizon
Number of screens	=	2 units

5.2 Grit Chambers

5.2.1 Design Basis

Grit chamber type	=	Gravity flow, rectangular tank
Design flow rate (maximum daily flow)	=	10,000 m ³ /day
Overflow rate :	=	1,800 m ³ /m ² ·day
Required surface area	=	5.6 m ²
Flow velocity in the tank :	=	0.3 m/s
Hydraulic retention time	=	60 sec

5.2.2 Shape and Size of the Chambers

Number of tank	=	2 units
Breadth of a tank	=	0.6 m
Length of tank	=	10.0 m
Effective depth	=	0.5 m
Actual surface area	=	12 m ²
Actual overflow rate	=	833 m ³ /m ² ·day
Actual velocity of flow	=	0.28 m/s
Actual hydraulic retention time	=	26.0 sec.

5.2.3 Flow Measurement

A 9" type Parshall flume will be used.

The flowmeasurement range (free flow)	=	Minimur	0.00255 m ³ /s
	=	Maximur	0.252 m ³ /s

6 CHANNELS

6.1 Channel Capacity

Required channel volum	=	10,000 m ³
Number of ditche	=	8 units of orbal ditch
Volume of a ditch	=	1,250 m ³

6.2 Channel Shape and Dimension

Sectional area $A = W \times H - 0.3 \times 0.3 = 9.91 \text{ m}^2$

Horse shoe channel $Lc = W_1 \times 3.142$
 $= 12.9 \text{ m}$

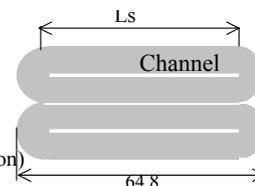
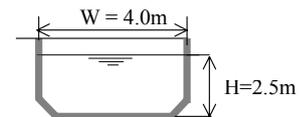
Long straight channel $Ls = \frac{V - Lc \times A}{2 \times A}$
 $= 56.6 \text{ m (total straight length in a channel)}$

wnece

A : channel cross sectional area	=	9.91	m ²
V : channel volume	=	1,250	m ³
W : channel width	=	4.0	m
H : channel depth	=	2.5	m
W ₁ : radial of horse shoe centerlin	=	4.1	m

Shape and dimension of channels :

V : Volume	=	1,250 m ³ /ditch
W : Channel width	=	4.0 m
H : Ditch depth	=	2.5 m
Lc : Ditch length	=	12.9 m (horse shoe)
Ls : Ditch length	=	56.6 m (straight portion)



7 FINAL CLARIFIR

7.1 Design Basis

Design Inflow Rate	Q =	10,000 m ³ /d	(Maximum daily flow)
Overflow Rate		12 m ³ /m ² /d	
Surface area		833 m ²	
Effective depth of tank		3.5 m	
Hydraulic detention time		7 hr	

7.2 Excess Sludge Production

Input sludge solids	0.90 t/day
Sludge solids concentration	1.0 %
Sludge production	90 m ³ /d

7.3 Tank Shape and Size

Shape	Circular center feed type
Tank internal diameter	16 m
Effective depth	3.5 m
No. of tank units	4 units
Surface area of a tank	208 m ²
Total tank surface area	832 m ²
Overflow weir length	51.2 m
Actual overflow rate	12.0 m ³ /m ² /d (8~12)
Actual weir loading	49 m ³ /m/d (<50)

7.4 Sludge Pumps

Pump capacity	1.0 m ³ /minute
Number of pump unit (operation)	4 units
Number of pump unit (standby)	4 units
Operation time	0.38 hr./day

7.5 Sludge Sand Beds

Sand bed area required	2,400 m ²
Sludge drying time	8 days (7 days drying and 1 day for removal)
Sludge thickness	0.3 m
Bed size	16 units of square block (12.5 m x 12.5m)

8 DISINFECTION SYSTEM

8.1 Design Basis

Inflow rate	8,340 m ³ /day (average daily flow)
Contact time	15 minutes
Dosing rate	5 mg/l
B38Disinfectant+B207 Hypochlorite solution	(Refer to the table and graph shown at the end of this appendix.)

8.2 Chlorine Contact Tank Shape and Dimensions

8.2.1 Tank volume

$$V = \frac{Q \times t}{1,440}$$

$$= \frac{\quad}{87} \text{ m}^3$$

where

Q: wastewater inflow rate	8,340 m ³ /day
t: chlorine contact time	15 minutes

8.2.2 Tank Shape and Dimension

Effective tank width	W =	1.5 m
Effective water depth	H =	1.5 m
Channel number	N =	2 channel
Split of channel	n =	2 with longitudinal baffle
Channel length	L =	9.7 m
Effective volume	V' =	87.3 m ³
Contact time	t' =	15 minutes

8.2.3 Chlorinator

Chlorine dosage rate:

$$V_1 = R \times 10^3 \times Q/24$$

$$= 1,737.5 \text{ g/hr}$$

where

Q : maximum daily wastewater inflow 8,340 m3/day
 R : chlorine dosage rate 5 mg/L

Chemical requirements:

Chemical for chlorination : hypochlorite
 Chemical requirements :

$$V_2 = V_1 \times 100/C/d$$

$$= 12,066 \text{ (ml/hr)} \quad 289.6 \text{ L/day}$$

C : effective chlorine concentration 12 %
 (Available chlorine contents in market range 10 to 15%)

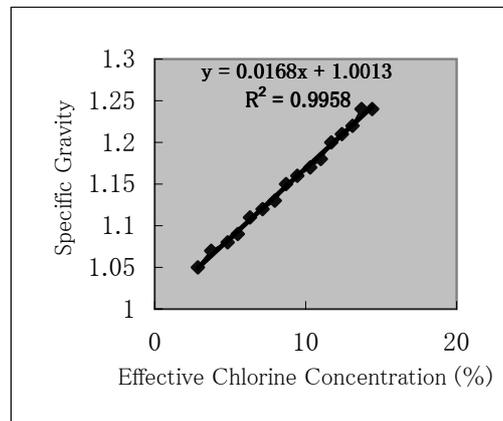
d : specific gravity of hypochlorite solution 1.2
 to effective chlorine concentration

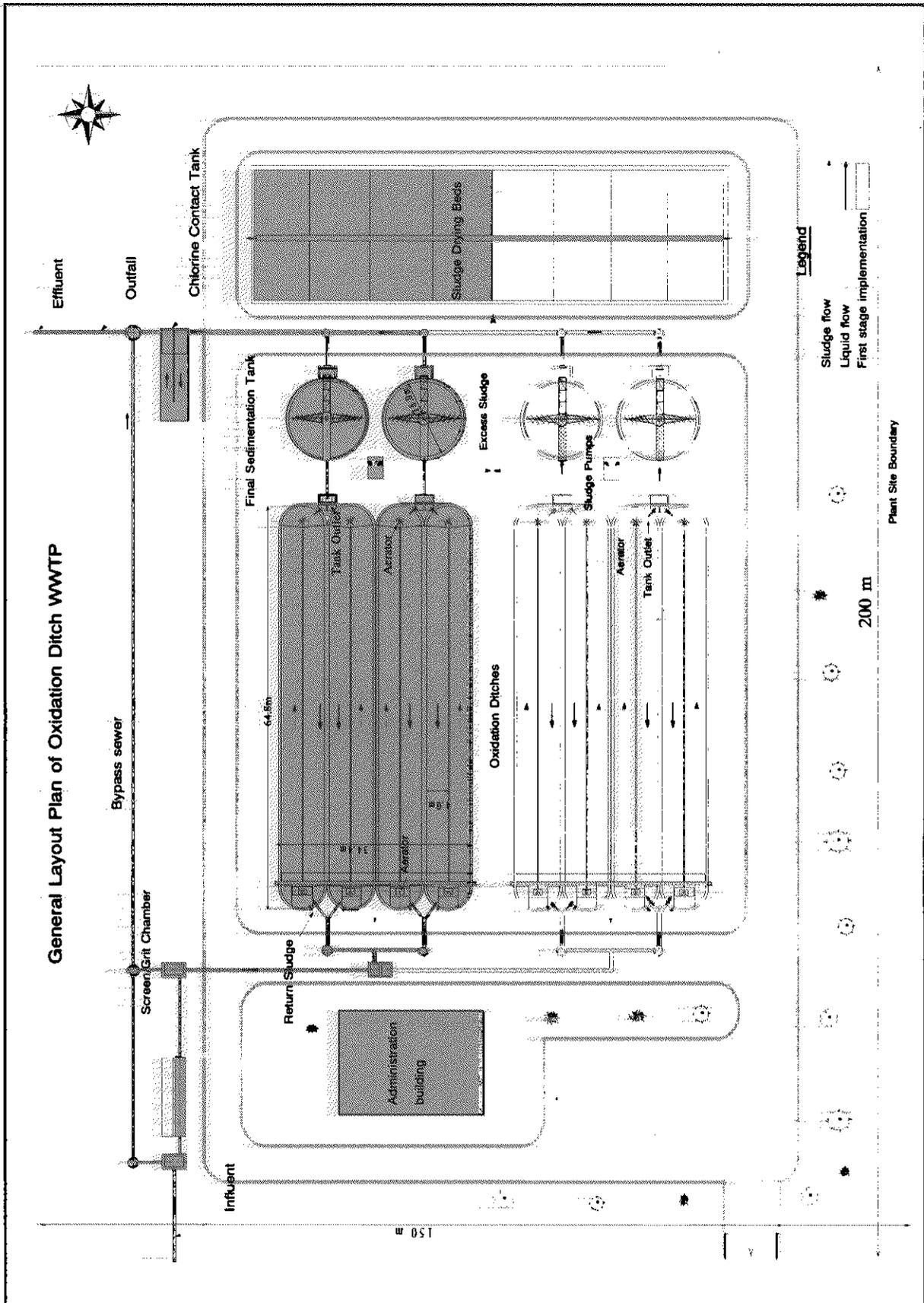
Chemical stock :

Minimum chemical stock : 10 days
 Chemical stock in volume : 2,896 liters

Relationship between specific gravity of Hypochlorite solution and effective chlorine concentrations are shown in the following table and graph:

Effective Chlorine		Hypochlorite concent. Wt%	Specific gravity
g/L	Wt %		
30	2.86	3.00	1.05
40	3.74	3.94	1.07
50	4.83	4.87	1.08
60	5.50	5.76	1.09
70	6.31	6.84	1.11
80	7.14	7.50	1.12
90	7.95	8.84	1.13
100	8.70	9.16	1.15
110	9.45	10.05	1.16
120	10.30	10.75	1.17
130	11.00	11.53	1.18
140	11.70	12.28	1.20
150	12.40	13.03	1.21
160	13.10	13.75	1.22
170	13.70	14.45	1.24
178	14.40	15.00	1.24

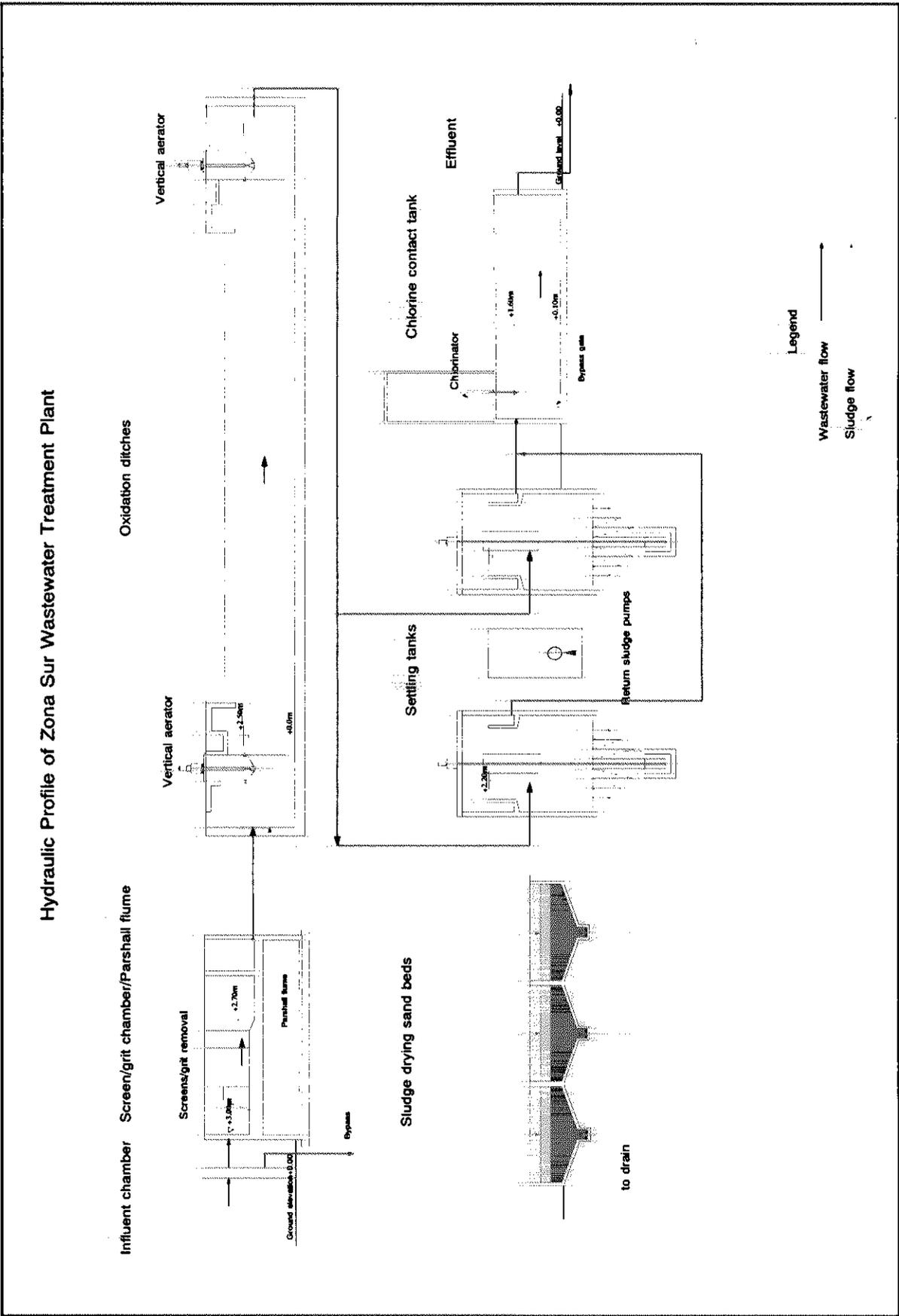




THE STUDY ON THE IMPROVEMENT OF SEWERAGE SYSTEM AND ENVIRONMENT IN THE CITY OF SANTIAGO

FIGURA A9.2.1 ZONA SUR OXIDATION DITCH WWTP PLANO GENERAL

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



THE STUDY ON THE IMPROVEMENT OF SEWERAGE SYSTEM AND ENVIRONMENT IN THE CITY OF SANTIAGO

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

FIGURA 9.2.2
OXIDATION DITCH PROCESS HYDRAULIC PROFILE

APÉNDICE - 9.2.3

CONCEPTOS PARA LA PLANIFICACIÓN DE PLANTAS

1. Generalidades

Una planta de tratamiento para aguas servidas mediante el proceso de Zanja de Oxidación con una capacidad de tratamiento de 5,000m³/día será construida bajo la Primera Etapa del Programa para tratar las aguas servidas generadas en el Distrito de Alcantarillado Sanitario de la Zona. Después que las facilidades iniciales de la planta sean construidas, cuerpos adicionales de 5,000m³/día serán adicionados durante la Tercera Etapa del Programa. Entonces, la planta de tratamiento tendrá una capacidad de tratamiento de 10,000m³/día para el año 2015. Facilidades de tratamiento adicionales podrían ser añadidas de acuerdo a las necesidades en las etapas finales después del año 2015 hasta alcanzar una capacidad final de tratamiento de 14,190m³/día (2015 est.).

El propósito del diseño preliminar de ingeniería es el de proveer las bases para un diseño detallado para la verdadera etapa de construcción y para el análisis económico bajo el Estudio de Factibilidad. En este apéndice, las facilidades de los componentes de la planta de tratamiento para tratar 5,000m³/día de aguas servidas, están planificadas basadas en las cargas hidráulicas y de contaminación estimadas para el año 2015.

2 Desarrollo del Sitio de la Planta de Tratamiento

2.1 Disponibilidad del Sitio para la Planta de Tratamiento

Hay un terreno llano, vacante y de buen tamaño disponible para la planta de tratamiento, localizado en la ribera derecha del río Yaque del Norte. Este terreno está al día de hoy cubierto de arbustos y pequeños árboles, y no está siendo usado con ningún propósito. El sitio ha sido evaluado los aspectos socio-económicos, topográficos, ambiental, tamaño, finalmente el tamaño de planta de tratamiento que puede ser acomodada en él.

Un terreno de buen tamaño está disponible a aproximadamente 300 m de la ribera norte del río. El entorno del terreno está vacante y no hay ni residencias ni mayores estructuras en un radio de 300 m. El área de terreno requerido es de 3 hectáreas para una planta de tratamiento de 10,000 m³/día (a ser expandida para el año 2015) y aún más terreno debe ser asegurado para la capacidad última de tratamiento de 14,000m³/día.

El sitio se puede acceder por un camino no pavimentado de 6 m de ancho que se comunica con la Ave. Circunvalación por el lado norte.

2.2 Condiciones del Sitio

El nivel de la elevación del agua del río en el punto de descarga no está disponible. Sin embargo, el nivel de la superficie del terreno es de aproximadamente 100 m sobre del nivel medio del mar y nunca se ha inundado en el pasado.

La superficie del terreno es relativamente llana con algunas elevaciones naturales. Las aguas superficiales son pocas y no se espera que afecten las estructuras debajo del nivel del terreno. El efluente tratado será descargado al río Yaque del Norte en un punto 5 Km. Aguas arriba de la parte central de la ciudad de Santiago.

3 Principios de Diseño

3.1 Cargas Hidráulicas/Orgánicas en las Facilidades

Cada componente de la facilidad ha sido chequeado con respecto a la capacidad hidráulica y a las cargas de desperdicios orgánicos promedio y los caudales máximos por hora y por día. Toda la tubería y los canales para los procesos deben ser diseñados para transportar el caudal máximo por hora, pero para las facilidades para los procesos de tratamiento primarios y secundarios se usará el caudal máximo diario.

3.1.1 Caudales de Aguas Servidas a la Entrada

- El máximo caudal de aguas servidas diario: 5,000m³/día
- El caudal promedio de aguas servidas diario: 4,170m³/día
- El máximo caudal por hora de aguas servidas: 8,860m³/ día

3.1.2 Características de las Aguas Servidas

Las características estimadas de las aguas servidas a la entrada de la planta y la eficiencia en la remoción de los contaminantes son tabuladas a continuación:

Características de las Aguas Servidas (est. al 2015)

Parámetros de los Contaminantes	Calidades a la Entrada		Eficiencia de la Remoción (%)	Calidades de los Efluentes	
	(mg/L)	(kg/d)		(mg/L)	(kg/d)
DBO5	160		90	16	
SS	200		90	20	
T-N	35		70	11	
T-P	2.4		0	2.4	

3.2 Diseño

3.2.1 Diseño de la Planta t Operación

El diseño de la planta y su operación será de tal manera que se minimice cualquier olor desagradable en las comunidades vecinas, y flexible de manera tal que pueda ser acomodado a los cambios no anticipados del efluente en el futuro, sin necesidad de descartar la facilidad existente.

El diseño de la planta contendrá elementos flexibles, que aseguren los cambios en la operación para mejorar el desempeño de la planta y que estos puedan ser implementados con facilidad.

3.2.2 Control de Proceso

Con el objetivo de simplificar la operación, el control de proceso mediante el uso de sensores será mantenido al mínimo y solo se usarán en áreas donde su uso signifique una ventaja en los costos. El proceso tiene que ser robusto y difícil de trastornar. Cualquier cambio en el proceso, incluyendo procesos adicionales, deben estar acordes con las habilidades adquiridas por el operador a través de la experiencia y un programa de entrenamiento.

3.2.3 Operación y Mantenimiento

Un factor subyacente que es fundamental para la protección de la inversión de construir una facilidad, también para el funcionamiento exitoso de la planta de tratamiento(cumplir con los

objetivos de diseño), es la existencia de un bien estructurado y comprensivo programa de entrenamiento para los operadores de la planta. Es importante que los operadores se familiaricen íntimamente con los componentes de la planta de tratamiento, la función e independencia de cada unidad de proceso. Esto solo puede ser alcanzado mediante un comprensivo programa de entrenamiento.

3.2.4 Conductos para el Flujo

Todas las tuberías y canales para los procesos secundarios están diseñados para conducir el caudal máximo por hora de 8,860m³/día. Las esquinas del fondo de los canales deben ser fileteadas (sabaletas) y diseñadas para impedir la formación de bolsillos que acumulen sólidos. Compuertas apropiadas se colocarán en los canales para sellar las porciones no usadas que puedan acumular sólidos. La alcantarilla de entrada está diseñada para un flujo sin restricciones.

3.2.5 Control de División Flujo

El diseño proveerá de facilidades para la división del flujo para asegurar el control de las cargas hidráulicas y orgánicas a las diferentes unidades de proceso. Para estas facilidades, debe ser considerado en el diseño accesos convenientes, fáciles y seguros; cambios, observación y mantenimiento. La división de flujo deberá ser medida usando instrumentos de medición apropiados de manera que se asegure una carga uniforme a todas las unidades de proceso y operación.

3.2.6 Unidades de Desvío

Un mínimo de dos unidades en el cuerpo de proceso de tratamiento líquido serán provistos para todas las unidades de proceso y operaciones en la planta. El diseño proveerá estructuras de desvíos apropiadamente localizados y arreglados y cada tubería de la planta podrá ser removida de servicio independientemente. El diseño de los desvíos facilitará la operación de la planta durante los mantenimientos y reparaciones de emergencia de manera de minimizar el deterioro de la calidad del efluente y garantizar un rápido retorno a una operación normal.

3.2.7 Limpieza de Tuberías y Mantenimiento

Válvulas, adaptadores, y otros elementos deben ser provistos para las tuberías sujetas a taponamientos para facilitar una buena limpieza mecánica o lavado. Tuberías sujetas a taponamiento, como las que conducen los lodos, deben ser cubiertas con un material que cree una superficie interna suave, no adherente, de manera que se reduzca la resistencia al flujo.

3.2.8 Materiales de Construcción

Los Materiales de Construcción y el equipo deben ser resistentes al hidrógeno sulfuroso y a otros gases corrosivos, grasas y aceites y otros similares presentes en las alcantarillas sanitarias. Esto es particularmente importante para la selección de metales y pinturas. El contacto entre materiales diferentes debe ser evitado para minimizar la acción galvánica, y como consecuencia la corrosión.

3.2.9 Nivelación y Paisaje

El sitio de la planta debe ser nivelado y arreglado después de completar la planta. Se proveerán calzadas pavimentadas con asfalto o concreto para el acceso a todas las unidades. Se evitarán las pendientes pronunciadas para evitar la erosión del terreno.

3.2.10 Líneas de Descarga de la Planta

Una alcantarilla será diseñada y localizada para descargar el efluente al río Yaque del Norte de

manera de no perjudicar el buen uso de la corriente que lo recibe, proveyendo de una cascada o de una descarga sumergida en el sitio seleccionado, y de dispersando la descarga de manera de minimizar el impacto a la vida acuática y su crecimiento en las cercanías de la descarga.

El conducto de descarga se construirá protegido de las inundaciones u otros peligros de manera de garantizar dentro de lo razonable su estabilidad estructural y resistencia a taponarse. La línea de descarga tendrá un acceso seguro y conveniente, preferiblemente mediante un registro, de manera que la muestra del efluente pueda ser obtenida en un punto después del final del tratamiento, y antes de que se mezcle con las aguas del río receptor.

4 Diseño y Operación de la Planta

4.1 Facilidades Esenciales

4.1.1 Equipos Mecánicos

El equipo seleccionado debe estar disponible, debe ser posible repararlo localmente, y debe estar soportado por manuales de operación y mantenimiento de fácil entendimiento. Los repuestos deben estar disponibles localmente.

4.1.2 Facilidades para Energía de Emergencia

La planta debe tener una fuente alterna de energía para asegurar la continuidad de la operación durante los apagones. Métodos para proveer fuentes alternas incluyen:

- Provisión de por lo menos dos accesos a circuitos diferentes del tendido público;
- Una unidad portátil o fija de generación por medio de un motor de combustión interna;
o
- Equipo portátil de bombeo para cuando se requiera bombeo de emergencia.

La capacidad mínima requerida para un generador es de 100 Kw. , para cubrir cuatro aireadores, dos colectores de lodos, bombas de lodos y otra potencia requerida por la planta. Este generador debe estar equipado con un transfer automático.

4.1.3 Sistema Sanitario de la Planta

Una fuente de agua potable a presión debe ser provista para el uso del laboratorio y para la limpieza general de la planta. Ninguna tubería o conexión debe existir en la parte de tratamiento de la planta que bajo alguna condición pueda contaminar la fuente de agua potable.

Agua potable suplida por CORAASAN puede ser usada directamente en puntos sobre la superficie para suplir agua caliente y fría a los baños, fregaderos del laboratorio, duchas, fuentes de agua para beber, lavados de ojos, y ducha de seguridad. El agua caliente para cualquiera de los usos descritos no debe ser tomada directamente de la que produce una caldera para calentar el agua para los digestores de lodos.

Donde se use una fuente de agua potable para cualquier propósito en la planta, un tanque de almacenamiento con una bomba y tanque de presión debe ser provisto. El agua debe ser descargada en el tanque de almacenamiento dejando una cámara de aire de por lo menos 15 cm por encima del nivel máximo de alimentación o de rebose lo que sea mayor.

Sanitarios, duchas y closets para ropa serán provistos para servir al personal de la planta.

4.1.4 Medición de Flujo

Un flume Parshall será provisto después de la facilidad de tratamiento primario para que continuamente indique, totalice, y documente el caudal de aguas servidas que ingresan a la planta. Debe evitarse localizar este instrumento lejos de flujos turbulentos, fluctuantes o desbalanceados. El flume Parshall solo es permitido en sitios en donde existen condiciones de descarga libre, condiciones que existen aguas abajo del flujo promedio de diseño.. La sumergencia no debe exceder el 60% del flujo máximo de diseño.

4.1.5 Desvíos de Flujo de la Planta

El diseño de la planta de tratamiento para aguas servidas manda que acepte un caudal de 17,200m³/ día. El caudal en exceso de 17,200m³/ día debe ser entonces desviado hacia las aguas del río aguas arriba de la cámara de entrada de la planta de tratamiento.

4.1.6 Laboratorio

La planta de tratamiento incluye un laboratorio simple para realizar los necesarios análisis analíticos y pruebas de control de operación como: i) Temperatura del agua, ii) pH, iii) DO, etc. El tamaño del laboratorio, el espacio para la meseta, equipos y suministros deberán ser que puedan ser hechos los trabajos analíticos para los parámetros auto monitoreados requeridos para permitir la descarga.

5 Proceso de Diseño

5.1 Tratamiento Preliminar

Las unidades de proceso y las estructuras asociadas con el tratamiento preliminar son las compuertas de entrada a la planta, las parrillas, la remoción de arenas y el equipo de medición del flujo.

5.1.1 Compuertas de Entrada

A la entrada de la planta, se proveerá de una cámara de entrada. Dos compuertas deslizantes se instalarán en la cámara para controlar o desviar la entrada de las aguas. Las compuertas que serán instaladas son:

- Numero de compuertas : 2 unidades (una de desvío)
- Tipo : deslizante (manualmente operada)
- Dimensión de la compuerta : 600mm x 600 mm
- Materiales : Acero
- Pérdida máxima : Aprox. 100 mm

Una compuerta de control será cerrada o abierta para controlar el caudal de entrada. En caso de una emergencia, la compuerta de desvío se abrirá para desviar el caudal en exceso hacia el conducto de descarga al río.

5.1.2 Sistema de Cedazo

Cedazo grueso de barras: Después de la cámara de entrada, dos juegos de cedazos gruesos se proveerán para remover los materiales flotando;

- Número de cedazos : 2 unidades
- Ancho del canal de cedazos : 600mm
- Espacio entre barras : 30 mm
- Pendiente vertical : 45 grados
- Material : Acero

Arreglo de la facilidad de cedazos: Cuando uno de los cedazos es sacado para reparación o mantenimiento, la unidad restante puede manejar la carga de cedaceo con suficiente capacidad. El material resultante de la limpieza de los cedazos debe ser retenido en contenedores cerrados hasta su bote en relleno sanitario.

Drenajes: Se debe prestar atención en el diseño de manera que el drenaje de los cedazos no se derrame en el piso. Facilidades para el lavado de los equipos deben ser provistas. Esto incluye drenajes apropiados para los pisos y tuberías para retornar las aguas resultantes del lavado a la entrada de la planta.

Compuertas de Cierre: Compuertas de cierre operadas manualmente deben ser instaladas antes de los cedazos y después de la cámara de arenas:

- Numero de compuertas de cierre de entrada : 2 unidades
- Numero de compuertas de efluente : 2 unidades
- Tamaño de las compuertas : 600mm x 600mm
- Ancho del canal : 600 mm
- Material : Placa de acero inoxidable

Bote del material retenido por el cedazo: Este material contiene sustancias orgánicas y corrompibles, y si no es botada rápidamente, provocará un criadero de mosquitos, moscas y otros insectos. Como mínimo, debe ser botado diariamente. Todo este material debe ser vaciado en una misma correa transportadora y enviado a una tolva para su recolección antes de ser montado en un camión para su bote final en un vertedero sanitario.

5.1.3 Remoción de Arenas por Gravedad

Tipo de Cámara de Arenas: Las arenas sedimentadas en el fondo de la cámara de arenas se remueven de manera manual y es depositada en una tolva.

Configuración: La remoción de arenas de las aguas servidas se realiza en dos canales separados. El tamaño y la configuración se muestran a continuación:

- Numero de canales : 2 canales en un cuerpo
- Ancho del canal : 600mm
- Largo efectivo : 9m
- Profundidad efectiva : 1,000mm

Remoción de Arenas: Las arenas sedimentadas en el fondo de la cámara de arenas se remueven de manera manual. Las arenas son removidas manualmente y llevadas a una tolva para su almacenamiento, ser botadas en un vertedero sanitario.

5.1.4 Medición del Flujo

Una unidad de 9 pulgadas de un flume Parshall será instalada para la medición del flujo de entrada después de pasar por las cámaras de arenas:

- Tamaño del medidor de flujo : 9 pulgadas (22.86 cm ancho de garganta)
- Rango de la medida de los flujos : 0.00255 ~0.252m³/seg. (flujo libre)
- Largo total del flume : 1,931mm (de la entrada a la salida)

Grado de instrumentación: La instrumentación para el medidor de flujos es mínima, y la conversión del flujo de agua a una señal de rango de flujo es requerida. Las lecturas de flujo serán documentadas.

5.1.5 Distribución del Flujo

Siguiendo el flume Parshall, las aguas servidas fluirán por un conducto hasta la cámara de distribución localizada en el centro de dos grupos de canales reactores, desde donde serán distribuidas a cada canal reactor. La división del flujo es proporcional al volumen de cada reactor.

5.2 Tratamiento Biológico

5.2.1 Zanjas de Oxidación

El caudal de entrada es mezclado con los lodos activados de retorno y serán aireados por 24 horas en los canales. Los parámetros de diseño para el proceso biológico están establecidos como:

- Caudal de entrada de diseño : 5,000 m³/día (Flujo diario máximo)
- Concentración Promedio DBO5 entrada : 160 mg/l
- Total DBO5 : 1,896 kg/día
- MLSS : 4,000 mg/l
- Tiempo de Retención Hidráulico (TRH) : 24 horas al máximo caudal diario
- Tasa de Retorno de lodos : 100 % del máximo caudal diario
- Profundidad efectiva de líquido en el canal: 2.5 m
- Sistema de Aeración : Aeración mecánico vertical
- Eficiencia de remoción de DBO5 : 90 % (combinado con clarificadores)

Configuración del reactor: Cuatro grupos de zanjas de oxidación, consistentes en dos canales independientes serán provistos:

- Número de zanjas: 4 grupos
- Forma de la zanja : dos anillos concéntricos formados por canales ovalados
- Volumen de cada zanja : 1,250m³
- Dimensión de la zanja : 69.5m L x 4.0m A x 2.5m H
- Dispositivo de control entrada : entrada sumergida
- Dispositivo de control salida :canaletas de rebose ajustables (rango 400 mm)

Construcción del reactor: Dispositivos de control para la entrada y la salida serán provistos para ajustar los niveles de líquido y permitir que la zanja de oxidación sea operada intermitente o continuamente. La entrada de las aguas servidas crudas debe ser de manera sumergida y dirigida aguas abajo para minimizar cualquier corto circuito. El canal será construido en concreto.

Provisión de Aire: El requerimiento de aire para los canales es calculado basándose en un requerimiento total de oxígeno de 2,842 kg O₂/día. El sistema será capaz de mantener una concentración de oxígeno disuelto de 2.0 mg/l en el licor mezclado y probablemente nitrificará las aguas servidas. Sensores para medir in-situ la concentración de oxígeno disuelto serán

usados. Dos aeradores mecánicos verticales serán provistos para cada canal:

- Tipo de aerador : aerador vertical, motor de 11kW
- Máx. oxígeno supliado por Aerador : 439 kgO₂/día/unidad
- Numero de aeradores : 8 unidades (4 unidades mayormente para un mezclado lento del licor)

Monitor para oxígeno disuelto: Una concentración mínima de oxígeno disuelto de 2.0 mg/l será mantenida en los canales. Un sensor será instalado en cada canal para medir in situ la concentración de oxígeno disuelto.

5.2.2 Clarificadores Finales

Dos clarificadores finales serán instalados después de los canales reactores. El criterio de diseño para los clarificadores se muestra a continuación:

- Numero de clarificadores : 2 unidades
- Tipo de clarificadores : Alimentación central tanque de flujo radial
- Caudal de Diseño : 2,500 m³/día
- Carga de superficie (a Q Dm) : 21 m³/m²/día
- Diámetro del Clarificador : 16 m
- Área de la superficie del tanque : 208 m²
- Profundidad efectiva del agua : 3.5 m
- Recolección de lodos : Circular, rascadores mecánicos, 1.5kW

Controles: La operación del clarificador será controlada manualmente, aunque las bombas serán controladas de manera automática o manual. El clarificador se le instalará un mecanismo de seguridad para controlar el torque y un sistema de alarma.

Retorno de lodos: El retorno de los lodos activados es bombeado de los clarificadores a las zanjas de oxidación, usando las bombas de retorno de lodos desde el cuarto de bombas localizado junto a los clarificadores. El exceso de lodos es extraído de los clarificadores de tiempo en tiempo y conducido a las camas de secado.

Calidades del efluente: El DBO y los SS del efluente tratado deben ser de 35 mg/l o menores.

5.2.3 Bombas para el Retorno de Lodos:

La capacidad para las bombas de retorno de lodos es determinada de manera que puedan retornar el máximo lodo del 100% del caudal de entrada en los canales reactores. Los parámetros de diseño de las bombas son como sigue:

- Tipo de bomba : Bomba de tornillo centrífugo
- Diámetro de la bomba : 100 mm
- Capacidad : 1.5 m³/min.
- Cabeza Dinámica Total (TDH) : 10 m
- Número de bombas : 4 unidades (una en standby)
- Potencia del motor : 5.5 Kw.

Operación de la bomba: El bombeo de los lodos del clarificador puede basarse en la medición manual de la profundidad de la carpeta de lodos en el fondo del canal. Una vez que la altura de la carpeta de lodos ha sido determinada, el ciclo para el bombeo de los lodos del clarificador a los clarificadores primarios o a las facilidades de los espesadores puede ser determinada

manualmente para cada clarificador en particular. Las bombas estarán apagadas/ prendidas secuencialmente basadas en los incrementos de tiempo para cada clarificador. Habrá un dispositivo mostrando que las bombas están girando y el tiempo de uso de cada una.

Grado de instrumentación: La instrumentación debe consistir en un reporte de tiempo total de uso de cada una de las bombas. Esta información será enviada y documentada al cuarto de control o al panel. La indicación de la operación del mecanismo del rascador de lodos será provista al cuarto de control.

5.2.4 Tanque de Clorinación por Contacto

Sistema de Clorinación: La capacidad del clorinador debe ser suficiente para producir un efluente que cumpla con los límites de Coliformes totales especificados por los estándares de requisitos de MPN 1,000/100mL (Norma de calidad del agua y control de descargas, AG-CC-01) todo el tiempo. El sistema de desinfección por cloro soluble consiste de un tanque de contacto, equipo de clorinación, almacén de depósito, y servicios auxiliares.

Parámetros de diseño: Los parámetros de diseño para el tanque de contacto para la clorinación son:

- Caudal hidráulico máximo : 8,860 m³/día (flujo máximo por hora)
- Tiempo de contacto : 15 minutos al caudal de diseño
- Capacidad del sistema de alimentación de cloro : 5 mg/l al caudal máximo
- Capacidad almacenamiento para el hipoclorito : 2.9 m³ (10 días)

Geometría del tanque de contacto: El tanque de contacto será de concreto reforzado con mamparas a lo largo de su longitud, cuya longitud efectiva será mucho mayor que su anchura. La geometría del tanque es:

- Numero de tanques : 1 unidad
- Ancho efectivo del canal : 1.5 m
- Profundidad efectiva del canal : 3.0 m
- Longitud efectiva del canal : 9.7 m
- Volumen efectivo del tanque : 87.3 m³
- Profundidad efectiva del agua : 1.5 m

Equipo: La capacidad instalada para el sistema de alimentación del cloro será suficiente para dosificar 3 miligramos por litro al caudal máximo de diseño. El equipo de alimentación consistirá de lo siguiente:

Tanque de almacenamiento de la solución;

- Tipo : FRP tipo cilindro
- Diámetro interno : 2,800 mm
- Altura : 3,900 mm
- Capacidad del tanque : 20 m³
- Numero de tanques : 1 unidad

Bombas de alimentación;

- Tipo : Bomba de diafragma
- Capacidad de descarga : 6 l/min.
- Numero de bombas : 2 unidades

Almacén: Los requerimientos de seguridad industrial para el manejo de sustancias tóxicas y cualquier otro código que aplique, incluyendo contra fuegos serán rigurosamente aplicados en el

almacenamiento y manejo de químicos. Ventilación forzada será instalada con una capacidad de cambiar el volumen de aire cada minuto cuando haya personal dentro de almacén.

5.2.5 Camas de Secado de Lodos

El exceso de lodos de cada bloque de camas, será sacado directamente por gravedad mediante la operación de las válvulas de entrada de las camas de arena en donde se han secado por 7 días para producir las tortas de lodo seco. Las tortas de lodo seco serán removidas manualmente. El tamaño y la geometría de las camas de secado son:

- Volumen promedio de
- producción de lodos : 90 m³/día
- Concentración de sólidos en el lodo : 1.0 por ciento
- Tiempo promedio de secado : 8 días (incluye un día para remoción de tortas)
- Área total camas de secado : 1,250 m²
- Forma de las camas : Rectangular
- Numero de camas : 8 bloques
- Dimensión interior de las camas : 12.5 x 12.5 m
- Profundidad de lodo crudo : 0.3 m
- Estructura de las camas : Capa superior de arena:20 cm, capa inferior De grava:40 cm
- Drenajes de fondo : tubos de concreto de drenaje, de 100 mm o mayores
- Líneas de alimentación a camas : Tubos de hierro fundido de 150 mm de diámetro

6 FACILIDADES PARA ELECTRICIDAD, INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

Las funciones y disposición de los más importantes equipos eléctricos, instrumentación y control. Los números, formas, tamaños y breves especificaciones para el equipo son provistos con el propósito de que sirvan para los diseños preliminares, y podrán estar sujetos a cambios menores durante la etapa de diseño detallado. El número, tamaño, y potencia de los equipos se listan en la *Tabla 1*.

6.1 Generalidades

Los requerimientos básicos para los equipos eléctricos, instrumentación y control para la planta de tratamiento de OD para la Zona Sur, son idoneidad, confiabilidad y seguridad. La idoneidad de los equipos mayores tales como breakers, transformadores de potencia, y los centros de control para los motores se determinan mayormente por los requisitos de manejo de grandes corrientes de manera continua que requieren las plantas de tratamiento para manejar las cargas y la disponibilidad de la capacidad de manejo de cortos circuitos en la alimentación de potencia.

La confiabilidad del equipo en cuanto a la capacidad del sistema eléctrico de proveer potencia donde y cuando es requerida bajo condiciones normales y anormales. La seguridad involucra la protección del personal de la planta así como también el cuidado de los equipos bajo cualquier condición de operación y mantenimiento.

El sistema eléctrico debe ser diseñado con suficiente flexibilidad para permitir que uno o más componentes sean sacados de servicio sin interrumpir la operación de la planta. El diseño eléctrico de la planta debe cumplir con todas las normas, códigos y regulaciones que apliquen.

6.2 Facilidad de Potencia Eléctrica

6.2.1 Generalidades

El sistema básico de distribución eléctrica puede ser mejor descrito como un sistema secundario selectivo. Una línea eléctrica de potencia debe ser recibida a la subestación principal. Otra separada debe ser planificada como en stand by para ser usada en el futuro.

La potencia eléctrica recibida debe ser llevada mediante dos transformadores principales a un voltaje de 440 voltios. Cada transformador debe tener la capacidad de manejar las cargas en la planta de tratamiento hasta el año 2015. El voltaje de 440 v debe ser llevado a un voltaje inferior de distribución (iluminación, salidas, etc.) mediante transformadores instalados en sitios requeridos.

El sistema de protección debe proteger adecuadamente el equipo eléctrico. Una protección extensiva será considerada para la operación del generador de emergencia en paralelo con el sistema público de energía.

Especificaciones de la facilidad de potencia eléctrica, capacidad de corriente, capacidad de corto circuito, etc., debe ser tomado en consideración para el diseño de la futura expansión.

6.2.2 Requisitos de Potencia para la Planta de Tratamiento

Como fue descrito en algún detalle en la proxima Tabla, los equipos mecánicos de la Planta de Tratamiento una potencia máxima de 80 Kw., Excluyendo a los equipos de stand by.

No.	Proceso	Equipo	Potencia Motor (Kw.)
1.	Canales Reactores	Aireador Mecánico Vertical	44.0
2.	Clarificadores Finales	Colectores de lodos	3.0
3.	Bombas Retorno Lodos	Bombas (3 x 5.5kW)	16.5
4.	Tanques Contacto Cloro	Bomba de Diafragma (1.5 Kw.)	1.5
5.	Potencia Edificios/Facilidades		15.0
	Potencia Total Requerida		80.0

Nota: Standbys están excluidos.

6.2.3 Generador de Emergencia

Un sistema de generación de emergencia de un mínimo de 80 Kw. Debe ser provisto. El generador es movido por un motor diesel y será usado como generador de potencia mínima a la planta en caso de apagón. Para poder obtener este concepto de diseño, éste debe ser conectado a la barra de 440 v que es alimentada por la utilidad eléctrica pública.

6.2.4 Potencia DC

Potencia ininterrumpida DC debe ser suplida al panel de brakers y a una facilidad de iluminación. Consecuentemente, potencia AC ininterrumpida será producida por una unidad de inversor para alimentar la instrumentación y las computadoras.

Baterías de ácido-plomo selladas serán seleccionadas para este propósito debido a su excelente calidad para estos propósitos. La capacidad del banco de baterías se diseñará para una duración de 30 minutos.

Cada edificio de la planta tendrá su sistema independiente de emergencia para una mejor

utilización de una fuente de potencia libre de distorsiones.

6.2.5 Facilidad de Control de Motores

La alimentación de potencia a los motores y alambrado de control de los equipos se realiza mediante un centro de control de motores y cubículo de relés. El centro de control de motores y el cubículo de relés están divididos en facilidades separadas, una para los clarificadores u otra para la parte de cedaceo de desperdicios.

Cada motor debe ser operado manualmente desde la estación de control que estará localizada en un área adyacente a éste. El panel de control estará equipado con interruptores para la indicación del status de operación y los medidores requeridos.

El control de la secuencia principal se logrará a través de un cubículo de relés como se requiere para cada equipo mecánico. Un panel de sub monitoreo se proveerá en el cuarto para el monitoreo detallado y operación de back up.

Tipos de cables/ alambrado a ser utilizados, calibre del conductor, ruta del alambrado, y los métodos de arreglo se determinarán en la fase del diseño detallado del proyecto.

6.3 Instrumentación

6.3.1 Bases del Diseño

La instrumentación es una herramienta importante de la planta de tratamiento porque asegura una operación fácil y apropiada y el mantenimiento de tales facilidades. El equipo debe ser seleccionado cuidadosamente tomando en consideración su propósito, confiabilidad, localización y los costos. Estos deben cumplir con las necesidades específicas funcionales de un equipo en particular con especial atención a los requisitos de la operación.

6.3.2 Instrumentos de Monitoreo Principales

El equipo principal a ser instalado se resume más abajo. Cada equipo posee un indicador de funcionamiento, alarma, etc.

- Cámaras de arenas : Flume Parshall
- Oxígeno disuelto en canales aireación : Medidores de DO
- Flujo lodos clarificador final : Medidor de flujo electromagnético

6.3.3 Control de la Supervisión y Sistema de adquisición de Datos

El sistema puede ser descrito como una red local, independiente de control de proceso con una estación central de supervisión y monitoreo consistente en paneles de indicación gráficos (MIMIC) y control y monitoreo por software mediante pantallas gráficas e impresoras, etc. El diseño básico del sistema puede ser como se indica a continuación:

- Estación local de instrumentación y control;
- Unidades locales de control de proceso (Controladores lógicos programables);
- Panel de gráficos/MIMIC ;
- Línea redundante de datos;
- Sistema de computador servidor y almacenamiento de datos en tiempo real;
- Acceso a los datos históricos; y
- Estaciones de trabajo

6.3.4 Estación Local de Instrumentación /Control

La estación local de instrumentación /control proveerá un punto de monitoreo/control para cada proceso en el evento de una falla en el proceso, fallo en la línea de datos, etc. Estos serán cuatro paneles locales de instrumentación/control, una para cada uno de los siguiente:

- Facilidad preliminar de tratamiento;
- Facilidad de tratamiento primario;
- Facilidad de tratamiento secundario; y
- Facilidad de generación de potencia.

El control del equipo, indicación del status, condiciones de alarma, indicación de las cantidades medidas de las variables del proceso, tiempo de operación del equipo, etc. Serán alambrados a los paneles locales antes mencionados como un respaldo a la estación de operación y monitoreo. Paneles de instrumentación/control serán localizados el cuarto eléctrico de cada edificio de control de proceso de la planta.

Los cuartos eléctricos serán de ambiente controlado para la protección del equipo. Los gabinetes de instrumentación/control locales también contendrán un lazo de la unidad de generación de emergencia.

6.3.5 Unidades Locales de Control de Procesos (CONTROLADORES LÓGICOS PROGRAMABLES)

Controladores lógicos programables, de aquí en adelante PLC, serán utilizados como interfaces/control de los equipos de campo. La tecnología PLC ha sido adoptada por varias razones, una de las cuales es el mínimo de lazos de control requeridos por esta planta así como también al rápido desarrollo/mejoras hechas a los PLC de hoy en comparación a la de la tecnología controles distribuidos de proceso.

Cada PLC con su respectivo I/O, fuente de poder, etc., será instalado en un gabinete separado independiente de cualquier control local o panel de instrumentación. El concepto de diseño deriva la instalación de un unidad de PLC o PLC con hot back up(si aplica) en las siguientes áreas:

- Primaria de tratamiento(PLC una unidad);
- Facilidad Secundaria de tratamiento(PLC una unidad);
- Facilidad de digestión de lodos(PLC una unidad);
- Facilidad de desagüe de lodos (PLC una unidad);
- Planta de emergencia (PLC una unidad); y
- Cuarto de control central en el edificio administrativo(PLC una unidad con hot back-up).

6.3.6 Paneles MIMIC (Gráficas)

Paneles MIMIC serán instalados(medidores digitales) de variables seleccionadas del proceso(variables cruciales) como requiera el proceso o los ingenieros de diseño de procesos. Estos elementos de indicación/instrumentos, etc., serán activados por los módulos I/O de los PLC instalados en el edificio de administración. Sin embargo, cada panel MIMIC estará interconectado con su utilidad.

Una velocidad adecuada es necesaria para mejorar y asegurar un tiempo de respuesta apropiado, renovación rápida de los datos, evitar que la red se caiga, un servicio adecuado del servidor a cada unidad terminal, una reducción considerable de tiempo muerto del CPU e interrupciones del servidor por consecuencia utilizando tiempo de ejecución de la utilidad en términos del

tiempo de corrida, más altas velocidades de comunicación a través de la línea (restricciones considerablemente menores asociadas con el largo de la línea), más bajos costos incluyendo el impacto de costos en los PLC y costos de instalación relativos a otros sistemas.

6.3.7 Unidad de Búsqueda de los Datos Históricos

La utilización de la unidad de búsqueda de los datos históricos asistirá a los ingenieros de la planta, personal de laboratorio, y al personal de operación y mantenimiento considerablemente. Datos crudos o manipulados serán automáticamente transferidos del disco duro a la unidad de búsqueda de los datos históricos.

Adicionalmente, un sistema automático de archivo será adoptado. El tamaño actual de esta unidad será determinado basados en la capacidad requerida en tiempo real por el sistema considerando al espacio adicional requerido para los datos comprimidos, los datos digitados manualmente, etc.

6.3.8 Estaciones de Trabajo

Una estación de generación de un solo reporte también será instalada en el cuarto de control. La estación de trabajo del operador será principalmente utilizada para los gráficos de la planta, control de los equipos, como punto de monitoreo de los datos, alarmas, etc., todos los eventos de la unidad de búsqueda de datos históricos y los discos duros.

Este equipo se instalará en muebles especiales para computadores. Las terminales de ingeniería serán usadas mayormente para reportes, tendencias, digitación manual de datos, cálculos de ingeniería, etc. La tercera terminal generadora de reportes e ingeniería será instalada en la oficina del Superintendente de la planta.

La iluminación de emergencia consistirá en luces de emergencia para la mínima iluminación requerida y lámparas de guía. Corriente DC suplida por las baterías es apropiada como fuente de energía en lo que el generador de emergencia entra a línea.

El centro de control de motores y los cubículos de relés están divididos en centros individuales de facilidad y los cubículos para los relés uno para el clarificador y otro para los cedazos. Cada motor debe ser operado manualmente desde la estación de control localizada adyacente al equipo. El panel de control tendrá interruptores para la operación.

7 Edificios Principales y Utilidades para Servicios

7.1 Disposición General

El edificio administrativo puede consistir en varias áreas principales que comprendan el cuarto de control, laboratorio, área para personal administrativo, etc.

El área de los operarios incluyen talleres, almacenamiento, áreas de sanitarios y cafetería para ellos. El taller debe estar localizado a la orilla de la calle de servicio de la propiedad para permitir un acceso fácil para el transporte de materiales y maquinaria que necesiten ser reparadas

La calle de servicio se unirá a la entrada para visitantes y también al área de parqueos que pueda ser usada para emergencias mediante un portón.

7.2 Trabajos Arquitectónicos

Las facilidades primarias puede ser una fuente de olores, y por esta razón árboles deben ser plantados alrededor de la cerca para minimizar los olores. Un diseño paisajístico está concebido para toda la propiedad. Deben haber árboles y grama en todo sitio que no interfiera con el

proceso de tratamiento.

Las áreas mayores pueden ser cubiertas con un piso de concreto. Todas las áreas pueden tener paredes de ladrillos, luz natural y aire acondicionado. El nivel del piso estará a 30 cm por encima del nivel de la tierra para protección contra inundaciones.

Cuartos para oficinas: Pueden tener la capacidad para 10 personas con un sistema de aire acondicionado. En adición al espacio para el laboratorio, esta área puede incluir un espacio para descanso, uno para almacenamiento, con aire acondicionado, luz natural y artificial, y todo el equipo necesario para los análisis. El espacio para los equipos de control y eléctricos podrán tener aire acondicionado y ventilación.

Espacio para los operarios: Esta área consiste de un cuarto de descanso para los operadores y personal de mantenimiento con provisión de duchas y closets. También este espacio estará a 30 cm del suelo.

Depósito / taller: Este espacio servirá para los equipos grandes y pequeños de la planta, con un techo en estructura metálica, paredes de ladrillos, luz natural y abanicos para la ventilación.

Cuarto para Planta de Emergencia: El edificio eléctrico principal tendrá el piso levantado más de 30 cm del suelo para reasegurarse de que no se inunde. El edificio debe ver hacia la calle de servicio para permitir el manejo de equipos. Provisión contra el ruido y vibraciones deben ser tomadas. Será provista ventilación mecánica.

7.3 Criterio General para el Diseño Estructural

7.3.1 Fundaciones

Un estudio de suelos debe ser hecho bajo el estudio de factibilidad que incluirá un survey del subsuelo de toda la propiedad. Todas las muestras recolectadas deben ser probadas en el laboratorio de campo para determinar sus características, clasificación y analizar su desempeño durante la construcción y bajo cargas constantes.

7.3.2 Estructuras

Las estructuras principales de la planta son de forma rectangular y cilíndrica; tubería de gran diámetro; estaciones de bombeo, y edificios para la administración, operación y mantenimiento.

El diseño detallado de todas las estructuras se hará bajo la luz de obtener seguridad, economías de costos, resistencia a filtraciones de agua, durabilidad y facilidad de construcción.

Cemento, agregados, varillas de refuerzo, y diseño de la mezcla del concreto deberán cumplir con los estándares gubernamentales.

Esta área está localizada en una zona de alto riesgo sísmico. La determinación de las cargas sísmicas estará de acuerdo con los requisitos gubernamentales. Cada tipo y tamaño de estructura será diseñada individualmente dependiendo de sus propias condiciones para asignarles sus propios factores de seguridad establecidos por los estándares.

Las circunstancias deben ser evaluadas y consideradas en el diseño estructural de la planta. Todo equipo estacionario debe ser tomado como peso muerto excepto por el torque, impacto y vibraciones que ocurren cuando un equipo rotatorio está involucrado.

El material básico para la construcción de las estructuras de la planta será el hormigón reforzado convencional. Vigas de gran flecha pueden ser aplicadas a las estructuras, las cuales podrían ser luego post tensionadas con cables de alta resistencia.

Todos los materiales a ser considerados para el diseño estructural y arquitectónico deben sujetarse a los requisitos de los estándares locales o especificaciones internacionales equivalentes.

7.4 Facilidades Principales de la Planta

7.4.1 Calles Laterales y Áreas de Parqueo

Las áreas de calles y de parqueo deben ser pavimentadas con un pavimento consistente en una sub base granular y una base de material grueso con una capa asfáltica.

7.4.2 Nivelado y Paisajismo

La nivelación hará pendientes hacia fuera de los edificios que descarguen las aguas superficiales en canales o en cunetas. El paisajismo la colocación de grama alrededor de las calles, estructuras y edificios. Árboles y arbustos se sembrarán a lo largo de la verja que limita la propiedad.

7.4.3 Seguridad de la Propiedad

La propiedad debe estar cerrada mediante una cerca de malla ciclónica u otro medio apropiado. Habrá en las entradas una puerta provista de candado para mantenerlas cerradas si es necesario.

7.4.4 Seguridad Industrial

Pasamanos: Para calzadas localizadas en sitios peligrosos de las estructuras, pasamanos serán provistos. Los pasamanos estarán pintados con colores de seguridad en franjas negras y amarillas.

Iluminación: Habrá iluminación exterior por toda la propiedad, a lo largo de las calles, cerca de las estructuras y a lo largo de la cerca de la propiedad.

Salvavidas: Deberá estar un salvavidas en cada estructura descubierta que sea profunda tal como las zanjas de oxidación y los clarificadores.

Señalamiento del Lugar: Un letrero señalando el proyecto y su propietario será colocado en las entradas de la propiedad. Un sistema de letreros para orientación dentro de la planta, así como elementos codificados con colores para los edificios serán provistos.

APÉNDICE-9.3.1

CONDICIONES PRESENTES Y LA NECESIDAD DE LOS TRABAJOS DE REHABILITACIÓN

1. GENERALIDADES

Las condiciones presentes de los mayores componentes de las facilidades y equipos de las plantas de tratamiento de Cienfuegos y Los Salados han sido revisadas para confirmar la necesidad de rehabilitación y determinar la magnitud de los trabajos de mejoramiento. Ya que ambas plantas de tratamiento tienen la misma configuración, dimensión y capacidad, sus capacidades de tratamiento para las cargas hidráulicas y orgánicas fueron evaluadas basadas en el principio del mismo criterio de diseño.

A pesar de que fueron originalmente diseñadas con una capacidad de tratamiento de 175 l/seg. O 14,100 m³/día, la actual capacidad de tratamiento, cuando estas sean rehabilitadas y operacionales, parece ser que sus capacidades serán menores que las del diseño original.

A Noviembre del 2001, estas plantas no han sido nunca operadas a plena capacidad, mayormente debido a equipos mecánicos y eléctricos obsoletos y defectuosos. Estas condiciones se han deteriorado aún más a causa de los frecuentes apagones.

A pesar de las estructuras civiles de los componentes de las facilidades están en general en buenas condiciones, estas necesitan algunos pequeños trabajos de mejoramiento, y en cuanto a los equipos mecánicos y eléctricos, es obvio que necesitan ser rehabilitados o reemplazados para que las plantas puedan trabajar a plena capacidad.

Ya que estas plantas fueron construidas con el mismo criterio de diseño, comparten los mismos problemas de operación y mantenimiento. La mayor dificultad operacional común a ambas plantas es la recolección y bote de los lodos producidos en los tanques de sedimentación primarios y finales. El exceso y retorno de los lodos activados, es recolectado a través de tuberías de 150 mm de diámetro localizadas en depresiones del fondo de los tanques, aprox. 50 cm. más abajo de la elevación promedio de los fondos de dichos tanques.

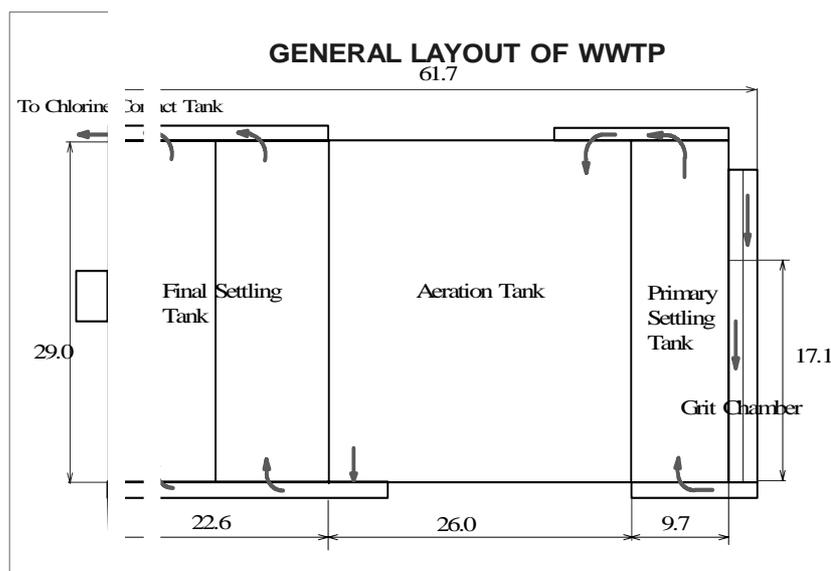
Ya que no hay recolectores de lodos ni tolvas en los tanques de sedimentación, la recolección de los lodos (el retorno de los lodos activados equivalen a 2,500 m³/día a un 50% de tasa de retorno) en cantidad apropiada y con alguna concentración de sólidos difícilmente puede ser obtenida.

Otro problema operacional es que en la planta de Cienfuegos, solo cuatro aeradores han sido provistos y su capacidad parece ser no suficiente para suplir la necesaria cantidad de aire para los tanques reactores.

2. CONFIGURACIÓN DE LA PLANTA

El proceso convencional de lodos activados para las plantas consiste de facilidades de tratamiento primarias y secundarias. En el proceso de lodos activados aproximadamente un 50% del caudal de entrada es retornado a los tanques reactores, en caso de que el exceso de lodos de los tanques de sedimentación primarios y secundarios sea descargado directamente a las camas de arena para desaguarlos.

La configuración esquemática general de la planta, y el número y tamaño de los mayores componentes de las facilidades de muestran más abajo:



Componentes de las Facilidades de la Plantas de Tratamiento de Cienfuegos y Los Salados

Facilidad	No. de unidades	Tamaño, Tipo y Especificaciones
Cámara de Arenas	1	Rectangular, 17.0m(L) x 1.1m(A) x 3.0m(H)
Tanque primario sedimentación	1	Rectangular, 29.0m x 9.7m(A) x 3.22m(H)
Tanque de Aeración	1	Rectangular, 29.0m(L) x 26.0m(A) x 2.7m(H)
Tanque secundario sedimentación	1	Rectangular, 1 x 29.0m(L) x 22.6m(A) x 3.15m(H)
Cama secado de lodos	1	Rectangular, diferentes tamaños
Tanque clorinación de contacto	1	Rectangular, con mamparas. 20m(L) x 4.0m (A) x 1.0m(H)
Canal de descarga	1	Alcantarilla circular de concreto

Fuente: CORAASAN. Y Equipo de Estudio

Nota: Los tamaños estructurales en ambas plantas son en principio los mismos, pero aparecen diferencias despreciables en las estructuras físicas según medición de campo.

3. PROCESO DE TRATAMIENTO

Las aguas WWTPs entran primero a la cámara de arena por gravedad o mediante la acción de bombas. Materiales en flotación son removidos mediante cedazos de barras de manera manual.

Las aguas WWTPs, después de pasar por la cámara de arena, fluyen hasta el tanque de sedimentación primario. El tanque no tiene equipo de recolección de lodos, pero los lodos son extraídos hasta las camas de secado por gravedad a través de tuberías de 150 mm de diámetro clocadas en el fondo del tanque.

La nata que se forma en el tanque primario fluye a la canaleta de rebose y es llevada hasta el tanque de aeración, en donde es aireada junto a los lodos activados de retorno mediante aeradores mecánicos por varias horas. Cada uno de los aireadores es movido por un motor de 7.5 hp (5.5 Kw.).

El tanque secundario de sedimentación recibe el licor mezclado del tanque de aeración y separa los lodos en el fondo. La mayoría de los lodos activados es retornado al tanque de aeración mediante las bombas para lodos.

La nata del tanque es conducida al tanque de cloración por contacto, en donde las aguas

residuales son mezcladas con cloro líquido para remover las bacterias que aún quedan. Las aguas tratadas fluyen a través del canal de desagüe hasta la corriente de aguas en las cercanías.

El agua resultante del filtrado de los lodos. El filtrado de las camas de arena es retornado al principio del proceso. El lodo seco es cargado en camiones y transportado al vertedero municipal para bote.

4. CONDICIONES OPERACIONALES

4.1 GENERALIDADES

Las Plantas de Tratamiento de Cienfuegos y Los Salados tienen problemas comunes de operación y mantenimiento a saber:

- Algunos de los aeradores necesitan ser reparados;
- Los flumes Parshall no funcionan y el caudal actual no ha sido medido;
- Los aeradores de superficie parece ser que no tienen la capacidad necesaria para suplir el aire al tanque de aeración (cuatro unidades en Cienfuegos y seis unidades en los Salados), de 7.5 hp cada una, y algunos necesitan reparación;
- Debido a que los tanques de sedimentación carecen de recolectores de lodos, la remoción del lodo sedimentado y de los sólidos en flotación parece ser una tarea difícil. Un recolector de lodos debe ser instalado para recolectar de manera efectiva y eficiente los lodos sedimentados;
- Las depresiones en el fondo de los tanques (tolvas para lodo) localizadas en el centro del tanque, parecen poco profundas y pequeñas para recolectar los lodos sedimentados, y no pueden producir la concentración de sólidos apropiada. Tolvas de tipo apropiado deben ser construidas en el tanque con suficiente capacidad de almacenaje;
- Todos las canaletas de rebose son muy cortas. Necesitan ser extendidas a todo el largo; y
- Cada planta tiene sus problemas de O/M y facilidades, y equipos defectuosos que necesitan o repararse o rehabilitarse.

4.2 PLANTA DE CIENFUEGOS

La planta de Cienfuegos en ocasiones ha desviado todo el caudal que le llega a las corrientes de agua cercanas aguas arriba de la facilidad primaria. La operación de las bombas de las aguas que llegan fue suspendida frecuentemente y el tratamiento de las aguas residuales no pudo ser realizado. La condición presente de los equipos eléctricos y mecánicos de la planta es como sigue:

Condiciones de los Equipos Mayores de la Planta de Cienfuegos

Facilidad	No. de Unidades	Tamaño, Tipo y Especificaciones	Condiciones Presentes
A) Bombas			
Bomba No.1	1	30 hp Bomba centrífuga	Operable, necesita rehabilitación
Bomba No.2	1	30 hp Bomba centrífuga	No operable, necesita reparación.
Bomba No.3	1	75 hp Bomba centrífuga	Operable, necesita reparación
Bomba control compuerta	1	0.7 hp x 1745 rpm	Operable
B) Equipo de Aeración			
Aerador No.1	1	7.5 hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
Aerador No.2	1	7.5 hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
Aerador No.3	1	7.5 hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
Aerador No.4	1	7.5 hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
C) Bomba de Recirculación			
Bomba No.1	1	20 hp x 1,745 rpm	Operable
Bomba No.2	1	20 hp x 1,745 rpm	No operable
D) Energía de Emergencia			
Generador de Emergencia	1	75 kW	Operable, insuficiente capacidad
E) Sub Estación			
Transformadores	1	100 kW	Operable

Fuente: CORAASAN

4.3 PLANTA DE LOS SALADOS

A Noviembre del 2001 esta planta no ha sido operada. Todos los tanques estaban vacíos y los aeradores estaban puestos en el fondo del tanque. La operación de la planta fue suspendida en Diciembre del 2000 debido a fallas mecánicas, y desde entonces ningún caudal de aguas residuales ha tratada.

Debido a que la planta está situada en terrenos altos, todo el caudal de entrada tiene que ser bombeado hasta el tanque de sedimentación primario, pero en la actualidad toda el agua es desviada al río cercano más allá de la estación de bombeo. Como se muestra en la tabla de más abajo, las condiciones actuales de cómo se encuentra el equipo mecánico y eléctrico, requiere de una urgente rehabilitación

Condiciones de los Equipos Mayores de la Planta de Los Salados

Facilidad	No. De Unidades	Tamaño, Tipo y Especificaciones	Condiciones Presentes
A) Bombas			
Bomba No.1	1	75 hp x 1,775 rpm	Operable, necesita rehabilitación
Bomba No.2	1	100 hp x 1,775 rpm	No operable, necesita reparación.
Bomba No.3	1	75 hp x 1,775 rpm	Operable, necesita reparación
B) Equipo de Aeración			
Aerador No.1	1	7.5 hp x 1,745 rpm	Operable, insuficiente capacidad
Aerador No.2	1	7.5 hp x 1,745 rpm	Operable, insuficiente capacidad
Aerador No.3	1	7.5 hp x 1,745 rpm	Operable, insuficiente capacidad
Aerador No.4	1	7.5 hp x 1,745 rpm	Operable, insuficiente capacidad
Aerador No.5	1	7.5hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
Aerador No.6	1	7.5 hp x 1,745 rpm	No operable, insuficiente capacidad
C) Bomba de Recirculación			
Bomba No.1	1	20 hp x 1,745 rpm	Operable
Bomba No.2	1	20 hp x 1,745 rpm	No operable
D) Energía de Emergencia			
Generador de Emergencia	1	125 kW	Operable
E) Sub Estación			
Transformadores	31	100 kW	Operable

Fuente: CORAASAN (a Noviembre del 2001)

5. TRABAJOS DE REHABILITACIÓN

5.1 GENERALIDADES

Como se discutió previamente, un trabajo urgente de rehabilitación es mandatorio para recuperar las funciones apropiadas de la planta de tratamiento. Los trabajos de rehabilitación incluyen:

- Rehabilitación de tanques de sedimentación;
- Reparación y reemplazo de equipo defectuoso y estructuras, y
- Provisión de equipo adicional.

Estudios han sido hechos para los trabajos de rehabilitación, tomando en cuenta los planes posibles entre las alternativas, particularmente para los tanques de sedimentación.

5.2 TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

5.2.1 CANALETAS DE REBOSE

Las longitudes de las canaletas de rebose en los tanques de sedimentación primario y secundario son de 9.7 m y 26 m respectivamente. Con esas longitudes, la razón de los caudales de rebose a un caudal de entrada de 10,000 m³/día son de 1,031 m³/día 442 m³/día respectivamente. A estos altos caudales de rebose, los sólidos contenidos en la nata son arrastrados a altas tasas resultando esto en una tasa menor de remoción de sólidos en los tanques.

Como se discutió en el Apéndice 9.3.2 “Revisión de las Cargas Hidráulicas y Orgánicas de los Componentes de las Plantas”, los reboses estándares de los tanques de sedimentación, primario y secundario, son de 250 m³/día y 150 m³/día respectivamente. De aquí, la longitud requerida para cada canaleta es más de 40 m para los tanques primarios y 67 m para los tanques secundarios. Para asegurar tales caudales de rebose, se instalarán pasadizos de rebose apropiados.

5.2.2 RECOLECCIÓN DE LODOS

Hay pocos métodos alternativos para la recolección de lodos, los cuales incluyen:

- Recolector de lodos de brazos reciprocantes;
- Rascadores viajeros sobre el puente con sifones para succionar lodos, y
- Sifones viajeros para lodos sobre el puente con laterales inclinados (tipo convencional).

Las características de los recolectores de lodos mencionados más arriba son resumidas como sigue:

Características de los Sistemas Alternativos para la Recolección de Lodos

	(1)Tipo Recíprocantes	(2)Rascadores Viajeros sobre el Puente	(3)Puente Viajero (tipo convencional)	Orden de Calificación
1. General	Brazos se mueven recíprocamente y recoleccionan el lodo en tolvas	Sifones y brazos se desplazan junto al puente viajero para remover el lodo	Sacan el lodo sedimentado en el fondo mediante sifones	
2. Recolección de lodos	El lodo se recolecta en una tolva. Lodos estables se obtienen	La concentración de los lodos puede variar con el sitio	Igual que izquierda	Alt (1) Alt (2) Alt (3)
3. Concentración de lodos	Debido a las tolvas alta concentración de lodos esperadas	Como el tanque es profundo, el lodo puede condensarse	Condensación de lodos esperada en surcos profundos	Alt (1) Alt (3) Alt (2)
4. Constreñimiento para provisión de canaleta de rebose.	Puede ser instalado en los dos lados de las paredes aguas abajo, y las canaletas cruzando el tanque.	A causa del desplazamiento del puente, el área de instalación de la canaleta es limitada	En adición a lo del tipo de rascador, la canaleta puede ser colocada sobre los surcos.	Alt (1) Alt (3) Alt (2)
5. Recolector de espumas	El recolector de espumas puede ser instalado en el lado aguas abajo. Necesita un recolector de espumas separado.	Debido a los conductos de descarga de lodos, la localización del canal para la espuma es limitada.	Debido a los conductos de descarga de lodos, la localización del canal para la espuma es limitada. Recolector de espumas necesita ser montado fijo al puente.	Alt.(1) Alt.(2) Alt (3)
6. Obras civiles	Para la provisión de una tolva de lodos, el fondo del tanque debe ser levantado. Lozas se requieren para el mecanismo de movimiento. Cargas del mecanismo son mínimas a la pared.	Paredes inclinadas deben ser instaladas en la entrada y salida de los tanques y debe proveérseles de soporte. Se requieren canales de descarga. Cargas en las paredes relativamente altas.	Lo mismo que Alt. (2) (profundidad efectiva 2.2m)	Alt (1) Alt (2) Alt (3)
7. Facilidad de O/M para mecanismo	Recolector de lodos u espumas. No muy fácil.	Puente viajero y rascadores. Relativamente fácil. Requerido O/M	Puente viajero y Sifón. Fácil. Requerido O/M	Alt.(3) Alt.(2) Alt.(1)
8. Costos	Generalmente poco más alto que otras alternativas	Menos costoso entre alternativas.	Generalmente el menos costoso entre alternativas.	Alt.(3) Alt.(2) Alt (1)

Nota: Opinión del Equipo de Estudio

A pesar de las diferencias entre las ventajas y desventajas de los planes alternativos, no resultan en una decisión obvia, de la tabla más arriba, se puede asumir que la Alternativa 1, "recolector recíproco de lodos", parece ser en conjunto superior a otros planes alternativos en vista de las estructuras existentes de los tanques y la eficiencia de la recolección y sacado de los lodos.

APENDICE - 9.3.2 REVISION DE LAS CARGAS HIDRAULICAS Y ORGANICAS DE LAS FACILIDADES DE COMPONENTES

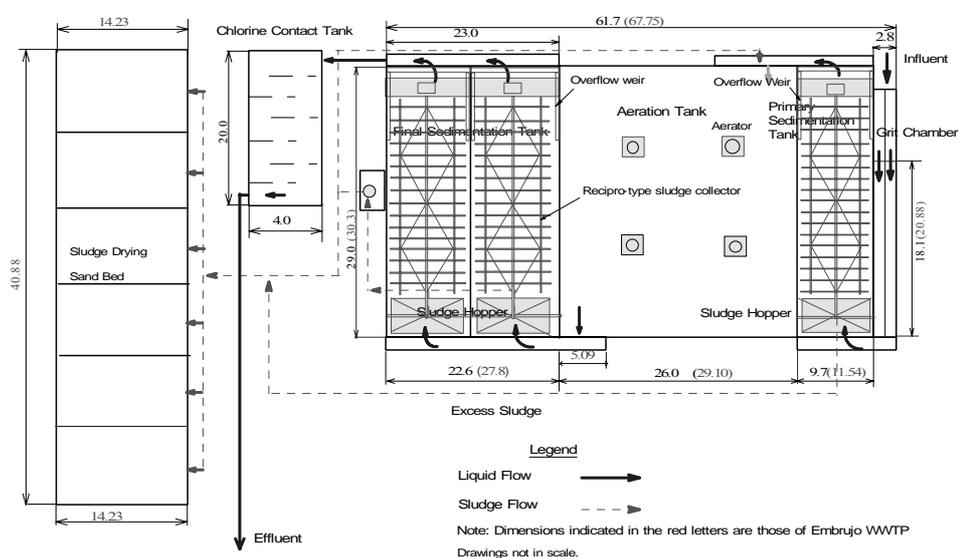
1 GENERALIDADES

Bajo el Programa de Primera Etapa, la rehabilitación de las facilidades de WWTP existentes serán retomadas, incluyendo Cienfuegos y Los Salados WWTPs. Ambas WWTPs utilizan del proceso de lodo activado convencional y tienen el mismo tamaño y capacidad de tratamiento. Cada una de las facilidades componentes han sido chequeadas en sus cargas hidráulicas y de desperdicios; basados en las mismas, las facilidades componentes son evaluadas según las capacidades de tratamiento.

2 CONFIGURACION DE LA PLANTA

Ambas WWTPs son diseñadas en un tanque rectangular simple las cuales están separadas en i) preliminar, ii) primaria y iii) partes de tratamiento secundario. El diagrama de distribución de la WWTP es mostrado a continuación:

REHABILITATION PLAN OF WWTPs (Cienfuegos, Los Salados, Tamboril, Embrujo)



3 FACILIDADES COMPONENTES

Las capacidades de Cienfuegos y Embrujo WWTPs fueron chequeadas tomando en cuenta las bases del diseño según fue desarrollado en el presente estudio. Los resultados de la evaluación son tabulados en las tablas anexas al final de este apéndice:

3.1 Design Basis

3.1.1 Wastewater Inflow Rates (including industrial wastewaters)

Maximum daily inflow rate	:	10,000	m ³ /day
Average daily inflow rate	:	8,400	m ³ /day
Maximum hourly inflow rate	:	17,200	m ³ /day

3.2 Wastewater Characteristics

The following table shows the estimated influent and effluent wastewater qualities in 2015:

Pollution parameters	Wastewater qualities(mg/L)		Removal efficiencies (%)
	Influent	Effluent	
BOD	164	16.4	90
SS	209	20.9	90
T-N	36	10.8	70
T-P	2.7	2.7	0

3.3 Grit Chamber

Type of grit chamber	:	Rectangular, gravity flow; 18.1m x 1.1m x 3.5 m
Design flow (at the maximum hourly flow)	:	17,200 m ³ /day or 0.2 m ³ /sec
Grit chamber overflow rate	:	1,800 m ³ /m ² /day
Required grit chamber surface area	:	9.56 m ²
Flow velocity in the chamber	:	0.3 m/sec
Hydraulic retention time	:	60 seconds
Surface area of existing chamber	:	19.91 m ²
HDT of existing chamber	:	5.83 minutes OK

3.4 Primary Settling Tank

Type of the tank	:	Rectangular, 9.7m x 29m x 3.0m
Overflow rate of the tank	:	40 m ³ /m ² /day (35 ~ 70 m ³ /m ² /day)
Required tank surface area	:	250 m ²
Existing tank surface area	:	281 m ² OK
Required overflow weir loading	:	250 m ³ /day/m of weir
Required overflow weir length	:	40.0 m
Existing overflow weir length	:	9.7 m Not sufficient, extend weir length.
Sludge collection system	:	Appears not appropriate. Needs improvement.
Sludge solids production	:	702 kg/day
Primary sludge produced	:	35.1 m ³ /day (solid concentration, 2%)
Sludge pumps	:	Sludge pumps, 2 units x 100mm x 1 m ³ /min x 10m

3.5 Reactor

3.5.1 Design Basis

Existing tank dimension	:	Rectangular; 28.4 x 25.4 x 3.5 m
Reactor influent S-BOD	:	114.8 mg/L
Reactor influent SS	:	104.5 mg/L
MLSS concentration	:	1,500 mg/L
Return sludge solids concentration	:	5,000 mg/L
Sludge return ratio	:	0.43
Inflowing BOD to reactor	:	1,378 kg (based on the average daily flow)
Reactor SS	:	Reactor volume (V) x 1500 x 10 ⁻³ kg MLSS
θ (hydraulic retention time, 6 hr.)	:	0.25 day
Required reactor tank capacity	:	$V_A = \frac{Q}{\theta} \times HRT = 2,500 \text{ m}^3$
Existing tank capacity	:	$= 2,525 \text{ m}^3$

3.5.2 Required Oxygen

(1) Oxygen required for BOD oxidation

$$\begin{aligned}
 O_{D1} &= A \text{ (kg O}_2\text{/kg BOD)} \times \text{BOD removed (kgBOD/day)} \\
 &= 0.6 \times 0.15 \times Q_{md} \\
 &= \underline{0.089 Q} \text{ (kgO}_2\text{/day)}
 \end{aligned}$$

where

$$\begin{aligned}
 A &= \text{oxygen required for removed BOD (kgO}_2\text{/kgBOD); } 0.6 \text{ (commonly } 0.5 \sim 0.7) \\
 \text{BOD removed} &= 0.148 \text{ (kgBOD/day)}
 \end{aligned}$$

(2) Required oxygen for endogenous respiration

$$\begin{aligned}
 O_{D2} &= B \text{ (kg O}_2\text{/kg MLVSS/day)} \times V_A \text{ (m}^3\text{)} \times \text{MLVSS (kgMLVSS/m}^3\text{)} \\
 &= \underline{0.015 Q} \text{ (kgO}_2\text{/day)}
 \end{aligned}$$

where

$$\begin{aligned}
 B &= \text{oxygen consumption due to endogenous respiration; (commonly } 0.05 \sim 0.15) \\
 V_A &= \text{reactor capacity of aerobic portion; (m}^3 \times 6/24) = 0.25 Q_{md} \\
 \text{MLVSS} &= 0.8 \times \text{MLSS} = 1,200 \text{ (kg MLVSS/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

(3) Required oxygen for nitrification

Oxygen for nitrification can be estimated the Kjeldahl Nitrogen multiplied by the oxygen required for nitrifying a unit of K

$$\begin{aligned}
 O_{D3} &= C \times \text{Kjeldahl Nitrogen Nitrified} \\
 &= C \times \{ \text{Nitrified Kj-N: (inflow Kj-N) - (outflow Kj-N in effluent)} \\
 &\quad \text{- (Kj-N outflow by excess sludge)} \} \\
 &= C \times [(\text{influent N} - \text{effluent N})/1000 \text{ (kg/m}^3\text{)} - 0.08 \times \{ 0.5 \times S_{cs}/1000 + 0.95 \times S_{ss}/1000 \\
 &\quad \text{- } 0.04 \times \theta \times X_A/1000 \} \times Q] \\
 &= 4.57 \times [0.031Q - 0.08 \times (0.5 \times 0. \dots) \\
 &= 4.57 \times [0.031Q - 0.0145Q]
 \end{aligned}$$

	=	0.075 Q	kgO ₂ /day
where			
C	=	oxygen consumed by nitrification	: 4.57 (kgO ₂ /kgN)
S _{Nin}	=	influent Kjeldahl Nitrogen concentration to reactor	: 36 mg/L
S _{niq}	=	quantity of influent Kjeldahl Nitrogen to reactor	: 360 kgN/day
S _{Nout}	=	reactor effluent Kjeldahl Nitrogen concentration	: 5 mg/L
N _{es}	=	nitrogen contents of the excess sludge	: 8 %
N _{esv}	=	removed Kjeldahl Nitrogen in the excess sludge	: 10.1 kg/day
S _{cs}	=	S-BODconcentration in the influent to reactor	: 123 mg/L
S _{ss}	=	SS concentration inflowing to reactor	: 105 mg/L
X _A	=	MLSS concentration in the reactor	: 1,500 mg/L

(4) Total required oxygen

Without nitrification:

Oxygen outflow from the reactors with the effluent is neglected and nitrification is not considered. Then the actual oxygen requirement (AOR) is obtained:

$$AOR = O_{D1} + O_{D2} = 0.104 Q \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

From the above the standard oxygen requirement (SOR) can be obtained by the following equation:

$$SOR = \frac{AOR \times C_{sw}}{1.024^{(T-20)} \times \alpha (\beta \cdot C_s - C_A)} \times 760/P$$

$$= 0.92 \times 760/760 / (1.126 \times 0.93 * (0.97 \times 8.84 - 1))$$

$$= 0.115 Q \text{ kgO}_2\text{/day}$$

where

C _{sw}	=	saturated seawater level oxygen concentration at 20°C;	8.84 mg/L
α	=	0.93	
β	=	0.97	
P	=	atmospheric pressure (mm Hg);	1
C _s	=	saturated oxygen concentration in water at temperature T °C (at 25 °C 8.26 mg/L)	
C _A	=	average DO concentration in the mixed liquor;	1.0 mg/L

The influent BOD is 0.164Q kg-BOD/day, then SOR/BOD-removed is:

$$SOR = \frac{0.115 Q}{0.164 Q} = 0.70 Q \text{ (kgO}_2\text{/kg-BOD)}$$

$$= 1,150 \text{ kgO}_2\text{/day}$$

In case nitrification occurs:

In case that the nitrification may undergo in the breactor, the SOR is:

$$AOR = O_{D1} + O_{D2} + O_{D3} = 0.179 Q \text{ (kg O}_2\text{/d)}$$

From the above the standard oxygen requirement (SOR) can be obtained by the following equation:

$$SOR = \frac{AOR \times C_{sw}}{1.024^{(T-20)} \times \alpha (\beta \cdot C_s - C_A)} \times 760/P$$

$$= 1.58 \times 760/760 / (1.126 \times 0.93 * (0.97 \times 8.84 - 1))$$

$$= 0.199 Q \text{ kgO}_2\text{/day}$$

where

C _{sw}	=	saturated seawater level oxygen concentration at 20°C;	8.84 mg/L
α	=	0.93	
β	=	0.97	
P	=	atmospheric pressure (mm Hg);	1
C _s	=	saturated oxygen concentration in water at temperature T °C (at 25 °C 8.26 mg/L)	
C _A	=	average DO concentration in the mixed liquor;	1.0 mg/L

The influent BOD is 0.164Q kg-BOD/day, then SOR/BOD-removed is:

$$SOR = \frac{0.199 Q}{0.164 Q} = 1.21 Q \text{ (kgO}_2\text{/kg-BOD)}$$

$$= 1,990 \text{ kgO}_2\text{/day}$$

3.6 Aeration Equipment

In the existing reactor basins, totally six aerators each having a 5.5 kW motor are provided. The motor output required for aerators for both cases are checked.

3.6.1 Without Nitrification

$$P_s = P_x \frac{1}{\eta} x (1 + \alpha)$$

$$= SOR \times \frac{1}{E x \eta x N x T}$$

$$= 4.8 \text{ kW, use } 5.5 \text{ kW}$$

where

- E : oxygen absorption efficiency = 2.20 (kg O₂/axle kW·hr)
- η : mechanical efficiency = 0.87
- N : number of aerators = 6 units
- T : operation time of aerator = 24 hr.
- α : allowance = 0.15
- SOR : standard oxygen requirements = 0.70 Q (kgO₂/kg-BOD)

3.6.2 With Nitrification

In the same manner as above, in case of SOR = 1.21 Q the motor output is:

$$P_s = 8.3 \text{ kW}$$

Although the existing 5.5kW aerators can sufficiently supply the required oxygen for BOD oxidation and endogenous respiration, the present aerators capacity may become not sufficient to supply the required oxygen if active nitrification takes place in the reactors. These conditions suggest that the existing and new aerators capacity be of 5.5kW, until the time when the condition warrants in the future that such additional air supply becomes really necessary. The capacity can be easily added.

3.7 Final Clarifier

3.7.1 Design Basis

- Design inflow rate : 10,000 m³/d (Maximum daily flow)
- Overflow rate : 20 m³/m²/d (typically 20~30)
- Required surface area : 500.0 m²
- Existing tank surface area : 655.4 m²
- Existing tank overflow rate : 15.3 m³/m²/d
- Existing tank hydraulic capacity : 1,704 m³ (existing tank size; 29 x 22.6 x 2.6 m)
- Hydraulic retention time (HRT) : 4.1 hr

The existing final clarifier could safely treat 10,000 m³/day wastewater inflow.

3.7.2 Excess Sludge Production

(1) Raw sludge production

- Raw sludge solids production : 702 kg/day (average daily basis)
- Solids concentration of raw sludge : 2 %
- Raw sludge production : 35.1 m³/d

(2) Excess sludge production

The pollutant concentrations of the influent to reactor basin are given below:

Parameter	Influent wastewater quality (mg/L)	Reactor basin influent quality(mg/L)	Primary calrifier removal efficiency (%)
BOD	164	114.8	30
SS	209	125.4	40

Assuming that influent S-BOD(Scs) to reactor basins is 66.7% of the raw wastewater BOD, then S-BODconcentration is; 76.6 mg/L

The volume of excess sludge can be estimated by the following equation:

$$Q_w \cdot X_w = (a \cdot S_{cs} + b \cdot S_{ss} - c \cdot \theta \cdot X_A) Q$$

where,

- Q : Excess sludge volume (m³/day)
- X_w : Average solids concentration of excess sludge 1.5 %
- Q : Inflow rate to reactor basins (average daily flow) 8,400 (m³/day)
- X_A : MLSS concentration in reactor basins 1,500 (mg/L)
- S_{cs} : Influent S-BOD concentration to reactor basins 76.6 (mg/L)
- S_{ss} : Influent SS concentration to reactor basins 125.4 (mg/L)
- a : Biomass yield coefficient of S-BOD (0.4~0.6) 0.5 (mgMLSS/mg SS)
- b : Biomass yield coefficient of SS (0.9~1.0) 0.95 (mgMLSS/mg SS)
- c : Sludge reduction coefficient due to endogenous respiration of micro-organisms 0.03~0.05 0.04 (L/day)

$$\begin{aligned} \theta : \text{HRT in reactor basins} &= 6 / 24 = 0.25 \text{ day} \\ Q_w \cdot X_w &= (0.5 \times 76.6 + 0.95 \times 125 - 0.04 \times 0.25 \times \\ &= 1500) \times \frac{Q \cdot 10^{-6}}{142.4 \times 0.008} \\ &= 1,196 \text{ kg/day} \end{aligned}$$

3.7.3 Return Sludge

$$\begin{aligned} \text{Sludge return ratio} &= 50 \% \\ \text{Return sludge volume} &= 10,000 \times 0.5 = 5,000 \text{ m}^3/\text{day} \\ &= 3.5 \text{ m}^3/\text{min}. \end{aligned}$$

3.7.4 Sludge Withdraw to Sand Beds

$$\begin{aligned} \text{Total excess sludge solids} &= \text{primary clarifier sludge solids} + \text{final clarifier sludge solids} \\ &= 702 + 1,196 \text{ kg/day} \\ &= 1,899 \text{ kg/day} \end{aligned}$$

Assuming the mixed sludge solids content to be 1.5 %, the total excess sludge volume is:

$$\begin{aligned} \text{Estimated sludge production} &= 1,899 \times 100 / 1.5 = 127 \text{ m}^3/\text{day} \\ \text{Required sand bed area} &= 2,953 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3.7.5 Chlorine Contact Tank

$$\begin{aligned} \text{Tank volume } V &= \frac{Q \times t}{1,440} \\ &= 87.5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

where

$$\begin{aligned} Q &= \text{wastewater flow rate, } 8,400 \text{ m}^3/\text{day (average daily flow)} \\ t &= \text{chlorine contact time, } 15 \text{ minutes} \\ \text{Effective tank width } W &= 1.5 \text{ m} \\ \text{Effective water depth } H &= 1.5 \text{ m} \\ \text{Channel number } N &= 1 \text{ channel} \\ \text{Channel length } L &= 40.0 \text{ m} \\ \text{Effective volume } V' &= 90 \text{ m}^3 \\ \text{Actual contact time } t' &= 15.4 \text{ minutes} \end{aligned}$$

3.7.6 Chlorinator

$$\begin{aligned} \text{Chlorine dosage rate: } V_1 &= R \times 10^3 \times Q / 24 \\ &= 1,750 \text{ g/hr} \end{aligned}$$

where

$$\begin{aligned} Q : \text{maximum daily wastewater inflow rate} &= 8,400 \text{ m}^3/\text{day} \\ R : \text{chlorine dosage rate} &= 5 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

Chemical requirements:

Chemical for chlorination : hypochlorite

Chemical requirements :

$$\begin{aligned} V_2 &= V_1 \times 100 / C / d \\ &= 12,153 \text{ mL/hr or } 291.7 \text{ L/day} \end{aligned}$$

C: effective chlorine : 12 %
(Available chlorine contents in market range 10 to 15%)

d: specific gravity of 1.2
to effective chlorine concentration

Chemical stock :

$$\begin{aligned} \text{Minimum chemical stock} &= 10 \text{ days} \\ \text{Chemical stock in volume} &= 2,917 \text{ liters} \end{aligned}$$

Review of Hydraulic Capacity and Organic Loads on Cienfuegos, Los Salados and Tamboril WWTPs Component Facilities

Component Facility	Dimension/Capacity	Typical Criteria Used	Remarks
1 Grit chamber	18.1 m x 1.1 m x 3.0 m Surface area: 39.82 m ² Applicable flow: 71,676 m ³ /d Capacity: 119.5 m ³ Detention time: 2.4 minute Flow velocity: 0.13 m/sec	Overflow rate: 1,800 m ³ /m ² /d 0.5 to 1.0 minute 0.3 m/sec	- The existing facility is large enough to handle the expected inflows.
2 Primary settling tank	29.0 m x 9.7 m x 3.2 m Surface area: 281 m ² Hyd. Capacity: 900 m ³ Max flow: 10,000 m ³ /d Detention time: 2.2 hr. Effective depth: 3.2 m Weir loading: 1,031 m ³ /m/d	Overflow rate: 35 to 70 m ³ /m ² /d Detention time: 1.5 hours Depth range : 2.5 to 4.0 m Weir loading: 250 m ³ /m ² /d	- The tank capacity is sufficient to handle the the expected maximum inflow. - The weir load is to high, needs to lower the overflow rate per unit length of weir. - An appropriate mean for sludge collection is necessary.
3 Aeration tank	28.4 m x 25.4 m x 3.2 m Hydraulic volume: 2,308 m ³ Require tank volume: 2,500 m ³ (6 hr) Actual HRT: 5.54 hr Require oxygen 1,990 kgO ₂ /day Sludge retention time: 2.79 days BOD/SS : 0.29 kgBOD/kgSSday Inflowing BOD: 123.0 mg/L Inflowing SS: 125.4 mg/L MLSS 1,500 mg/L Return sludge: 0.5	Hydraulic retention time: 6 to 8 hours In case nitrification is not considered SRT: 4 - 6 days BOD/SS ratio: 0.2 ~ 0.4 kgBOD/kgSS.d MLSS: 1,500 to 2,000 mg/L 43~50 % return sludge for 1,500mg/l MLSS	- The aeration tank capacity could safely handle a maximum of 10,000 m ³ /d of normal waste-water inflow. - The existing aerator of 5.5kW may be sufficient for BOD oxidation and endogenous respiration, but may not be sufficient for nitrification if such is required in future.
4 Final settling tank	29.0 m x 22.6 m x 3.2 m Surface area: 655 m ² Hydraulic capacity: 2,097 m ³ Detention time: 5.0 hr. Effect. depth: 3.2 m Weir loading: 442 m ³ /m ² /d	Overflow rate: 30 m ³ /m ² /d HRT ranges 3 ~ 4 hr Typically ranges 2.5~4.0 m Weir loading ranges 150 m ³ /m ² /d or lower	- Hydraulic capacity is enough to handle the aeration tank effluent. - Needs to lower the weir overflow rate. - An appropriate means for sludge collection is necessary.
5 Chlorine contact tank	20.0 m x 4.0 m x 1.0 m Contact time: 11.5 minutes	15 minutes or longer	- Facility may need to be expanded in the future.
6 Sludge drying beds	100 m x 30 m Bed surface area: 3,000 m ² Sludge solids production: 1.9 t/day Sludge production: 127 m ³ /d (1.5% solid) Allowable drying time: 7.1 days	Sludge filling of 30~40 cm deep	- The existing sand bed could handle the excess sludge. - Sludge drying time may depend on the sludge moisture contents and climate.

Review of Hydraulic Capacity and Organic Loads on Embujo WWTP Component Facilities

Component Facility	Dimension/Capacity	Typical Criteria Used	Remarks
1 Grit chamber	20.9 m x 2.8 m x 1.4 m Surface area: 117.04 m ² Applicable flow: 210,672 m ³ /d Capacity: 163,856 m ³ Detention time: 1.12 minute Flow velocity: 0.31 m/sec	Overflow rate: 1,800 m ³ /m ² /d 0.5 to 1.0 minute 0.3 m ³ /sec	- Chamber can manage expected max. inflow.
2 Primary settling tank	30.3 m x 11.54 m x 3.2 m Surface area: 350 m ² Hyd. Capacity: 1,119 m ³ Max flow: 11,000 m ³ /d Detention time: 2.44 hr. Effective depth: 3.2 m Weir loading: 953 m ³ /m/d	Overflow rate: 35 to 70 m ³ /m ² /d Detention time: 1.5 hr. Depth range : 2.5 to 4.0 m Weir loading: 250 m ³ /m ² /d	- The tank capacity is sufficient to handle the the expected maximum inflow. - The weir load is to high, needs to lower the overflow rate per unit length of weir. - An appropriate mean for sludge collection is necessary.
3 Aeration tank	30.3 m x 29.1 m x 3.2 m Hyd. vol. 2,822 m ³ Minimum req'd tank vol. 2,750 m ³ (6 hrs.) Hyd.retention time: 6.16 hrs. Max. treatable capacity: 11,000 m ³ Required oxygen: 1,265 kgO ₂ /day BOD/SS : 0.29 kgBOD/kgSS/day Inflowing BOD: 148.2 mg/l Inflowing SS: 142.0 mg/l MLSS 1,500 mg/l Return sludge: 0.5	Hydraulic retention time: 6 to 8 hours In case nitrification is not considered SRT: 4 - 6 days BOD/SS ratio: 0.2 ~ 0.4 kgBOD/kgSS.d MLSS: 1,500 to 2,000 mg/L 43-50 % return sludge for 1,500mg/l MLSS Hydr. Capacity: 2,097 m ³ Overflow rate: 30 m ³ /m ² /d 3 hours 2.5 to 4.0 m Weir loading: 150 m ³ /m ² /d	- The aeration tank capacity could safely handle a maximum of 11,000 m ³ /d of normal waste-water inflow. - The existing aerator of 5.5kW may be sufficient for BOD oxidation and endogenous respiration, but may not be sufficient for nitrification if such is required in future.
4 Final settling tank	29.0 m x 22.6 m x 3.2 m Surface area: 655 m ² Hydr. Capacity: 2,097 m ³ Detention time: 4.6 hr. Effect. depth: 3.2 m Weir loading: 487 m ³ /m ² /d	15 minutes or longer	- Hydraulic capacity is enough to handle the aeration tank effluent. - Needs to lower the weir overflow rate. - An appropriate means for sludge collection is required.
5 Chlorine contact tank	20.0 m x 4.0 m x 1.0 m Contact time: 10.5 minutes		- Facility may need to be expanded in the future.
6 Sludge drying beds	14.23 m x 40.88 m Bed surface area: 582 m ² Sludge solids production: 1.85 t/day Sludge production: 185 m ³ /d (1% solid) Allowable drying time: 0.9 days	Sludge filling of 30 ~50cm deep	- The existing sand bed could handle the excess sludge. - Sludge drying time may depend on the sludge moisture contents and climate.