

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE  
VALPARAÍSO**

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Bioquímica

**Diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas  
Servidas Para la Comuna de ConCón**

Tesis Para Optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y al  
Título de Ingeniero Civil Bioquímico

Por:

Simón Bruna G. – Juan Pablo González T.

Profesores Guías: Andrés Illanes F. - Rolando Chamy M.

**1998**

**AGRADECIMIENTOS**

Quisiéramos agradecer a:

- Gobernación Regional, por el financiamiento de esta tesis.
- Ilustre Municipalidad de Concón, por la atención e información entregada.
- Departamento de Obras de la Ilustre Municipalidad de Concón., especialmente a Daniel Molina C., por su paciencia, consejos, e interés puesto para la conclusión de este trabajo.

- ESVAL S.A., especialmente a Carlos Ordenes Meza, por su información y consejos.
- Especialmente a nuestros profesores Rolando Chamy y Andrés Illanes, por su tiempo y voluntad al ayudarnos y guiarnos para el buen término de este trabajo.

**Simón Bruna Gutiérrez**

**Juan Pablo González Tobar**

## DEDICATORIA I

Al final de un camino, a veces es bueno recordar a todas las personas que, de una u otra manera, han sido parte de mi proceso educativo. En este recordar veo a mis compañeros y amigos de universidad, con quienes muchas veces pasamos sesiones maratónicas de “estudios tóxicos”, carretes, etc. Gracias cabros!, ojalá podamos rememorar alguna de esas “reuniones”. Gracias especialmente a Juan Pablo, ya que esta etapa la hemos concluido juntos, con dificultad, pero con éxito.

También veo a mis tíos, los “ninos” y mis primos, quienes en 1993 me vieron llegar como un cabro chico a esta zona y me hicieron sentir como en mi casa. Hoy regreso a mis tierras convertido en ingeniero. Quiero agradecer a la familia de Lorena, quienes me han aceptado y apoyado, y muchas veces cumplieron el rol de padres, dándome consejos y apoyo. Gracias

A Lorena, quien muchas veces (hartas..... :-() me ha tenido que soportar, “por culpa de esta carrera”. Por todos los momentos vividos juntos, por tu apoyo, en fin, por todo, gracias.

A la familia de Juan Pablo, al tío Juan y la tía Adriana, gracias y perdón por el chiquero en que convertimos la pieza del computador durante el escrito del presente trabajo. Gracias a Mauricio, por sus comidas “light”, y a Macarena, porque su alegría y chispa infantil me hizo sonreír en más de un momento de tensión.

Finalmente veo a quienes tuve a mi lado siempre, a pesar de la distancia, siempre apoyando, dando consejos, llamando para darme ánimo, etc. Gracias a mi familia, a mis

padres Leonor y Juan, mis hermanos, Darío y Fabiola. A mis abuelos Berta y Alfredo (Q.E.P.D.) quienes tuvieron que soportar muchas veces mi mal genio, y toda la bulla que hacíamos cuando nos juntábamos a trabajar, estudiar, “lesear”...gracias.

Dedico este trabajo a Leonor, Juan, Darío, Fabiola, y especialmente a mi abuela Berta, quien espero sienta cumplido su deseo de verme hecho un profesional, y a Alfredo, quien no me esperó para que celebráramos este momento.

**Simón**

## DEDICATORIA II

Quisiera decir muchas cosas en este momento de sentimientos encontrados, pero el cansancio me lo impide. Entre los amigos siempre se bromea con el momento de la dedicatoria pero son líneas que no pueden faltar.

Primero que todo quiero agradecer a toda mi familia por el incondicional apoyo que me han otorgado, no sólo en esto últimos seis años, sino que durante todo el proceso de crecimiento en donde he tenido la fortuna de tenerlos muy cerca. Siempre mis padres me dijeron, como educadores que son, que la mejor herencia que podían dejarme era la Educación, y se los agradezco enormemente ahora que me encuentro terminando una etapa muy importante de mi vida (gracias Juan y Adriana).

Agradezco a los amigos que estuvieron en las buenas y en las malas y con los cuales pudimos ir quemando etapas, semestre a semestre, en los estudios donde el Guatón o donde Claudín. Al Negro, por sus comidas nocturnas y a la Maca por alegrarme la vida.

Dedico este trabajo a una gran mujer, gran amiga, esposa y Madre. Adriana yo se que los momentos por los que estamos pasando no son los mejores de nuestras vidas, pero tengo la fe que vamos a salir adelante, con tus fuerzas y la de toda nuestra familia superaremos la dura prueba de tu enfermedad. ¡Animo! y que toda la energía puesta aquí te sea traspasada.

**Juan Pablo**

## RESUMEN

Los principales objetivos de este proyecto son:

Diseño y evaluación técnico-económica y social de una planta de tratamiento de aguas servidas para la comuna de Concón.

Comparar la solución ofrecida por ESVAL S.A. al problema de las aguas servidas comunales con una que considera un tratamiento íntegro de estas aguas, en donde las aguas tratadas se puedan reutilizar en riego o disponer al curso del río Aconcagua cumpliendo la normativa vigente.

La idea de encontrar una alternativa de tratamiento para las aguas servidas de Concón nace como una alternativa a la propuesta de ESVAL S.A., quien pretende instalar una planta de pretratamiento junto con un emisario submarino que disponga las aguas urbanas a aproximadamente 2,5 km de la costa.

Para lograr el objetivo propuesto, este trabajo consta de un Capítulo de Diagnóstico, donde se describe de manera completa la situación actual de la comuna de Concón en lo que respecta a aguas servidas. En esta sección se logra cuantificar descargas de aguas servidas al mar, recopilar información sobre caudales y características de estas aguas. Además se realiza un estimación de la población actual de Concón y se proyecta el crecimiento de esta para los próximos años.

Una vez ya conocida las aguas que se desean a tratar y las proyecciones de los caudales de aguas servidas para los próximos años, se realiza una acabada revisión a las alternativas tecnológicas existentes para el tratamiento de aguas servidas.

En este proyecto se evalúan dos alternativas para tratar aguas municipales, las que se encuentran entre las más utilizadas en países industrializados: tratamiento convencional con lodos activados y tratamiento con lodos activos modalidad aireación extendida. El objeto es encontrar la que presente menor Valor Actualizado de Costos (VAC). Los resultados obtenidos indican que la planta de lodos activos modalidad aireación extendida presenta un menor VAC frente a la planta convencional. Además cualquiera

de las dos plantas que se diseñan en este proyecto presentan un menor costo de inversión que el que tiene la propuesta de ESVAL S.A., cuyo costo de inversión fue dado a conocer por el actual alcalde de Concón, siendo este de 17 millones de dólares. Con esto se puede concluir que no siempre es la construcción de emisarios submarinos la opción más económica.

## Introducción.

El problema de la contaminación ambiental es un tema que ha existido desde el comienzo de la humanidad, siendo una preocupación constante en países europeos y norteamericanos. Sin embargo, sólo en este último tiempo se ha manifestado preocupación por ello en Chile, creándose instancias de diálogo, de manera de reglamentar el tema. Si bien se han dado pequeños pasos en lo que a normalización y reglamentación se refiere, estos esfuerzos son aún pequeños, quedándose en la mayoría de las ocasiones sólo en "buenas intenciones".

No hay duda que las normas y políticas ambientales de países desarrollados han influido en la situación nacional. Un claro ejemplo de ello es que ya no basta con que un determinado producto sea "amigable" al medio ambiente para su colocación en el mercado internacional, sino que su proceso de producción también debe serlo, lo que se ha logrado a través del desarrollo y utilización de tecnologías limpias.

Pero no sólo ha sido el sector industrial quien se ha debido preocupar por el tema ambiental. La administración pública ha tenido que tomar cartas en el asunto, como lo fue en un principio la creación de sistemas de recolección y disposición de aguas servidas, con el fin de evitar poner en riesgo sanitario a la población humana.

Ahora no sólo basta en evitar el riesgo de la salud humana de manera directa, sino que también corresponde la preocupación del riesgo indirecto que produciría la contaminación del medio ambiente. Es debido a esto que el hombre ha tomado conciencia de lo que significa disponer residuos urbanos, tanto sólidos, líquidos y gaseosos, de manera tal de producir el mínimo impacto sobre el hábitat.

Las aguas residuales urbanas están compuestas fundamentalmente por residuos orgánicos y productos de lavados domésticos, siendo los contaminantes más importantes las grasas y aceites, la materia orgánica en general y microorganismos patógenos. La disposición en cuerpos receptores tales como ríos y borde costero marítimo es una acción que pone en riesgo la población humana y los recursos que de estos cuerpos se pueden obtener. Por esto resulta importante la disposición de manera segura de estos residuos.

Por disposición legal, se pretende mediante la Ley 19.549 reforzar la capacidad de control y fiscalización del estado y regular la incorporación del sector privado a la industria sanitaria, con el fin de impulsar la modernización en el área de infraestructura sanitaria y con esto alcanzar en los próximos cuatro años, una vez aprobada la ley, la cobertura de 100% de agua potable y alcantarillado y al menos un 70% del tratamiento de aguas servidas de las zonas urbanas. Modernización se entiende como la posibilidad de acceso de todos los habitantes del país a los servicios sanitarios y, muy especialmente, avanzar en forma urgente en el tratamiento de aguas servidas. También la futura aparición de la norma para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas superficiales, dispuesta por la Comisión Nacional del Medio Ambiente (CONAMA), constituye un avance importante

En lo que respecta a la comuna de Concón, su situación de ciudad costera y turística amerita el cuidado del recurso hidrográfico, de manera que las aguas servidas no incidan sobre la calidad de las aguas recreacionales, ni sobre el sector de explotación pesquera presente. Por esto, es necesario evaluar algunos sistemas de depuración de aguas residuales para disponer de ella de manera segura, ya sea reusándola o vertiéndola al mar, bajo el cumplimiento de la futura normativa y a un costo asociado, que siendo asumido por la población, sea el mínimo posible.

El presente trabajo tiene como objetivo diseñar una planta de tratamiento de aguas servidas municipales que sea capaz de cumplir con las necesidades comunales y las normativas que están establecidas en el tema a nivel nacional. Se estudiarán dos sistemas de tratamiento para encontrar la alternativa más adecuada que cumpla con lo señalado anteriormente. Además, mediante este trabajo se pretende demostrar que la instalación de una planta depuradora de aguas servidas en la comuna es una alternativa que puede presentar ventajas, desde un punto de vista económico, social y ambiental, frente a la propuesta de ESVAL S.A. de construir un emisario submarino.

## CAPÍTULO I Diagnóstico.

En este capítulo se realizará una descripción de la actual situación de la comuna de Concón, desde un punto de vista global, que incluye ubicación, población, superficie, servicios higiénicos, consumo de agua, aguas servidas y puntos de descarga. El objetivo de esto es identificar y cuantificar los factores que influirán en el diseño de la planta de tratamiento de aguas.

### **1.1 Antecedentes Comunales.**

#### **Comuna de Concón.**

La comuna de Concón es creada el 28 de diciembre de 1995, mediante la ley N° 19.424. Su formación se gestionó por causa de la desproporción entre la asignación de recursos económicos para las ciudades de Viña del Mar y Concón, considerando lo que generaba cada ciudad antes de su separación administrativa. Las actuales autoridades de Concón cuestionaron la diferencia entre los crecimientos económicos de ambas ciudades, aduciendo la importancia de Concón en términos económicos por su actividad turística e industrial.

Durante el último trimestre de 1996 la población eligió a sus autoridades, resultando electos Oscar Sumonte González, alcalde; Julio Valdebenito Cerda, Daniel Contreras Fuentes, Antonio Troncoso Torres, Vicente Herrera Yévenes y María Cristina Aguilera Pino, concejales. Desde el 13 de enero de 1997 comienza a funcionar la I. Municipalidad de Concón, ubicada en calle Santa Laura 567.

Figura 0.1 Sector del camino costero de la comuna de Concón. (Primer plano: Club de yates Higuierilla. Fondo: Playa Amarilla)



**Ubicación y Superficie.**

Posicionalmente la comuna de Concón se localiza en la quinta región de Valparaíso, provincia de Valparaíso, contando como límites administrativos las comunas de Limache, al este, Quintero al norte y Viña del Mar al sur, mientras que por oeste limita con el Océano Pacífico tal como lo muestra la Tabla 1.1. La figura 1.1 muestra parte del sector costero comunal.

Tabla 0.1 Límites comunales.

	Límite	Comentario
Norte	Comuna de Quintero	Hasta ribera norte del río Aconcagua.
Oeste	Océano Pacífico	
Este	Comuna de Limache	Hasta puente "Las gaviotas"

---

Sur Comuna de Viña del Mar Hasta Roca Oceánica

---

En cuanto a superficie, la comuna abarca 83,3 km<sup>2</sup>., lo que representa un 2,8% de la superficie provincial (2.251,4 km<sup>2</sup>), y un 0,5% respecto de la región (16.581 km<sup>2</sup>). De este total, un 91,5% es considerado área rural, el restante es área urbana. Es necesario precisar que este 8,5% está ubicado en el sector costero de la comuna.

### **Población.**

Respecto a población, según datos del censo de 1992, Concón poseía 18.739 habitantes, lo que revela una densidad poblacional de 224,9 hab./km<sup>2</sup>.

En la actualidad la población comunal ha presentado un crecimiento acelerado, causado en su mayoría por inmigraciones provenientes de la IV Región, Santiago y Viña del Mar, estimándose hoy en más de 30.000 habitantes (estimación realizada por la Dirección de Obras Municipales). Esto por la ubicación estratégica de la comuna, es decir, su proximidad a los principales centros urbanos del país, tales como Santiago, Viña del Mar y Valparaíso.

En lo que a la clasificación de la población, Concón, hasta 1992, poseía un 97,63% en sector urbano.

### **Evolución de la población comunal.**

En la tabla 1.2 se muestra la evolución de la población, según fuentes oficiales (Instituto Nacional de Estadística, Censo correspondiente a dichos años).

Tabla 0.2 Evolución de la población comunal.

---

Población	1940	1950	1960	1970	1982	1992
-----------	------	------	------	------	------	------

---

Urbana	10158	10805	14488	15149	15942	18294
Rural	0	0	0	0	0	445
<b>Total Comunal</b>	<b>10158</b>	<b>10805</b>	<b>14488</b>	<b>15149</b>	<b>15942</b>	<b>18739</b>
Crecimiento Intercensal		647	3683	661	793	2797

---

La población que existe en Concón es de 33.632 habitantes según el registro que poseía la empresa sanitaria ESVAL S.A. a comienzos de marzo de 1998. Cabe señalar que a fines de dicho año esta cifra se mantuvo constante para términos de planificación de la empresa.

### **Distribución de la población.**

La comuna se subdivide en 11 unidades vecinales, más el sector de Bosques de Montemar, las cuales se indican en la Tabla 1.3.

Tabla 0.3 Distribución administrativa de la comuna de Concón, según censo 1992.

---

Unidad vecinal	Superficie Km <sup>2</sup>	Hectáreas (Ha)	Población
----------------	----------------------------	----------------	-----------

---

N° 106 Caleta Higuierillas	0.304	30	2.225
N° 107 Concón Nuevo	0.725	73	1.396
N° 108 Concón Viejo	1.121	112	6.496
N° 109 Los Tres Esfuerzos	0.172	17	2.316
N° 110 Población Enap	0.416	42	1.565
N° 117 Las Gaviotas	0.237	24	1.603
N° 120 Vista al Mar	0.185	19	1.140
N° 122 Los Romeros	0.446	45	492
N° 144 Costa Brava	0.084	8	201
N° 145 Nueva Concón	0.232	23	177
N° 148 Villa Aconcagua - Villa Concón	0.215	22	640
TOTAL	4.137	414	18.251

---

Remanentes (REM)	Superficie Km <sup>2</sup>	Hectáreas (Ha)	Población
Bosques de Montemar	1.265	127	43
REM No habitado	1.719	172	10
Rural	76.201	7.620	435
TOTAL	79.185	7.919	488

---

Del último censo realizado en el país, se revelaron datos tales como:

Servicios básicos de urbanización.
Disponibilidad de servicios higiénicos.
Areas verdes
Servicios públicos

### **Agua potable y alcantarillado**

Hasta el año 1997, el 93,3% de la población comunal tenía cobertura de agua potable, alcanzando un 85% de cobertura de sistema de alcantarillado (ESVAL, 1998). Sin embargo, según información entregada por el departamento de obras de la I. Municipalidad, en conjunto con la secretaría de planificación comunal, Serplac<sup>1</sup>, el porcentaje de cobertura del alcantarillado no supera el 60%.

Si bien entre ambos números hay una considerable diferencia, para efectos del desarrollo de este trabajo se considerará válida la cifra entregada por la sanitaria, ya que para realizar una comparación lo más real posible al proyecto del emisario submarino propuesto por ESVAL S.A. es necesario trabajar con los mismos datos provenientes de la empresa. La diferencia de cobertura entregadas por las diferentes entidades jugaría un rol significativo a la hora de entrar a realizar evaluaciones económicas entre sistemas de alcantarillado y conducción de aguas servidas, pero como se ha señalado, en este trabajo se pretende plantear una solución global de tratamiento definitiva, es decir, considerando para el futuro que la totalidad de la población comunal estará saneada, vale decir, un 100% de cobertura.

---

<sup>1</sup> Comunicación personal con Christian Johanssen, SERPLAC I. Municipalidad de Concón.

• **Tratamiento y alcantarillado.**

Como se señaló anteriormente, existe un porcentaje de la población de Concón que no posee servicio de alcantarillado, disponiendo sus aguas servidas en fosas sépticas o pozos negros. Es responsabilidad de ESVAL S.A. proporcionar este servicio, por ser la empresa sanitaria presente en el sector. Como parte del futuro saneamiento ofrecido por la empresa a la comuna, previo al emisario submarino se requieren terrenos para ubicar una planta de desbaste, de una extensión de media hectárea, aproximadamente. El objetivo de dicha planta de desbaste, de similares características a la ubicada en la ciudad de Viña del Mar, es retirar el material sólido presente en el agua residual para evitar un posible taponamiento del emisario.

Las locaciones solicitadas por ESVAL S.A. fueron:

Playa La Boca.

Terreno frente al servicentro Copec denominado la Boca 2.

Lote 8 de RPC.

En una primera instancia el concejo comunal rechazó la posibilidad de instalar la planta de tratamiento en las cercanías de la playa, argumentando que se vería afectado el carácter turístico de la zona. Es por esto que quedaron excluidos las dos primeras posibilidades antes mencionadas. Las figura 1.2 y 1.3 muestran una vista aérea y panorámica del sector de la desembocadura del río Aconcagua, en donde se señalan las ubicaciones de dos de los terrenos antes mencionados.

Figura 0.2 Vista aérea del sector costero, playas La Boca y La Boca 2. **Gentileza: Dirección de Obras Municipales de la I. Municipalidad de Concón.**



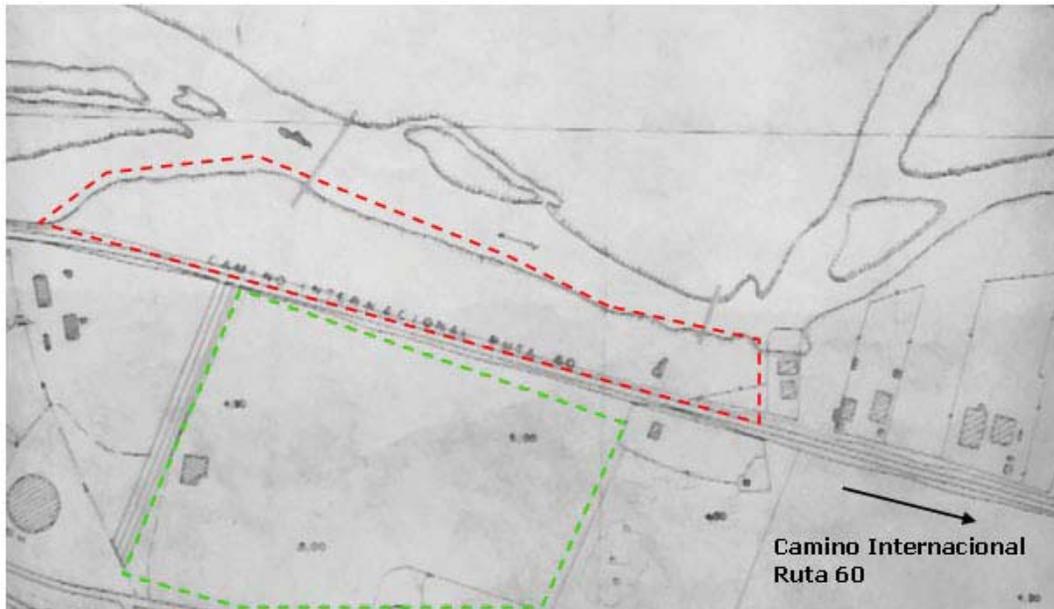
Figura 0.3 Fotografía Playa La Boca, ingreso a Concón por el borde Costero.



El terreno denominado *Lote 8 de RPC* fue negado por la refinería, debido que éste se encuentra adyacente a la planta, lo que en caso de situar la planta de tratamiento en este

lugar, impediría una futura expansión de la refinería. En la figura 1.4 se muestra la posición de los lotes pertenecientes a la R.P.C.

Figura 0.4 Fragmento del plano de la comuna de Concón, donde se muestran las posiciones de los lotes 4 y 8.



Ante esto el municipio, en conjunto con la R.P.C. cuando correspondió, propusieron los siguientes terrenos:

- Roqueríos ubicados al costado sur de la playa La Boca.
- Lote 4 de RPC, ubicado frente al Lote 8.
- Sector Ex-Planta Ladrillo. Ubicado al costado de la población Pantanal, frente a la R.P.C., por el camino internacional.

En esta ocasión, ESVAL S.A. rechazó estas ofertas, argumentando lo siguiente:

Los roqueríos se descartaron por la dificultad que presentaba el construir sobre rocas al

interior del mar.

El Lote 4, perteneciente a la refinería de petróleo, fue rechazado porque para ESVAL S.A. esos terrenos no satisfacían las necesidades de espacio requerido por ellos. El sector cercano a la planta de ladrillo, donde actualmente se encuentra una población marginal, nacida de una toma ilegal, constituye un interés para la municipalidad, ya que evitaría una futura toma, sin embargo, ESVAL S.A. rechazó nuevamente el terreno, aduciendo que dicho terreno modificaba el proyecto original.

El objetivo de ESVAL S.A., supuestamente, era localizar su planta lo más cercano a la costa, para minimizar al máximo los costos de operación y de instalación, evitando además rehacer el trazado original.

Por otro lado, la instalación de sistema de alcantarillado para la totalidad de la población está sujeta a que la entidad que corresponda ceda los terrenos solicitados, esto quiere decir que ESVAL S.A. no pondría sistema de alcantarillado mientras no se le cedieran los terrenos exigidos. Esta situación mantuvo tensas las relaciones entre la I. Municipalidad y los vecinos, por cuanto estos consideraban que la falta de alcantarillado era por la oposición del municipio a instalar la planta de pretratamiento ofrecida por ESVAL S.A.

La gran polémica que surgió por este tema llevó a considerar, por parte de la I. Municipalidad, una consulta popular para que fueran los propios vecinos los que decidieran respecto a este tema. Sin embargo, esta discusión entre la I. Municipalidad y ESVAL S.A. ha llegado a buen término: las autoridades de Concón acordaron ceder el sector de la Playa de la Boca conocido como la Boca 2 para que la empresa sanitaria desarrolle su proyecto (figura 1.5).

Figura 0.5 Sector actualmente destinado para las instalaciones de la planta de pretratamiento de ESVAL S.A.



## **1.2 Aguas servidas municipales.**

### **1.2.1 Política ambiental de Esva S.A.**

Actualmente la empresa sanitaria tiene como objetivos, respecto al tratamiento de aguas servidas, la siguiente propuesta, dependiendo del sector:

Zona Interior: Tratamiento primario y secundario, mediante sistema de lagunas. Algunas localidades que presentan este sistema son Placilla, San Esteban, Putaendo, Cabildo, Santa María, Catemu, Casablanca, Puchuncaví, Nogales, Petorca, y Llay Llay.

Zona Costera: Desbaste y disposición final del agua servida a más de 1 kilómetro del borde costero. Actualmente la comuna de Viña del Mar posee una planta de desbaste, ubicada en calle 4 poniente N° 94, la que por sistema de bombeo evacúa las aguas por un emisario, descargando 1,5 kilómetros al interior del mar.

Concón, por ser zona costera, poseería este último sistema de tratamiento. Sin embargo, se cree que es posible evitar descargar al mar altos niveles de carga orgánica, sólidos y microorganismos patógenos, perjudiciales para el ecosistema marino y población humana, tratando las aguas servidas a nivel primario y secundario. Esto se realizaría sin impactar fuertemente el costo que asume la población por tratar sus efluentes de manera eficiente.

### **1.2.2 Descargas de aguas servidas municipales.**

En la comunidad de Concón existen cuatro puntos de descarga directa al mar de aguas servidas, señalados en la figura 1.1. Estos puntos se encuentran identificados por ESVAL S.A., quien realizó mediciones del caudal en cada punto y además cuantificó concentraciones de materia orgánica (DBO<sub>5</sub>), grasas y aceites, sólidos suspendidos, pH, y acidez-alcalinidad. Además, existe un gran número de descargas clandestinas a lo largo del litoral, provenientes de particulares, las que no son controladas por la sanitaria, un ejemplo de ello son las infiltraciones de la aguas servidas que provienen de algunos edificios presentes en el sector de Playa Negra, cuyas aguas contaminadas van a dar directo a la mencionada Playa.

En la Tabla 1.4 se presentan los puntos de descargas anteriormente mencionados con los valores de los caudales en cada uno de ellos. Esto datos provienen del último plan de aforo realizado por la empresa sanitaria a fines del año 1997. Las figuras 1.5 y 1.6 muestran los puntos de descarga identificados por ESVAL S.A.

Tabla 0.4 Caudales medidos en los puntos de descarga (ESVAL S.A., 1997).

<b>Descarga</b>	<b>Máximo (L/s)</b>	<b>Medio (L/s)</b>	<b>Mínimo (L/s)</b>
Copec	18	7	1
San Pedro	23	9	2

Pedro de Valdivia	30	12	2
Higuerilla	100	40	6

En la tabla 1.5 se presentan los valores de los parámetros medidos en cada uno de los puntos de descargas de aguas servidas.

Tabla 0.5 Caracterización de las descargas de aguas servidas (ESVAL S.A , 1997).

	N°1	N°2	N°3	N°4
	Copec	San Pedro	Pedro de Valdivia	Higuerillas
Grasas y aceites (mg/L)	100	27	30	50
Sólido suspendidos (mg/L)	200	140	150	160
DBO <sub>5</sub> (mg/L)	201	215	200	212
Acidez-Alcalinidad	300	260	250	280
PH	7.5	7.5	7.5	7.5

Mediante un cálculo de promedio ponderado entre cada factor y el caudal medio de las descargas mencionadas podemos obtener las características del caudal medio a tratar. Estas se presentan en la Tabla 1.6.

Tabla 0.6 Características promedio del efluente a tratar.

Parámetro	Magnitud	Unidad
DBO <sub>5</sub>	209,15	mg/L

Acidez-Alcalinidad	274,12	mg/L
Sólidos Suspendidos	159,71	mg/L
Grasas y aceite	48,57	mg/L
pH	7,5	

Figura 0.6 Identificación de puntos de descargas de aguas servidas controlados por ESVAL S.A., 1997.

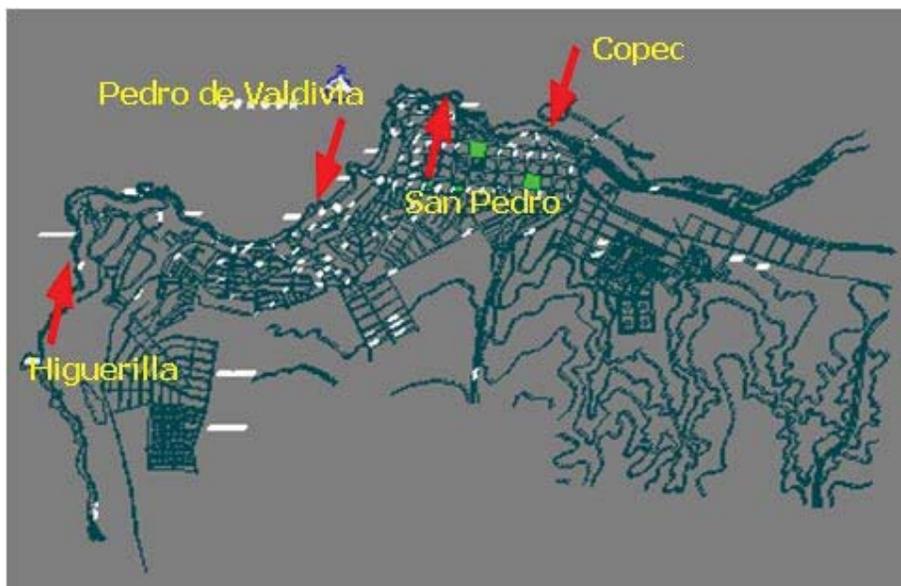


Figura 0.7 Fotografías de los sectores de descargas mencionados anteriormente. **1: Higuierilla 2: Pedro de Valdivia 3: San Pedro 4: Copec**



### 1.2.3 Situación ambiental del río Aconcagua.

La comuna de Concón posee un gran recurso natural como lo es el río Aconcagua. Además de ser un elemento limítrofe, su influencia en el sector turismo es claro: su desembocadura en el sector denominado La Boca, playa ubicada en pleno sector de cocinerías y de gran afluencia turística, causa un fuerte impacto en la medida que este río conduzca aguas contaminadas al sector. Resulta bueno recordar que la propia empresa ESVAL S.A. capta agua para el consumo de la población, por lo que la calidad del agua del río resulta de vital importancia.

Conocida la relevancia de esto, la Comisión Nacional del Medio Ambiente (CONAMA) 5<sup>ta</sup> región realizó un Estudio de Impacto Ambiental de las descargas de aguas servidas, industriales y otras en la cuenca del río Aconcagua, el año 1996.

Se señala en dicho estudio que el río Aconcagua es un gran receptor de contaminación, producto de las descargas industriales que se realizan, los desechos domésticos que se vierten mediante el sistema de alcantarillado, las aguas servidas que se descargan y, además, producto de las aguas lluvias que son transportadas por el río al mar.

El alto nivel de coliformes fecales que presenta el río se debe a las descargas domésticas que se producen. Además, se presenta una contaminación adicional producto de las descargas accidentales que realizan algunas mineras, tales como las fundiciones de cobre ubicadas en Catemu y las concentradoras de cobre ubicadas en Los Andes. También se transportan al mar a través del Aconcagua algunos plaguicidas utilizados en la agricultura, como además hidrocarburos de petróleo que son descargados por la R.P.C.

Se presenta en las Tablas 1.7 , 1.8 y 1.9 las descargas al río y alcantarillado mencionadas en dicho estudio:

Tabla 0.7 Descargas de aguas residuales industriales. (Fuente. "Catastro Nacional de Descargas Residuos Industriales Líquidos" 1991-1992, Superintendencia de Servicios Sanitarios, SISS). (\*)Empresa fuera de servicio

---

DESCARGAS DIRECTAS AL RIO ACONCAGUA

---

LOCALIZACION	CIU <sup>2</sup>	NOMBRE EMPRESA
Catemu	23023	Compañía Minera Disputada de Las Condes S.A
San Felipe	31131	Conservera Pentzke S.A
La Calera	31141	Algas Marinas "Algamar"
La Calera	35111	Sociedad Industrial La Calera
La Calera	36921	Cemento Melón

---

---

<sup>2</sup> **CIU**: Clasificación Industrial Uniforme de todas las Actividades Económicas, Tercera Revisión, Informes Estadísticos, Serie M N° 4, Rev. 3. Departamento de asuntos Económicos y Sociales Internacionales, Naciones Unidas - Nueva York, 1990. Definición mencionada en el Anteproyecto de Norma para la Regulacion de Contaminantes Asociados a las Descargas de Residuos Liquidos a Aguas Superficiales (CONAMA, 1998).

---

Quillota	32112	Textil SAID (*)
Quillota	35111	Industrias Químicas Generales (*)
Estero La Laja- Concón	35111	Basf de Chile S.A
Estero La Laja- Concón	35301	Refinería de Petróleos Concón
DESCARGAS A ESTEROS AFLUENTES AL RIO ACONCAGUA		
Estero Quilpué	31111	Matadero Santa María
Estero Catemu	31112	Agrícola Catemu
Estero Los Loros	31212	Industria de Maíz y Alimentos S.A INDUCORN
Estero El Melón	31113	Sopraval Ltda.
DESCARGAS AL ALCANTARILLADO		
Catemu	31111	Matadero Municipal Catemu
Los Andes	31111	Matadero Los Andes
Los Andes	31115	Omeñaca e Hijos
Los Andes	31131	Consorcio Nieto
Los Andes	38196	Industria Conjuntos Mecánicos Aconcagua S.A
San Felipe	31111	Matadero San Felipe
San Felipe	31131	Conserva Pentzke S.A
San Felipe	31131	Corpora S.A
San Felipe	32311	Curtiembre Lafón S.A.I
Llay-Llay	31111	Matadero Municipal Llay-Llay
Llay-Llay	31212	Industria de Maíz y Alimentos S.A INDUCORN
La Calera	31111	Frigorífico La Calera

---

La Calera	31113	Sopraval Ltda.
La Calera	31115	Cecinas Venezia
La Calera	31115	Cecinas Magnere
Quillota	31111	Socomaqui
Quillota	31115	Comunidad Zabel
Quillota	31131	Bozzolo Hnos. y Cía. Ltda.
Quillota	31131	Conservas Centauro
Quillota	34201	Gastorno Prudent Díaz (Consortio Prudent)
Quillota	35111	Industrias Químicas Generales (*)
La Cruz	31131	Soc. Agranex Productos Lourdes Ltda.
Concón	31141	Golden Seagull Ltda.
OTRO TIPO DE DESCARGAS (Suelo, Canal de Riego, Mar)		
Catemu	23031	Compañía Minera Catemu (Suelo)
La Calera	31161	Agrícola Victoria Ltda. (Canal de Riego)
Quillota	31121	Alimentos Grotte Ltda. (Suelo)
La Cruz	34112	Manufactura de Papeles La Cruz Ltda. (Canal de Riego)
Concón	31111	Agroindustrial Concón (Suelo)
Concón	31131	Nature's Farm Products -Chile. (Suelo)
Concón	31141	Pesquera Quintero (Mar)
Concón	35301	Refinería de Petróleos Concón (Mar)
Concón	35401	Asfaltos Chilenos S.A (Suelo)

Tabla 0.8 Descargas directas al río Aconcagua.

DESCARGAS DIRECTAS AL ACONCAGUA.

LUGAR DESCARGA	TIPO INDUSTRIA	NOMBRE
San Felipe	Conservera	Pentzke
Est. Lo Campo - Est. Catemu	Minera	Cia. Min. Disp. Las Condes
La Calera	Orgánica	Soc. Ind. La Calera
	Orgánica	Algas Marinas - ALGAMAR
	Cemento	Cemento Melón
Quillota	Textil	Textiles SAID
	Inorgánicas	Ind. Químicas Generales
Estero La Laja - Concon	Petróleo	Refinería Con Con
	Orgánica / Inorgánica	BASF

Tabla 0.9 Descargas industriales al sistema de alcantarillado.

DESCARGAS AL ALCANTARILLADO.

LUGAR DESCARGA	TIPO INDUSTRIA	NOMBRE
Los Andes	Metalmecánica	Franco Chilena - Cormecánica
San Felipe	Curtiembre	Curtiembre Lafon S.A. I.
Calera	Cecinas	Cecinas Venezia
	Matadero	Frigocal
	Faenadora AVES	Sopraval
	Hospital	Hospital La Calera

Además se presentan descargas domiciliarias directas al río que han sido identificadas, las que se muestran en la Tabla 1.10.

Tabla 0.10 Descargas domiciliarias al Aconcagua

Localidad	Número de descargas	Diámetro del ducto (mm)
Los Andes	3	1200
		500
San Felipe	2	500
		400
Hijuelas	1	--
Calera	2	500
		600
Quillota	1	700

Debido a que la desembocadura del río se encuentra frente a la comuna de Concón, es claro que todo lo que conduce el río impactará sobre el borde costero comunal. El tratamiento de las aguas municipales ayudará a disminuir la contaminación en la desembocadura del Aconcagua, aunque para lograr un completo saneamiento, otros municipios debieran hacerse partícipe en un programa común de saneamiento del río y de este modo mejorar la calidad de vida de la población.

• *Conclusiones del capítulo de diagnóstico.*

El tema de las aguas servidas en Concón no es algo que sea considerado como secundario, sino que muy por el contrario, es un tópico que durante este último tiempo ha ido tomando gran relevancia, incluso a nivel de juntas vecinales. Se pudo apreciar en una conferencia de prensa citada por la junta de vecinos de Concón Sur, a fines de septiembre de 1998, que lo más apremiante es la solución al problema de alcantarillado, independiente del sistema de tratamiento y disposición de aguas servidas.

Frente a la necesidad de tratamiento de aguas servidas es que, considerando la información otorgada por ESVAL S.A. y las inquietudes impuestas por la I. Municipalidad de Concón, se diseñará una planta de tratamiento que considere diferentes operaciones y procesos de manera tal de dar cumplimiento a la normativa ambiental nacional vigente y próxima a entrar en vigencia, y se realizarán los estudios económicos necesarios para poder estimar una tarifa de cobro de tratamiento de agua servida por esta planta, para ser comparada con la actual tarifa de tratamiento que ESVAL S.A. cobra a los vecinos de Viña del Mar (puesto que esta ciudad posee un sistema de pretratamiento y disposición de aguas servidas similar al que estaría en la ciudad de Concón). Además se tratará de cuantificar los posibles impactos ambientales y sociales tanto del sistema propuesto por la sanitaria como el que se propondrá en este trabajo.

## CAPÍTULO II Capacidad y ubicación de la planta.

### 2.1 Población estimada a futuro.

Para poder determinar la capacidad de la futura planta de tratamiento de aguas servidas de la comuna de Concón se necesita conocer la población que se debe satisfacer con este servicio. Una manera de estimar la población es en base a los datos de consumo de agua, clientes, y antecedentes históricos de los hábitos de consumo de la comuna. ESVAL S.A. ha reportado los siguientes datos mostrados en la Tabla 2.1.

Tabla 0.1 Situación Sanitaria de Concón (ESVAL, 1998).

Población urbana	Agua potable		Sistema alcantarillado		de Dotación de consumo		Caudal aguas servidas (l/s)
	Número de habitantes	Población servida	% cobertura	Población saneada	% cobertura	No punta	
33.632	31.379	93.3	28.587	85	340.3	399.1	359.9 95.3

Como se planteó en la introducción, uno de los objetivos de este proyecto es demostrar que los costo de la construcción de un colector en la comuna de Concón pueden resultar ser mayores o iguales que la instalaciones de un planta depuradora de aguas servidas. Como primer paso a un posterior diseño es establecer los años de cobertura del servicio. Por disposición legal (D.F.L. 70/88), un proyecto de tratamiento de aguas servidas sin posibilidad de expansión, caso de un emisario submarino, se debe considerar como período de cobertura un lapso no menor a 35 años. Es por esto que se definió como vida

útil de la planta 35 años, ya que esta sería el tiempo que prestaría el servicio el emisario, por lo que si se asume que la planta comienza a prestar servicios el año 2000, esta debería contemplar el aumento en la necesidad de tratamiento de las aguas hasta el año 2035.

• *Estimación según fórmula MIDEPLAN.*

La ecuación 2.1 es la utilizada por el ministerio de planificación (MIDEPLAN), para estimar los aumentos de población a la hora de planificar proyectos de inversión social. Si se aplica la ecuación<sup>3</sup>:

$$P = P_0 \cdot \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

$P$ : población en el año  $n$ , habitantes.

$P_0$ : población inicial, habitantes.

$d$ : tasa de crecimiento intercensal.

$n$ : número de años.

Para la aplicación de la ecuación 2.1 es necesario obtener el valor de la tasa de crecimiento intercensal. Se determinará a continuación que para el último período comprendido entre 1992 hasta 1998, la tasa intercensal alcanzó un valor de 10,24 % anual.

---

<sup>3</sup> Comunicación personal con Sr. Patricio Oportus, funcionario MIDEPLAN V Región.

$$d = 100 \cdot \left[ \left( \frac{P}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] \% \quad \text{Ec. 2.2}$$

$$d = 100 \cdot \left( \frac{33632}{18739} \right)^{\frac{1}{6}} = 10,24 \%$$

Este último valor alcanzado es consecuencia del gran crecimiento que ha tenido Concón en los últimos años. Es lógico suponer que esta tasa no se mantendrá indefinidamente, por lo que se realizará el cálculo de la población en el último año de vida útil de la planta utilizando la tasa de crecimiento intercensal de la Quinta Región, la que corresponde a 1,25% y para efectos de cálculos se utilizará la población de 1998 registrada por ESVAL S.A. como la del año cero. Luego, evaluando la ecuación 2.1 con los datos a continuación, se obtiene que la población al año 2035 será de 53256 habitantes.

$$P_0 = 33632$$

$$n = 2035 - 1998 = 37$$

$$d = 1,25$$

$$P_{2035} = 33632 \cdot \left( 1 + \frac{1,25}{100} \right)^{37} = 53256 \text{ habitantes .}$$

• ***Estimación según futuros poblamientos.***

Por otro lado, se puede determinar el crecimiento poblacional ocupando la densidad promedio de la comuna junto con las superficies más importantes que van a ser pobladas para determinar los habitantes de Concón en el último año de vida útil de la planta.

La Dirección de Obras Municipales (D.O.M.) ha señalado que el sector costero comunal

se encuentra saturado, siendo hacia los interiores las futuras expansiones demográficas. El sector denominado Lomas de Montemar se encuentra actualmente loteado para recibir la futura población.

La otra gran expansión poblacional considerada por el municipio es el habitamiento de 1.032 departamentos construidos para dar solución al problema habitacional de gente de sectores socioeconómicos medios bajos.

Para estimar la población al año 2035 se realizaron las siguientes aproximaciones, de manera de poder comparar con el resultado antes obtenido:

Superficie total urbana: 7,141 km<sup>2</sup>.

Población con agua potable: 33.632 hab.

Densidad urbana aproximada:  $33632/7,141 = 4709,7 \text{ hab/km}^2$

Tomando en cuenta que el mayor crecimiento de población se llevará a cabo cuando se habite el sector de Lomas de Montemar, más el poblamiento de 1.032 departamentos ya construidos, destinados a cubrir la necesidad de gente de sector medio bajo (donde se considerará un promedio de 6 personas por departamento (D.O.M., 1998)), se tiene:

Superficie de Lomas de Montemar: 2,03 km<sup>2</sup>

Habitantes de Lomas de Montemar:  $4709,7 * 2,03 = 9560,69 \approx 9561 \text{ hab.}$

Habitantes de departamentos:  $1032 * 6 = 6192 \text{ hab.}$

Total de aumento de población:  $9561 + 6192 = 15753 \text{ hab.}$

Población total final:  $33632 + 15753 = \mathbf{49385 \text{ habitantes.}}$

Por ambos métodos utilizados para realizar esta estimación han arrojado un valor cercano a los 50000 habitantes, siendo este último la población fija utilizada como base para el diseño del proyecto. El utilizar este valor de referencia no hará incurrir en

grandes errores de diseño, puesto que cualquier método de estimación de población no es 100% certero, sobre todo si se considera el horizonte del proyecto, 35 años a futuro.

## 2.2 Caudal estimado a futuro

Para estimar la capacidad de la planta resulta necesario conocer lo que en ingeniería sanitaria se llama factor de aguas servidas a tratar, que expresa el flujo de aguas servidas vertidas por habitante.

Si se considera que el consumo promedio de una familia compuesta de 5 personas es de 25 m<sup>3</sup>/mes, dato obtenido de la consulta de diversos grupos familiares compuestos por dicho número, el factor de consumo de agua potable sería de 166,7 lt/hab/día. Debido al gran número de industrias clientes de ESVAL S.A. en la comuna, este factor alcanza un valor de 359,9 lt/hab/día, lo que afecta de manera directa el factor de descarga con el que diseñará la planta. Lamentablemente ESVAL S.A. no tiene control sobre la cantidad de agua descargada a los sistemas de alcantarillado por parte de las industrias.

Considerando un factor de retorno de aguas servidas, siendo éste la razón entre el caudal de aguas servidas vertidas al sistema de alcantarillado versus el consumo de agua potable promedio de la población, de 73% (ESVAL S.A., 1998), da un valor de descarga de 262,7 lt/hab/día.

$$359,9 \cdot 0,73 = 262,7 \left[ \frac{L}{\text{hab} \cdot \text{día}} \right]$$

Este valor es superior al valor típico de diseño alcanza los 200 lt/hab/día (Metcalf, 1995). Sin embargo, este factor está por debajo de lo recomendado por organizaciones internacionales como la agencia de protección del ambiente de los Estados Unidos (Environmental Protection Agency, US EPA).

De esta manera se puede obtener el caudal promedio de aguas servidas para el año 2035,

multiplicando el factor de diseño por la cantidad de habitantes antes estimada.

$$Q_{2035} = \frac{262,7 \cdot 50000}{24 \cdot 1000}$$

$$Q_{2035} = 547,29 \left[ \frac{m^3}{h} \right] = 152,03 \left[ \frac{L}{s} \right]$$

Considerando las descargas controladas por ESVAL S.A., mostradas en la Tabla 2.2, se puede determinar el factor punta para Concón.

Tabla 0.2 Descargas y caudales en la comuna de Concón (ESVAL S.A., 1997).

Descargas	Máximo (L/s)	Medio (L/s)	Mínimo (L/s)
Copec	18	7	1
San Pedro	23	9	2
Pedro de Valdivia	30	12	2
Higuerilla	100	40	6
TOTAL	171	68	11

El factor punta (*FP*) se calcula como la razón entre el caudal punta y el caudal medio, mientras que el factor no punta (*FNP*) es el promedio entre el caudal mínimo y el caudal medio. Ejemplo: para el caso de Higuerilla

$$FP = \frac{100}{40} = 2,5$$

$$FNP = \frac{6}{40} = 0,15$$

Los factores puntas y no puntas de cada descarga se encuentran en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Factores Punta y No Punta de cada descarga.

Descargas	Factor Punta	Factor No Punta
Copec	2,57	0,14
San Pedro	2,55	0,22
Pedro de Valdivia	2,5	0,17
Higuerilla	2,5	0,15
PROMEDIO PONDERADO	2,5	0,17

Esta cifra deberá ser considerada para obtener el caudal punta del año 2035 valor que es importante para poder diseñar algunos equipos. Por lo tanto el caudal punta para el año 2035 es de:

$$Q_{punta} = 152,03 \cdot 2,5 = 381,6 \left[ \frac{L}{s} \right]$$

$$Q_{minimo} = 152,03 \cdot 0,17 = 25,8 \left[ \frac{L}{s} \right]$$

Se puede resumir en la tabla 2.4 los principales datos de estimación de población, caudal y características del agua residual a ser tratada por la planta.

Tabla 0.4 Resumen de las características del agua residual.

	Magnitud
Caudal medio último año proyectado, L/s.	152,03
Caudal punta último año proyectado, L/s.	381,6
Caudal mínimo último año proyectado, L/s.	25,85
Concentración de DBO <sub>5</sub> , mg/L.	209,15
Concentración de Sólidos Suspendidos Totales, mg/L.	159,71
Concentración de Grasas y Aceites, mg/L.	48,57
pH	7,5

### 2.3 Ubicación de la planta.

Se consultó a las autoridades municipales sobre los posibles terrenos donde se podría ubicar una planta de tratamiento, los cuales fueron visitados junto con el inspector de obras municipales, señor Daniel Molina. Durante esta visita se observaron y comentaron los terrenos que solicitaba la empresa ESVAL S.A. para instalar su planta de pretratamiento y los terrenos que ofrecía la municipalidad para dicho efecto, señalados en el capítulo anterior. Estos son:

Roqueríos ubicados al costado sur de la playa La Boca.

Lote 4 de RPC, ubicado frente al Lote 8.

Sector Ex-Planta Ladrillo, ubicado frente a la RPC, por el camino internacional

**a.- Roqueríos:**

La idea de realizar una planta de tratamiento, que considere fases primaria, secundaria y tratamiento de lodos, resulta a simple vista irrealizable por los excesivos costos que implicarían acondicionar el terreno para la construcción de la planta y por la limitación de superficie que se produce al validar esta alternativa.

**b.- Sector Ex-Planta Ladrillo:**

Ubicado frente a la R.P.C., a un costado del camino internacional. Este terreno pese a tener una superficie aproximada de media hectárea, no es adecuado para la instalación de la planta por estar rodeado de una población legalmente asentada (población Pantanal), que no estará dispuesta a tener una planta en su vecindad. Además, siguiendo las recomendaciones bibliográficas (W.E.F., 1992), no es conveniente tener una planta que considere tratamientos secundarios de aguas y de fangos inmediatamente vecina a una población.

**c.- Lote 4 R.P.C.:**

Ubicado al costado sur de la ribera del río, se encuentra dividido por un pool de cañerías pertenecientes a la refinería de petróleo. La R.P.C. se encuentra dispuesta a ceder cualquier fracción del terreno para poder instalar una planta de tratamiento de aguas.

Cabe señalar que a ambos costados del pool de cañería hay una superficie de más de 15000 m<sup>2</sup>, lo que es adecuado para la instalación de una planta que satisfaga las necesidades de la población de Concón.

En la tabla 2.5 se señalan algunas ventajas y desventajas de cada una de estas

alternativas.

Tabla 0.5 Ventajas y desventajas de los sitios propuestos.

Lugar	Ventajas	Desventajas
Roqueríos		<p>Inaccesibilidad del lugar.</p> <p>Poca superficie.</p> <p>Alto costo de acondicionamiento del terreno.</p> <p>Próximo a sector turístico</p>
<p>Población del sector ex-planta Ladrillo</p> <p>Retirado del sector turístico.</p>		<p>Población inmediatamente contigua al terreno.</p> <p>Poca superficie, si se considera una futura expansión.</p> <p>Lejanía de lugar de posible descarga del agua tratada.</p>
Lote 4 R.P.C.	<p>Amplia superficie de terreno.</p> <p>Ubicada en un sector industrial de la comuna.</p> <p>Retirado del centro turístico.</p> <p>Buena calidad de suelo.</p>	<p>Situado al borde del río.</p> <p>Lejanía del sector poblacional, lo que haría considerar un gasto extra en conducción de las aguas servidas.</p>

Considerando los aspectos antes mencionados, se decidió ubicar la planta de tratamiento

de aguas sevidas en el sector del Lote 4, propiedad de R.P.C.

Para el uso de estos terrenos es necesario habilitarlos, lo que incluye su desmalezado y nivelación. Además, como medida de prevención, será necesario construir un muro de contención para evitar posibles desplazamientos de tierra hacia el río<sup>4</sup>.

De acuerdo a información entregada por el municipio<sup>2</sup>, nunca se han producido crecidas del río en el sector, considerándose un área poco riesgosa en este aspecto. Esto no implica que no se tomen medidas de prevención, como barreras que impidan el anegamiento del lugar. Las figuras 2.1 y 2.2 son fotografías del terreno seleccionado, desde diferentes vistas.

Figura 0.1 Vista aerea del terreno seleccionado.



Figura 0.2 Vista de parte del terreno desde la carretera.

---

<sup>4</sup> Contacto personal con Sr. Daniel Molina, Inspector de Obras Municipales I. Municipalidad de Concón



## CAPÍTULO III Síntesis y selección de procesos.

Como se mencionó anteriormente la finalidad del proyecto es encontrar la alternativa más adecuada para tratar las aguas servidas de la comuna de Concón. Para esto la planta que se diseñe deberá cumplir dos grandes objetivos:

Tratar el agua servida de la comuna de la comuna de Concón de manera de cumplir la normativa de disposición de aguas servidas en el mar.

Tratar el lodo producido en la planta, estabilizándolo con el fin de poder ocuparlo como mejorador de la calidad de suelos o para poder disponerlo en forma segura en vertederos.

Las aguas que se desean tratar presentan las características típicas de una agua servida urbana (W.E.F., 1992), tal como lo muestra la tabla 3.1. Además, se señalan las concentraciones exigidas por la normativa vigente respecto a los parámetros citados.

Tabla 3.1 Características promedio del efluente a tratar y concentraciones de salida exigidas según Anteproyecto de Norma de Descarga, 1998.

Parámetro	Presente	Exigida	Unidad
DBO <sub>5</sub>	209,15	60	mg/L
Acidez-Alcalinidad	274,12	S/L	mg/L
Sólidos Suspendidos	159,71	100	mg/L
Grasas y aceite	48,57	20	mg/L
Coliformes Fecales o Termotolerantes	No determinado ≈10 <sup>7</sup> (Metcalf, 1995)	1000	Coli/100 ml.

pH	7,5	6-9
----	-----	-----

En este capítulo se describirán algunas de las posibilidades existentes para tratar las aguas servidas. A continuación se muestran, de manera esquemática, las alternativas que se revisan en este capítulo para cada una de las etapas, tanto del tratamiento del agua servida como para el tratamiento de los lodos que se generan en dicho tratamiento.

Figura 0.1 Síntesis de proceso de tratamiento de aguas residuales urbanas.

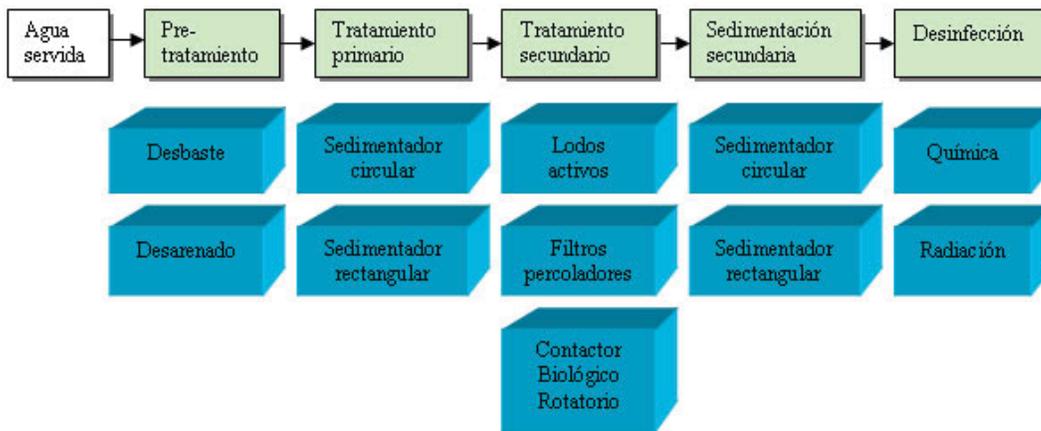
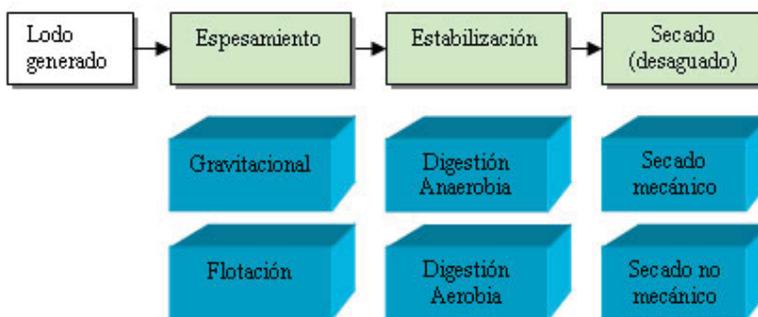


Figura 0.2 Síntesis de proceso de tratamiento de lodos producidos por el tratamiento del agua residual.



### 3.1 Pretratamiento.

Las principales operaciones unitarias a considerar para realizar esta etapa son:

Desbaste.
Desarenado.

#### 3.1.1 Desbaste.

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es la operación de desbaste. Una reja es un dispositivo con aberturas generalmente de tamaño uniforme, utilizado para retener los sólidos de cierto tamaño que arrastra el agua residual (Metcalf, 1985).

Los elementos separadores pueden ser alambres, varillas o barras paralelas, rejillas, tela metálica o placas perforadas y las aberturas pueden ser de cualquier forma, aunque generalmente son ranuras circulares o rectangulares (Metcalf, 1985).

Según el método de limpieza que se utilice, las rejas y tamices serán denominadas como: autolimpiantes (mecánicas), o de limpieza manual. Usualmente las rejas tienen aberturas de 25 mm. o más. Los tamices tienen aberturas superiores a 6 mm. (Metcalf, 1985).

Algunas características de ambos tipos de reja de desbaste son mostradas en la tabla 3.2

Tabla 0.2 Características de las barras (Metcalf, 1985).

Item	Limpieza manual	Limpieza automática
------	-----------------	---------------------

Dimensión de las barras

Ancho, mm.	5 – 15	5 – 15
Profundidad, mm.	25 – 75	25 – 75
Espaciamiento, mm.	25 – 50	15 – 75
Inclinación vertical, °	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación, m/s	0,3 – 0,6	0,6 – 1,0
Pérdidas por fricción permitidas, m.	15,24	15,24

---

El objetivo de la cámara de rejillas es la protección de bombas, válvulas, cañerías, fitting y otros elementos contra posibles daños y evitar que se obturen por trapos u objetos de gran tamaño (Metcalf, 1985).

**Mecanismos de limpieza de barras.**

**a) Barras de limpieza manual.**

Unidades de este tipo son utilizadas frecuentemente en pequeñas estaciones de bombeo de agua residual. La tendencia ha sido a mecanizar este tipo de sistema, aún en pequeñas instalaciones, no sólo por minimizar la mano de obra involucrada en la remoción y disposición de los sólidos, sino también por reducir el riesgo de rebalse e inundación debido a taponamiento (Metcalf, 1972).

**b) Barras de limpieza mecánica.**

Se determina previamente el tipo de equipo a usar, las dimensiones del canal, el rango

de profundidad de flujo en el canal, el espacio entre barras, y el método de control de las mismas (Metcalf, 1972). Existen rejas de limpieza frontal y posterior, con ventajas y desventajas entre ellas.

### **3.1.2 Alternativa seleccionada**

El sistema de rejas estará determinado por su tipo de limpieza, seleccionándose uno de limpieza mecánica, por considerar la necesidad de garantizar una operación controlada, en el sentido de mantener una caída de presión a través de las rejas entre los rangos permitidos, lo que sólo es posible con este tipo de equipos. Además, expertos en el tema de diseño de plantas depuradoras señalan que para una población de más de 40000 habitantes es recomendado este tipo de mecanismo de limpieza (Collado, 1999).

### **3.1.3 Desarenadores.**

Los desarenadores son generalmente canalizaciones especiales con velocidad de fluido controlada, o bien estanques de sección circular o cuadrada, que tiene por finalidad retener la arena en las aguas servidas (Becerra, 1979).

Por arenas se entiende cualquier tipo de sólido inorgánico contenido en las aguas servidas (carbón, ladrillo, ceniza, gravilla, partículas metálicas, cáscaras de huevo y arena propiamente tal, que presentan pesos específicos variables entre 1,3 y 2,7 ton/m<sup>3</sup> (Becerra, 1979).

Los desarenadores deberán proteger los equipos mecánicos móviles de la abrasión y desgaste anormales; reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, y la frecuencia de limpieza de los digestores que hay que realizar como resultado de excesivas acumulaciones de arenas en tales unidades. La eliminación de arenas es esencial antes de centrífugas, de los intercambiadores de calor y de las bombas de diafragma de alta presión (Metcalf, 1985).

### **Tipos de desarenadores.**

Existen dos tipos de desarenadores: de flujo horizontal y aireados.

#### **a) Desarenador horizontal.**

En este tipo de desarenadores el flujo atraviesa el desarenador en dirección horizontal, controlándose la velocidad rectilínea del flujo mediante la propia geometría de la instalación o el uso de secciones de control provistas de vertederos especiales situados en el extremo de aguas abajo del estanque.

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal deberá ser tal que, bajo las condiciones más adversas, la partícula más ligera de arena alcance el fondo del canal antes de su extremo de salida. Normalmente, los desarenadores se proyectan para eliminar todas las partículas de arena que queden retenidas en un tamiz de malla 65 (diámetro de 0,21 mm.) (Metcalf, 1972).

La longitud del canal estará determinada por la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área de la sección transversal estará determinada por el caudal y el número de canales. Deberá preverse cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida.

En la tabla 3.3 se presentan algunos parámetros de diseño para este tipo de desarenadores.

#### **a.1) Desarenadores cuadrados de flujo horizontal.**

En los desarenadores cuadrados los sólidos son arrastrados mediante un mecanismo de bombeo giratorio o centrífugo hacia un sumidero situado en un lado del estanque, del que son desplazados hacia arriba por una rampa mediante un mecanismo de vaivén provisto de un rastrillo.

El desgaste del equipo de eliminación del tipo transportador es importante en las

grandes plantas que dan servicio a zonas dotadas de alcantarillado unitario.

La extracción de las arenas de los desarenadores de flujo horizontal se suele llevar a cabo mediante un mecanismo transportador dotado de rasqueta, su posterior elevación se lleva a cabo mediante bombas de tornillo.

**b) Desarenadores aireados.**

Por lo general, estos estanques se proyectan para proporcionar tiempos de detención de unos tres minutos a caudal máximo (Metcalf, 1985).

En la tabla 3.4 se entregan los principales parámetros de diseño para estos tipos de desarenadores.

Tabla 0.3 Parámetros de diseño típicos para desarenador de flujo horizontal (Metcalf, 1985).

Característica	Valor	
	Intervalo	Típico
Tiempo de residencia, s	45 – 90	60
Velocidad horizontal, m/s	0,25 – 0,4	0,3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
Mesh 65, m/min	1,0 – 1,3	1,15
Mesh 100, m/min	0,6 – 0,9	0,75

Pérdida de carga en la sección de control, como porcentaje de la profundidad del canal, %	30 – 40	36
---	---------	----

Este tipo de instalaciones demanda un mayor gasto energético que un decantador no aireado, aunque favorece el posterior tratamiento secundario aerobio, por cuanto el agua residual entra al proceso biológico con una concentración de oxígeno disuelto mayor.

Tabla 0.4 Parámetros típicos para el diseño de desarenadores aireados (Metcalf, 1985).

Característica	Valor	
	Intervalo	Típico
Dimensiones:		
Profundidad, m.	2 – 5	
Longitud, m.	7,5 – 20	
Ancho, m.	2,5 – 7,0	
Relación ancho-profundidad	1 : 1 – 5 : 1	
Tiempo de detención a caudal punta, min.	2 – 5	3
Suministro de aire, m <sup>3</sup> /m·min de longitud	0,15 – 0,45	0,3

Cantidades de arena y espumas:

Arena, m <sup>3</sup> /10 m <sup>3</sup>	0,004 – 0,200    0,015
--	------------------------

### **3.1.4 Alternativa seleccionada.**

Se utilizará un desarenador de flujo horizontal no aireado, puesto que es primordial para el proyecto evitar gastos de operación y mantención, como lo puede ser un desarenador aireado, ya que este costo se reflejará en la cobranza por el servicio de tratamiento. Un desarenador aireado permite la sedimentación de partículas en un área mucho menor que uno no aireado. Sin embargo, el terreno seleccionado consta con un amplio espacio donde poder situar un equipo de estas características.

## **3.2 Tratamiento primario.**

### **3.2.1 Sedimentadores.**

El proceso de decantación que se produce en un sedimentador permite separar, por acción de la fuerza de gravedad, partículas orgánicas e inorgánicas con densidades comprendidas entre 1000 y 1200 Kg/m<sup>3</sup>. Adicionalmente, en los sedimentadores primarios se produce la flotación de sólidos de densidad menor que 1000 kg/m<sup>3</sup>.

La finalidad del tratamiento por sedimentación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables, junto con el material flotante, es decir, reducir el contenido de sólidos suspendidos. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga aplicada en estas unidades. Los lodos de decantación primaria, que estén correctamente proyectados y eficazmente operados, deberán eliminar del 50 a 70 % los sólidos suspendidos y del 25 al 40 por ciento de la DBO<sub>5</sub>. (Metcalf, 1985).

#### **Tipos de sedimentadores.**

Existen distintos modos de clasificar los sedimentadores. La tabla 3.5 muestra la

clasificación según dirección de flujo.

Tabla 0.5 Tipos de sedimentadores según patrones de flujos.

Tipo	Descripción.
Horizontal	Desde la entrada hasta la salida el agua escurre en forma aproximadamente horizontal y paralela
Radial	Se tiene una entrada central y una salida periférica. Pueden ser circulares o rectangulares.
Vertical.	El líquido entra por el fondo del estanque y escurre verticalmente hasta arriba.

Según la forma del sedimentador se podrá clasificar en:

Rectangulares
Circulares

Según el lugar ocupado en el sistema de tratamiento:

Primario, esto es, previo a un sistema de tratamiento biológico o secundario.
Secundario, si es posterior a un tratamiento biológico.

**Sedimentadores rectangulares.**

El sistema de remoción de sólidos consiste en una serie de hojas metálicas unidas a dos cadenas sin fin de movimiento paralelo y accionadas por motores eléctricos. Las hojas se mueven lentamente por el fondo produciendo el arrastre de los lodos hacia el sistema de extracción y aflorando luego a la superficie donde actúan en sentido inverso sobre la

espuma superficial. Este aparato puede operarse en forma continua o periódica.

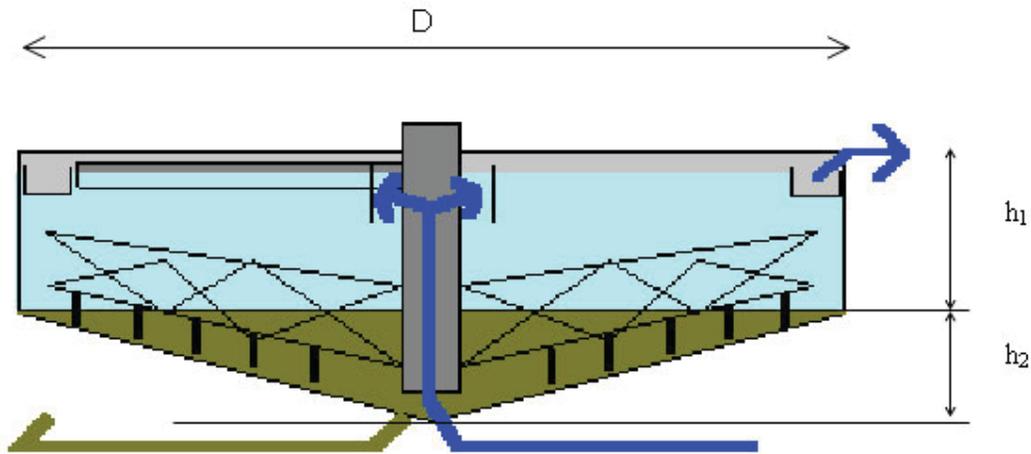
Los clarificadores rectangulares pueden resultar más económicos en términos de construcción que los circulares, pero presentan la desventaja de la complejidad mecánica que el sistema de remoción de sólidos posee, lo que sería negativo a la hora de realizar una mantención en la unidad.

### **Sedimentadores circulares radiales.**

Estos equipos presentan una base cónica, equipados con una rasqueta mecánica rotatoria que conduce los lodos hacia un colector central. La alimentación del sistema es en el eje del clarificador, distribuyéndose radialmente cercano a la superficie, como se muestra en la figura 3.3. Las espumas o materiales flotantes son llevados hacia un colector periférico que conduce este material separándolo del agua a tratar. La unidad contiene un motor central y un puente conducente hacia él.

Las limitaciones que presentan estas unidades van referidas al radio, no mayores a 60 metros, por cuanto longitudes mayores pueden facilitar una difusión radial inconveniente. Las instalaciones de los clarificadores circulares suelen ocupar mayores espacios que los rectangulares (Martin, 1992), sin embargo, poseen una simpleza mecánica que los hace muy atractivos a la hora de seleccionar un tipo u otro.

Figura 3.3 Esquema del sedimentador primario.



### 3.2.2 Alternativa seleccionada.

Se utilizarán sedimentadores del tipo circulares, tanto para las etapas primarias y secundarias de clarificación, porque son equipos que presentan una mecánica fácil de operar y mantener, puesto que solo cuentan con un eje móvil, mientras que en un sedimentador rectangular, el movimiento de paletas rascadoras unidas a una cadena central hace que, a la hora de realizar mantenimiento, sea más compleja y demorosa. Por lo demás, son los más utilizados en las instalaciones municipales existentes.

### 3.3 Tratamiento secundario.

El objetivo principal de este tipo de tratamiento del agua residual es eliminar la materia orgánica degradable. En el caso específico del tratamiento de aguas residuales domésticas, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica presente y en muchos casos, la eliminación de nutrientes tales como el nitrógeno y el fósforo (Metcalf, 1995).

Todo proceso secundario que implique la eliminación de la  $DBO_5$ , coagulación de los sólidos no sedimentables y estabilización de la materia orgánica, se logra mediante la acción biológica de una gran variedad de microorganismos, de los cuales la gran mayoría corresponden a bacterias, hongos y protozoos

La principal función de los microorganismos es transformar la materia orgánica presente en el agua residual. Esto lo logran mediante la utilización de esta materia orgánica como fuente de energía lo que trae como consecuencia el aumento de la población y la eliminación de diferentes gases propios del metabolismo de estos microorganismos. Luego, al tener los tejidos celulares un peso específico mayor que la del agua, estos pueden ser eliminados fácilmente mediante una operación de decantación.

En el caso de las aguas residuales municipales, los nutrientes necesarios para el buen funcionamiento de los microorganismos se encuentran presentes en cantidades adecuadas, lo que permite realizar la remoción de la DBO<sub>5</sub> sin adicionar nutrientes como ocurre comúnmente en el tratamiento de aguas residuales de origen industrial.

A continuación se presentan los principales procesos biológicos aeróbicos utilizados en el tratamiento de aguas residuales agrupados según la modalidad del cultivo.

### **3.3.1 Lodos activos.**

Este proceso fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Arden y Lockett, y su nombre proviene de la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aeróbica. (Metcalf, 1995).

En este proceso, el agua residual es introducida a un reactor que contiene un cultivo bacteriano aeróbico en suspensión. El ambiente aeróbico se logra mediante la introducción de aire con un solpador y difusores, o por acción de aireadores mecánicos. Después el agua ya tratada que sale del estanque de aireación, junto con el lodo, es sometida a un proceso de separación que se lleva a cabo en un estanque de sedimentación, en el cual el lodo biológico es separado del agua residual tratada. Una fracción del lodo separado es recirculado al reactor con el fin de mantener constante la concentración deseada de la biomasa en el reactor.

En los procesos de lodos activos las bacterias son los principales microorganismos, ya que son los causantes de la degradación de la materia orgánica que trae el agua residual. En el reactor aireado las bacterias aeróbicas y facultativas utilizan la materia orgánica

para obtener fuente de energía necesaria para la síntesis de materia orgánica como masa biológica. Una pequeña fracción del residuo original se oxida en compuesto de bajo contenido energético tales como el  $\text{NO}_3^-$ , el  $\text{SO}_4^{2-}$ , o el  $\text{CO}_2$ .

Las bacterias que generalmente participan del proceso de lodos activos son del género de las *Pseudomonas*, *Zoogloea*, *Achromobater*, *Flavobacterium*, *Nocardia*, *Bdellovibrio*, *Mycobacterium* y las nitrificantes *Nitrosomas* y *Nitrobacter* que son las más comunes. Además se pueden presentar algunos microorganismos filamentosos tales como *Sphaerotilus*, *Beggiatoa*, *Thiothrix*, *Lecicothrix*, y *Geotrichum*. (Metcalf, 1995)

Los sólidos suspendidos pueden formar núcleos sobre los cuales se desarrollen los microorganismos, con lo que se incrementan en forma graduada la cantidad de sólidos, formando lo que se conoce como lodo activo. Los flóculos absorben la materia orgánica coloidal y disuelta (disminuyendo la concentración de sólidos suspendidos). Este sistema consiste en la formación de flóculos microbianos aeróbicos dispersos en el estanque de oxidación (reactor), los cuales requieren de agitación y aireación (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1993)

Los sistemas de lodos activados se pueden clasificar según su tipo de aireación, como también por su régimen de flujo.

### **Comparación entre reactores según régimen de flujo.**

Los reactores de mezcla perfecta y flujo pistón representan los dos extremos del comportamiento ideal de un reactor biológico, como puede ser un lodo activo (Sundstrom, 1979). Al modelar un reactor como flujo de mezcla perfecta, se asume que la corriente de entrada es dispersada instantánea y uniformemente a través del reactor. El modelo de flujo pistón asume que no ocurre mezclamiento a lo largo del reactor y que todos los elementos de fluido están igual tiempo de residencia al interior de éste.

En la mayoría de los casos un reactor de flujo pistón se producirá una mayor conversión de sustrato en un volumen dado que en uno de mezclamiento perfecto, siempre que no se produzca inhibición por sustrato. Por esto, los volúmenes de reactor son menores que uno de mezcla perfecta. En un flujo tipo pistón, se disminuyen los problemas de

flóculos poco sedimentables (bulking) (W.P.C.F.,1991).

En un reactor de mezcla completa se reemplaza el reactor rectangular que tiene una razón largo:radio elevada, típica de un reactor de flujo pistón, por un estanque en el que se mantiene agitación mediante dispositivos mecánicos o difusores la mezcla completa. Un reactor perfectamente agitado es, generalmente, más estable que uno de flujo pistón ante una carga de tóxicos o ante una sobrecarga de  $DBO_5$  (Sundstrom, 1979), debido a que al existir un adecuado mezclamiento, el compuesto tóxico es diluido al ingresar al reactor siendo su concentración insuficiente para causar algún daño.

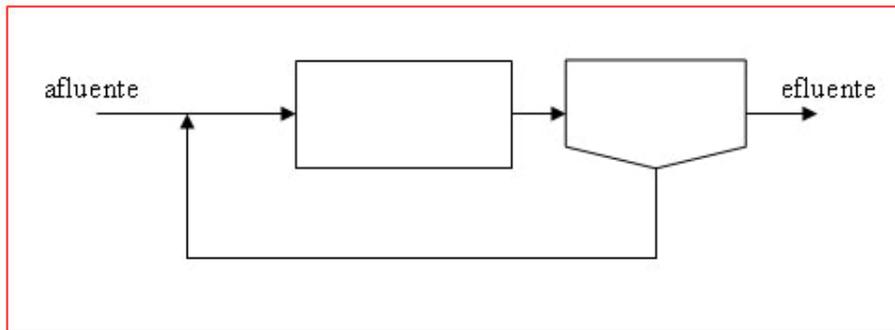
A diferencia de los reactores que poseen un régimen del tipo flujo pistón, los reactores de mezcla completa tienen la desventaja de tener mayor predisposición a formar bulking.

Como se mencionó anteriormente los modelos de un reactor como de flujo tipo pistón o de mezcla completa son ideales, por lo que se ha optado por ocupar como modelación del estanque de oxidación del sistema de lodos activados, estanque perfectamente agitados en serie de manera de obtener resultados más cercanos a la realidad. El número de reactores en serie que se utilizarán para esta modelación es de cinco, las razones son expuestas en el capítulo 4 en el balance de materia del estanque de oxidación.

### **a) Convencional**

El proceso de lodos activos convencional consta de un estanque aireado seguido de un sedimentador secundario, en el cual se concentra y recircula lodo (ver figura 3.4). El reactor debe operar con un tiempo de retención hidráulico de alrededor de 4 a 8. El estanque de reacción idealmente se asemeja a un reactor de régimen de flujo del tipo pistón con una relación entre largo y ancho mayor a 10 (Sundstrom, 1979). Si bien es un proceso que trabaja a cargas relativamente altas, la producción de lodos biológicos es considerable.

Figura 0.4 Representación de un sistema convencional.



### **b) Alimentación escalonada**

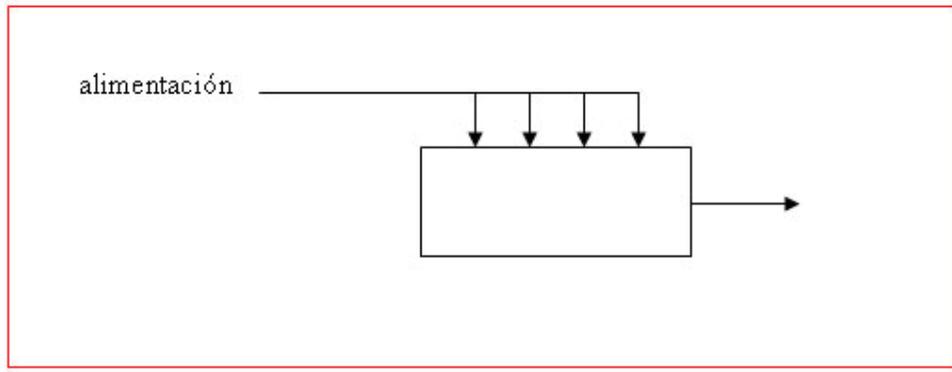
En estos sistemas la alimentación del agua residual no se realiza de manera común, ya que el agua a tratar es introducida al sistema en varios puntos a lo largo del reactor aireado (ver figura 3.3).

Mediante este mecanismo de acción, se mantiene de manera uniforme al interior del reactor el factor de carga  $U$  (cuociente entre la velocidad de consumo de sustrato y la cantidad de biomasa presente), junto con la demanda de oxígeno.

Plantas de este tipo son generalmente diseñadas para aguas con concentraciones de materia orgánica relativamente constante, con contenido de sólidos poco variable, permitiendo una mayor carga volumétrica que las plantas convencionales.

De manera distinta a como ocurre en las plantas convencionales, en donde la concentración de sólidos se mantiene constante a lo largo del reactor, en los procesos de alimentación escalonada ésta decrece después de cada punto de alimentación del influente.

Figura 0.5 Representación de un sistema alimentación escalonada.



### **c) Aireación graduada**

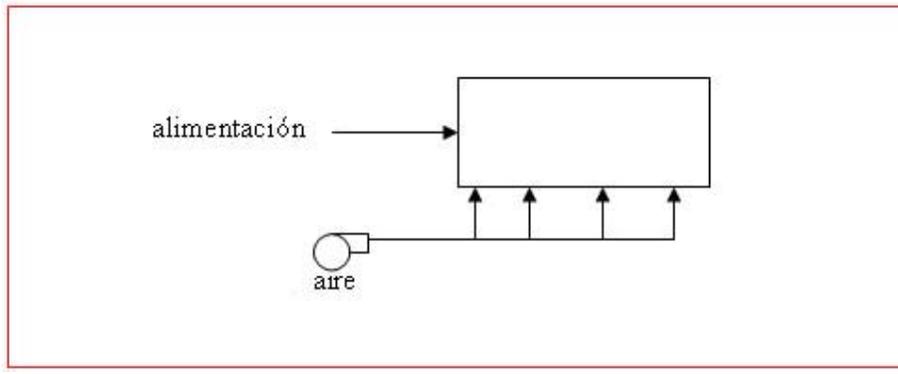
En este caso, la aireación que se entrega al reactor no es la misma a lo largo del estanque de oxidación. A lo largo del estanque de oxidación se aplican diferentes caudales de aireación según la demanda de oxígeno, como se esquematiza en la figura 3.6. La mayor cantidad de oxígeno se suministra a la entrada del estanque en donde la cantidad de carga orgánica es mayor, a medida que se aproxima la salida del estanque de oxidación esta demanda disminuye junto con la disminución de la materia orgánica contaminante.

Este sistema presenta las siguientes características: (W.E.F., 1992):

Se reduce el costo de operación.

Gran capacidad de control operacional, en especial cuando se presentan sobrecarga de  $\text{DBO}_5$ .

Figura 0.6 Representación de un sistema de aireación graduada.



#### **d) Aireación extendida**

Los procesos de aireación extendida se caracterizan por poseer elevados tiempos de residencia de lodo, además de elevados tiempos de residencia hidráulicos ( $\theta$ ).

Este sistema, a diferencia de un sistema convencional, puede prescindir de tratamiento primario, así como de procesos de digestión de lodos, puesto que al tratarse de lodos “viejos”, éste sale semi-estabilizado. Por esto último, se requerirá de una mayor cantidad de oxígeno que un sistema convencional, lo que puede significar altos costos de operación y mantención..

#### **e) Estabilización por contacto**

El contacto y estabilización utiliza como principio la rápida adsorción que es capaz de realizar el lodo activo sobre las partículas y la materia orgánica, además de la posterior oxidación de esta materia orgánica que puede llevar a cabo la biomasa. En los procesos descritos anteriormente, estos dos pasos ocurren en un mismo estanque, sin embargo, en este sistema estas dos situaciones se lleva a cabo por separado en estanques diferentes.

El agua a tratar se mantiene alrededor de una hora en la etapa de adsorción, luego el lodo es separado del agua ya tratada mediante una concentración en un sedimentador para ser sometido a una etapa de oxidación. Debido a que se realiza la concentración del lodo antes de la etapa de oxidación el volumen total del estanque de oxidación se ve

reducido en aproximadamente un 50% con respecto al proceso convencional.

**f) Aireación modificada**

Proceso sencillo por el cual las aguas residuales son mezcladas con cerca del 10% de los lodos de recirculación y se les airea por un breve tiempo (1 a 2 horas). Debido a los cortos tiempos de retención hidráulicos y a la baja recirculación de lodos, las concentraciones de biomasa en el reactor son inferiores a 1000 ppm, con la consiguiente disminución en requerimientos de oxígeno (W.P.C.F., 1991).

Las ventajas son el ahorro en costo de construcción y operación con menores requerimientos de área, con una producción de lodos no expuesta a bulking, pero con la desventaja de presentar bajas depuraciones porcentuales en  $DBO_5$  y de que este proceso se hace muy sensible a variaciones en el flujo o carga orgánica del afluente (W.E.F., 1992).

**g) Sistema de oxígeno puro.**

Este sistema ha comenzado a ser muy utilizado en los últimos años. Este sistema está compuesto de una serie de reactores perfectamente mezclados con suministro de oxígeno gaseoso. Las razones para utilizar oxígeno puro en lugar de aire es que se aumentan la velocidad de transferencia de oxígeno por unidad de volumen de reactor, alcanzándose elevadas niveles de oxígeno disuelto en comparación al sistema convencional.

Otra ventaja que presenta el uso de oxígeno puro es que el sistema puede ser diseñado para soportar elevados factores de carga. Por esto, un incremento en la capacidad de la planta puede ser alcanzado sin realizar un incremento de la capacidad de reactor o del sedimentador (Sundstrom, 1979). Por lo anterior, este tipo de plantas será una alternativa atractiva donde exista limitación de espacio.

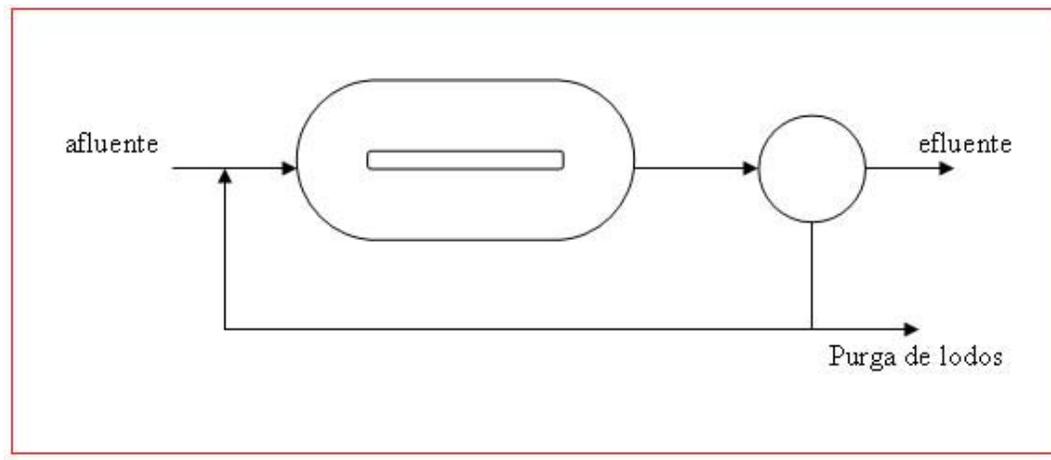
Los altos valores que soporta el sistema de factores de carga  $U$ , se pueden explicar por la mayor facilidad de la penetración del oxígeno en los flóculos biológicos y por la

capacidad que tiene de satisfacer el incremento de la demanda de oxígeno por unidad de volumen.

**h) Zanja de oxidación.**

Una zanja de oxidación consiste en un canal circular u ovalado equipado con dispositivos de aireación mecánica. El agua residual entra al canal, se agita y circula a una velocidad entre 0,24 y 0,35 m/s. Normalmente, los canales de oxidación funcionan según un esquema de aireación prolongada con largos tiempos de retención de sólidos. En la mayoría de las aplicaciones se emplean estanques de sedimentación secundario al interior de la zanja (Metcalf, 1995). La figura 3.7 muestra un esquema de la situación descrita.

Figura 0.7 Representación de una zanja de oxidación.



**i) Proceso Kraus**

El proceso Kraus es una modificación del proceso de aireación escalonada que se emplean para tratar aguas residuales con bajo contenido de nitrógeno. En un estanque independiente diseñado para nitrificar, se añade sobrenadante del digestor a una parte del lodo de retorno como fuente de nutrientes. El líquido de mezcla resultante se añade,

entonces, al sistema de aireación de flujo en pistón principal (Metcalf, 1995).

#### **j) Reactor Deep Shaft o de Pozo Profundo**

En este tipo de sistema los decantadores primarios y el estanque aireado se sustituyen por un pozo vertical de entre 100 y 150 m de profundidad. El pozo se recubre con un revestimiento de chapa de acero y se equipa con una tubería concéntrica para formar un reactor de geometría anular. El líquido de mezcla y el aire se ven forzados a circular en trayectoria descendente por el centro del pozo, y ascienden por la parte exterior, asemejando el comportamiento de flujo en un reactor tipo “*Air Lift*”..

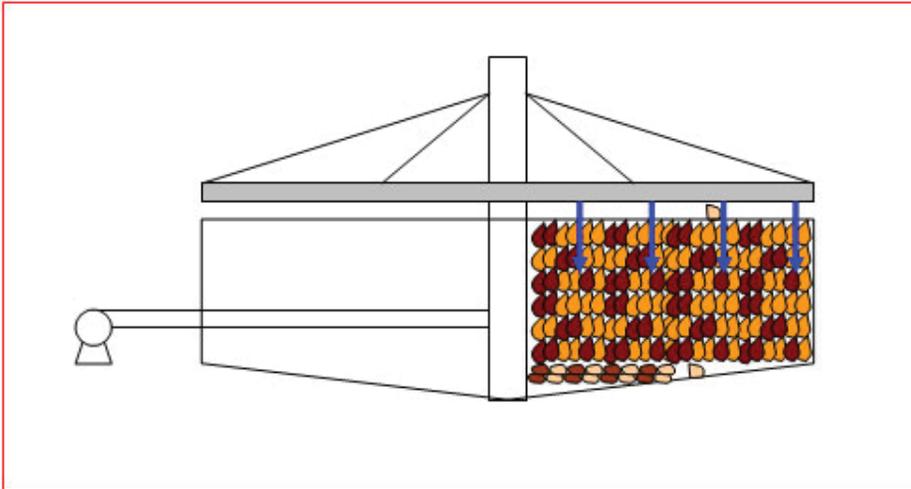
### **3.3.2 Filtros percoladores**

Son reactores de películas en donde la biomasa se encuentra adherida a un soporte. Este tipo de tratamientos pertenecen a los del tipo aeróbico, en donde la biomasa que se encuentra adherida se encarga de remover la carga orgánica que trae en el agua residual.

El primer filtro percolador se puso en marcha en Inglaterra en 1893, en un comienzo el lecho de contacto se llenaba con el agua residual por la parte superior produciéndose el contacto con el agua por un corto tiempo, luego se drenaba el lecho dejándose reposar el sistema por un tiempo para repetir el ciclo. Un ciclo normal constaba de 12 horas, de las cuales 6 eran destinadas al reposo del filtro.

El filtro percolador actual consiste en un lecho formado por rocas u otro material de relleno por donde escurre el agua residual a tratar, como se ejemplifica en la figura 3.8.

Figura 0.8 Representación de un filtro percolador.



En el caso de los filtros que están rellenos de piedras la profundidad del lecho varía entre 0,9 y 2,5 m, suelen ser circulares y el agua residual es alimentada por la parte superior del filtro a través de un distribuidor rotatorio. El diámetro de las piedras utilizadas como relleno oscila entre 2,5 y 10 cm. En filtros rellenos con materiales plásticos, éstos se han construido de diversas formas, existiendo filtros circulares y cuadrados con profundidades que varían entre 4 y 12 m. Generalmente se utilizan tres tipos de medios filtrantes plásticos: relleno y de flujo vertical, relleno y de flujo transversal, y distribución de relleno a granel.

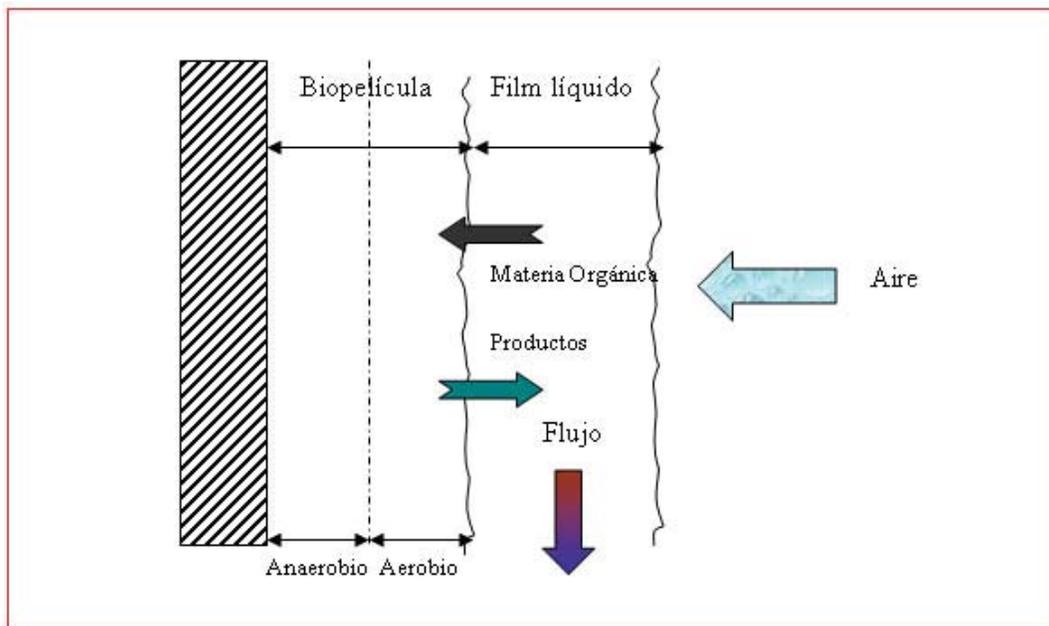
En la parte inferior de los filtros percoladores existe un drenaje que se encarga de recoger el agua ya tratada, además de los biosólidos generados por el desprendimiento de parte de la biopelícula adherida al relleno. La mezcla del agua tratada más los sólidos desprendidos pasan a un estanque de sedimentación secundario en donde son separados. Por lo general, parte del agua que es recogida en el drenaje es recirculada tanto para diluir la concentración de carga orgánica que entra al sistema, como para mantener húmeda la biopelícula.

En el soporte crece la población de microorganismo que serán los encargados de degradar la materia orgánica como se esquematiza en la figura 3.9. Debido a problema de transferencia de oxígeno la población que se desarrolla en la superficie del soporte es del tipo anaeróbica. En este punto, el oxígeno ya se ha consumido por la población

aeróbica que se crece en las capas externas de la biopelícula y que es la que se encarga de degradar la materia orgánica presente en el agua residual.

Cuando la biopelícula crece demasiado, se produce incapacidad de ésta a mantenerse adherida al soporte y es arrastrada con el líquido que esta percolando. Esto se debe a que la población anaeróbica que se encuentra en la capa más cercana al soporte no recibe materia orgánica debido a que esta es consumida por las poblaciones aeróbica que se encuentran más cerca de la periferia.

Figura 0.9 Esquema de flujo de materia en biofilm.



Autores han señalado la adecuación de estos sistemas para poblaciones bajo 10.000 habitantes (Sundstrom, 1979). Es también un factor a considerar la simplicidad operacional y la baja producción de lodos por parte de estos sistemas. En general, la eficiencia de remoción es menor que la alcanzada por un sistema de lodos activados, y los requerimientos de terreno son superiores.

### **3.3.3 Contactor biológico rotatorio**

Consiste en un tipo de reactor que se puede clasificar dentro de aquellos que son de biomasa fija. En este tipo de sistema los microorganismos crecen en discos de poliestireno que sirven de soporte. Por el centro de los discos pasa un eje perpendicular a estos que los sostienen y permite que estos roten, de manera tal que la biomasa que crece adherida a la superficie del disco se exponga, de forma alternada, al aire y al agua contaminada.

Los discos son colocados en un estanque cilíndrico que contiene el agua contaminada a tratar.

La biomasa que se encuentra suspendida actúa de manera similar a la del filtro percolador absorbiendo los desechos orgánicos que se encuentran en solución, los que son utilizados como fuente de energía por parte de la población microbiana que se desarrolla en la superficie del soporte.

Una ventaja de este sistema es que, al igual que los filtros percoladores, tienen requerimientos energéticos bajos lo que puede resultar atractivo para tratar desechos líquidos industriales. Sin embargo, en la mayoría de sus operaciones “urbanas” han presentado problemas operacionales de tipo mecánico (W.E.F., 1992).

### **3.3.4 Alternativa seleccionada**

El factor fundamental a considerar será el espacio disponible para la instalación de la planta. Los sistemas de filtros percoladores ocupan grandes cantidades de terreno, referido al caudal a tratar; se considera el costo del material de soporte, que pudiese llegar a ser importante. Además, visto el rechazo que gran parte de la comunidad de Concón tiene para con una planta de tratamiento, la gran probabilidad de producción de olores y atracción de moscas al sector hace de esta alternativa rechazable “socialmente”.

Los contactores biológicos rotatorios han sido descartados por la complejidad operacional y mecánica; además algunos autores señalan la aplicabilidad de esta tecnología en climas cálidos y la poca adaptabilidad de estos ante variaciones de carga (Martin, 1991). Además, se recomienda, para un buen diseño de este tipo de reactores,

necesario obtener datos provenientes de una planta piloto locales, puesto que el rendimiento del sistema dependerá de manera directa de las condiciones climáticas del lugar (W.E.F., 1992).

El sistema de lodos activados presenta grandes ventajas frente a sus competidores: gran versatilidad, es decir, puede recibir sobrecargas; pequeñas modificaciones en el sistema de aireación permitirán abatir nutrientes tales como nitrógeno y fósforo, hasta ahora permitidos en concentraciones moderadas, lo que no se lograría con los otros sistemas; logra remociones mayores que los sistemas de biomasa fija; y la calidad de agua tratada es de calidad superior que la de los otros sistemas, lo que posibilitaría su re-utilización (Martin, 1991). Por último, es la tecnología imperante en nuestros días para el tratamiento de aguas municipales en la mayoría de los países desarrollados, por lo que se cree es la alternativa más adecuada para lograr los objetivos de este proyecto.

Ahora, frente a las distintas modalidades de aireación que puede presentarse en un sistema de lodos activados, se han seleccionado dos alternativas a evaluar. Un sistema de tipo convencional, por ser el más común en el uso de tratamiento de aguas municipales, y la modalidad de aireación extendida. Esta última se analizará porque presenta la opción de una línea de tratamiento de lodos simple y no requiere de tratamiento primario. Los costos asociados al tratamiento de lodos son considerables, por lo que se cree que esta alternativa pueda ser más económica que una convencional. Conversaciones con expertos en el tema han ayudado a la selección de estos tipos de alternativas<sup>5</sup>.

### **3.3.5 Sistemas de aireación de lodos activados**

Existen dos métodos principales para airear los sistemas de lodos activos. Estos son: introducción al agua residual aire u oxígeno puro mediante difusores sumergidos o

---

<sup>5</sup> Conversación personal con: Sr. Jacobo Homsí, Ingeniero Civil Químico, Gerente General de Kristal.

mediante agitación mecánica del agua residual, con el fin de promover la disolución del aire de la atmósfera.

### **Difusores**

En un principio este tipo de sistemas era clasificado según el tamaño de la burbuja que produce: difusores de burbuja gruesa o difusores de burbuja fina. Sin embargo, como no se pudo uniformar sobre cuales serían los límites del tamaño de la burbuja, actualmente se prefiere clasificar en:

- a) Difusores porosos o de poros finos
- b) Difusores no porosos
- c) Otros sistemas tales como los difusores de chorro, agitadores con aspiración y los aireadores de tubo U.

#### **a) Difusores poroso**

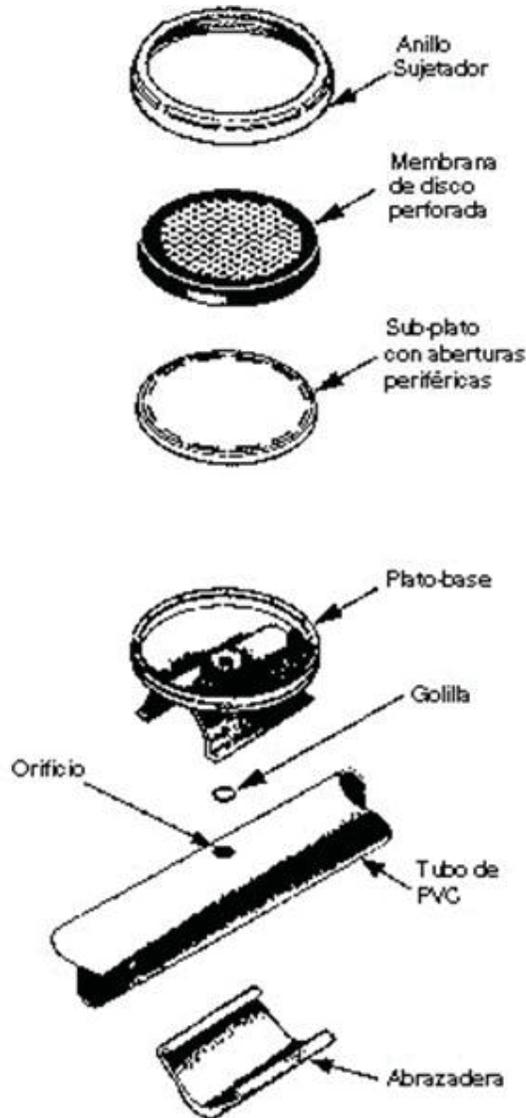
Existen de diversas formas siendo los más comunes los de placa, domo, disco y de tubo.

Para la fabricación de difusores poroso se han empleado diversos materiales, estos materiales suelen ser plásticos y materiales rígidos, plásticos flexibles, o envoltentes flexibles de tela, goma o plástico. Los materiales cerámicos están formados por partículas minerales de forma redonda o irregulares, formándose una red de canales por donde circulará el aire a presión. Esto mismo ocurre con los otros materiales como los plásticos en donde se forma una trama por donde circula el aire a presión.

Los difusores de disco o de tubo, se han desarrollada y adaptado cubiertas finas y flexibles fabricadas con plástico blando o goma sintética. Los canales por donde circula el aire se consiguen perforando orificios diminutos en la cubierta del material. Cuando comienza a fluir el aire la cubierta se hincha y cada agujero actúa como una abertura variable independiente, siendo mayor el orificio a mayor caudal de aire.

Para la utilización de este tipo de difusores hay que tener presente que el aire que se hace circular se encuentre libre de partículas que puedan obstruir los poros, debido a esto se emplean filtros de aire que deben instalarse antes de la toma de alimentación de los soplantes.

Figura 0.10 Esquema de difusor de membrana (E.P.A., 1989)



**b) Difusores no porosos**

Producen burbujas más grandes que los difusores porosos, por esto el rendimiento de aireación es mucho menor, sin embargo, como ventaja presenta menores costos, menores necesidades de mantenimiento y de limpieza del aire.

Algunos tipos de difusores no porosos son los spanger, difusores de orificios con válvula, aireador de tubo estático.

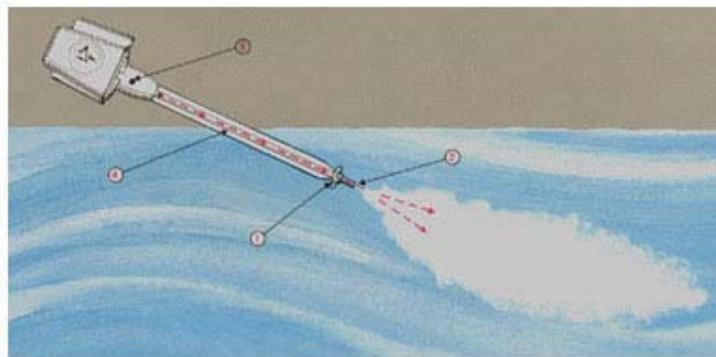
### **c) Otros tipos de difusores**

En el mercado también se encuentran otro tipo de difusores tales como los de Chorro, difusores de aspiración que se muestra en la figura 3.9, y la aireación con tubos en U.

La aireación a chorro combina la difusión del aire y el bombeo del líquido. El sistema de bombeo recircula el líquido del estanque de aireación, expulsándolo por una boquilla junto con el aire comprimido. Este sistema es apropiado para estanque de gran profundidad (alrededor de 8 m).

La aireación mediante difusores de aspiración consta de una bomba de aspiración accionada por un motor que introduce aire a través de un tubo hueco inyectándolo bajo el agua provocándose la difusión del aire en ésta.

Figura 0.11 Esquema de un difusor de aspiración.



El sistema de los tubos en U consiste en una conducción profunda dividida en dos

zonas. El aire es introducido a gran presión al agua residual que entra en el elemento por la rama descendente; la mezcla circula hasta la parte inferior del tubo, y vuelve otra vez a la superficie. La gran profundidad a la que se hace circular la mezcla de aire y agua provoca que todo el oxígeno entre en disolución debido a las elevadas presiones a que se somete, lo que trae como consecuencia obtener elevadas eficiencia de transferencia de oxígeno (Metcalf, 1995). Este sistema se utiliza especialmente para aguas residuales con elevadas cargas.

### **Aireadores mecánicos**

Estos suelen clasificarse en dos tipos los de eje vertical y los aireadores de eje horizontal. Ambos tipos se pueden subdividir en aireadores superficiales o aireadores sumergidos.

#### **a) Aireadores mecánicos superficiales de eje vertical.**

Estos sistemas están diseñados para promover un flujo ascendente o descendente mediante un efecto de bombeo. Son impulsores sumergidos o semisumergidos, conectados a un motor que puede mantenerse fijo o flotando en el agua. Se pueden clasificar según el tipo de impulsor en centrífugos, radiales, o axiales. También pueden clasificarse en impulsores de alta o baja velocidad según la velocidad de rotación.

La mayoría de los aireadores mecánicos superficiales son de flujo ascendente y se basan en la violenta agitación de la superficie del agua y en la captura de aire para conseguir la transferencia de oxígeno.

#### **b) Aireadores mecánicos sumergidos de eje vertical.**

Se introduce aire u oxígeno puro en el agua por difusión en el flujo descendente de los aireadores radiales, en la zona situada por debajo de los impulsores. La finalidad de los impulsores es dispersar las burbujas de aire, además de mezclar el contenido del

estanque.

**c) Aireadores mecánicos de eje horizontal parcialmente sumergidos.**

La agitación del agua se lleva a cabo con discos o paletas acopladas a ejes rotatorios. El aireador de disco se ha utilizado en diversas aplicaciones de aireación de zanjas de oxidación. Los discos se encuentran sumergidos entre una octava y tres octavas partes de su diámetro en el agua residual. Cuando los discos giran, atrapan entre sus espacios aire, introduciéndolo bajo la superficie del agua.

**d) Aireadores mecánicos de eje horizontal superficiales.**

Este tipo de aireadores promueven de manera simultánea, la circulación del agua y la aireación en estanques de oxidación. Los aireadores de eje horizontal superficiales están constituidos por un cilindro horizontal ubicado por encima del agua sobre el cual se encuentran montadas piezas de acero o plástico, las que se encuentran sumergidas en el agua. Al momento de girar el cilindro por acción de un motor eléctrico se produce la rotación de las piezas descritas lo que favorece la circulación del agua y la introducción de aire al agua residual.

### **3.3.6 Alternativa seleccionada**

Se seleccionó la alternativa de difusores sumergidos poroso, por presentar una alta eficiencia en la transferencia de oxígeno al sistema y por ser el que consume menos energía. Además, no produce aerosoles, como en el caso de los aireadores superficiales, lo que pudiera resultar molesto para las personas y el ambiente alrededor. En plantas municipales, es hasta hoy en día el sistema más utilizado (U.S. EPA, 1989).

### **3.3.7 Sedimentación secundaria.**

Esta operación consiste en separar por medio de la acción de la gravedad las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que la del agua

En el caso del sedimentador secundario de un sistema de lodos activos este se utiliza para separar los flóculos biológicos que vienen con el agua que ya ha sido tratada. El objetivo de esto es obtener un agua clarificada además de producir un lodo concentrado que ocupe menor volumen para un mejor manejo y tratamiento de este. Por otro lado, esta etapa de separación es fundamental para llevar a cabo la recirculación de lodo activo hacia el estanque de oxidación, permitiendo mantener la concentración de la biomasa en la concentración adecuada para el proceso.

Los sedimentadores secundarios más utilizados son de base rectangular y circular, empleándose en el menor de los casos sedimentadores de base cuadrados que presentan una menor capacidad de retener los sólidos que los primeros. Son válidas las consideraciones realizadas para la selección de sedimentadores primarios, vista anteriormente.

### **3.3.8 Alternativa seleccionada.**

Se utilizará un sedimentador circular, por las mismas razones que el sistema primario. Es el más utilizado en estaciones municipales, presenta una simpleza mecánica que hace fácil la mantención del equipo.

## **3.4 Tratamiento de lodos.**

### **Clasificación de lodos.**

Todo tipo de tratamiento de aguas acarrea la generación de una gran cantidad de sólidos (E.P.A., 1995). Los sólidos que inicialmente iban contenidos en el agua residual, en el caso del pretratamiento y tratamiento primario, y los que se han ido formando durante el

proceso de depuración, en el caso del tratamiento secundario, se separarán de la corriente principal de agua y se denominarán *lodos*. Luego, un nuevo problema ha surgido por causa del tratamiento de aguas residuales, por cuanto no bastará con la simple depuración del agua, sino que también es importante el tratamiento y manejo de estos sólidos para su posterior disposición final.

El problema fundamental que surge por la aparición de estos lodos es el costo que acarrea el destino final de estos, puesto que, en la mayoría de los casos, los lodos son dispuestos en vertederos municipales, o “controlados”, por lo que deberá incurrir en gasto de traslado, como también por el posible cobro que la disposición final tenga. Según Vesilind, la disposición final del lodo equivale entre un 30 a un 40 por ciento de los costos de tratamiento (Castillo, 1985). Por esto interesará la disminución del volumen de los sólidos a verter. Otra preocupación es el potencial foco infeccioso que son estos lodos no tratados, lo que provocaría un problema de salud para la población, en conjunto con el problema de olores y vectores que esto conlleva.

#### **a) Lodo primario.**

Es el lodo generado por los tratamientos primarios, a los que son sometidas las aguas residuales, en donde los sólidos son removidos por sedimentación rápida. El lodo primario contiene comúnmente un 2 a 8 por ciento de sólidos, dependiendo de la eficiencia de operación del clarificador y de las cantidades de basuras y tierras que contenga el agua a tratar (U.S. EPA, 1978a).

Generalmente, el contenido de agua puede ser disminuido por espesamiento o por secado. Este tipo de lodo es, frecuentemente, mezclado con el lodo secundario previo al tratamiento posterior conjunto.

#### **b) Material flotante y espumas.**

Las espumas consisten en material flotante del agua residual. Pueden ser recolectados de diferentes unidades de tratamiento, tales como estanques de preaireación, estanques

“skimmings”, estanques de sedimentación, estanques de cloración, espesadores gravitatorios y digestores. (U.S. EPA, 1979). Las espumas pueden ser digeridas, secadas y dispuestas. Las no estabilizadas, es decir, no digeridas, pueden causar problemas por efecto de olores desagradables. El tratamiento de espumas en digestores es común, particularmente en unidades mixtas.

### **c) Lodo secundario.**

También llamado lodo biológico, es generado por tratamientos que incluyen procesos biológicos. Dentro de estos se pueden mencionar los sistemas de lodos activados, y los sistemas de biomasa fija, tales como los filtros biológicos. Las cantidades y características de los lodos secundarios varían según el metabolismo y las velocidades de crecimiento de las poblaciones microbianas presentes en el lodo (U.S. EPA, 1979). Estos lodos poseen un bajo contenido de sólidos, 0.5 a 2 por ciento, y es más dificultoso su espesado y secado que el lodo primario y que, incluso, la mayoría de los lodos producidos por sistemas de tratamiento químicos (U.S. EPA, 1995).

### **Características de los lodos.**

#### **a) Gravedad específica de distintos tipos de lodos.**

La gravedad específica, y por ello, la densidad, será una función de la cantidad de arena y partículas inertes finas que presente el lodo. Estas partículas orgánicas tienen una gravedad específica de 2.5 a 2.9. Si se logra un buen desarenado, la gravedad específica de los lodos tendrán un contenido de sólidos orgánicos y gravedad específica acorde a las señaladas en la tabla 3.6 (U.S. EPA, 1987).

Por tratarse de corrientes líquidas, de alrededor de 95 por ciento o más de agua, las densidades serán muy similares a la del agua pura, es decir, cercanas a los  $1000 \text{ Kg/m}^3$ , como se muestran en la tabla 3.6.

Tabla 0.6 Gravedades específicas y porcentaje de sólidos suspendidos volátiles (SSV) de distintos tipos de lodos previos al tratamiento.

Tipo de lodo	SSV	Rango de
		gravedad específica
		Porcentaje g/cc
Primario	75 – 80	1 + 0.010 (%SST)
		a
		1 + 0.012 (%SST)
Purga de lodo activo	80 – 85	1 + 0.007 (%SST)
		a
		1 + 0.012 (%SST)
Filtro percolador y Contactor Rotatorio	75 – 80	1 + 0.015 (%SST)
		a
		1 + 0.025 (%SST)
Primario + Purga de lodo activo	75 – 85	1 + 0.004 (%SST)
		a
		1 + 0.006 (%SST)

Los objetivos de esta línea del proceso son la producción de un lodo estabilizado y de alta densidad, de manera de lograr una disposición final de lodos de manera segura y económica. Esto se logrará sin desmedro de las posibilidades de reutilización de este

fango, como lo pudiera ser la aplicación a suelos como “ayudante de tierras”.

### **3.4.1 Espesamiento de lodos.**

El espesamiento tiene por finalidad aumentar la concentración de sólidos a tratar y/o disponer. Utilizando las técnicas más adelante señaladas, el aumento de concentración de sólidos va desde un 0,1% a un 3,5% en promedio. Si bien este aumento puede resultar insignificante en términos cuantitativos, lo importante es la reducción de volumen que se logra en esta etapa, llegando a superar el 70 %. La reducción del volumen de lodo resulta beneficiosa para los procesos de tratamiento subsiguientes tales como la digestión, deshidratación, secado y combustión, desde el punto de vista de capacidad de estanques, cantidad de reactivos, etc .

#### **a) Espesadores gravitatorios**

El espesado por gravedad se lleva a cabo en un estanque de diseño similar al de un estanque de sedimentación convencional (Metcalf, 1995). Generalmente se utilizan estanques circulares. El lodo alimentado sedimenta y compacta, y el espesado se extrae por la parte inferior del estanque. El sobrenadante que se origina se retorna a la cabeza de la planta.

Para mejorar la concentración se debe mantener un manto de fango en la parte inferior del estanque. La relación de volumen de fango es una variable de funcionamiento de los espesadores que se define como el volumen de manto de lodo mantenido al interior del espesador, dividido por el caudal de fango extraído diariamente (Metcalf, 1995). La relación de volumen de lodos de suele variar entre 0,5 a 20 días, siendo los valores más bajos los necesarios en épocas calurosas. Como alternativa, se puede medir la profundidad del lodo, siendo recomendable un rango de 0,6 – 2,4 metros, siendo valores bajos los correspondientes a épocas calurosas. Este problema queda resuelto al controlar el manto de lodos automáticamente por medio de sensores de nivel de lodo existentes en el mercado.

**b) Espesado por flotación**

Se utiliza el sistema de flotación por aire disuelto para concentrar los lodos. Un caudal de agua es previamente presurizado con aire, el cual es introducido al estanque de flotación. Por diferencia de presión, se liberarán las burbujas formando un campo de flotación.

La aplicación de este tipo de tecnología resulta más efectiva con lodos provenientes de cultivos en suspensión, como es el caso de los lodos activados. En la tabla 3.7 se muestra la cantidad de sólidos suspendidos que presentan los lodos provenientes de diferentes modalidades de espesamiento.

Tabla 0.7 Concentración de sólidos suspendidos de diferentes lodos, utilizando distintas técnicas de espesamiento.

---

**Concentración de Sólidos Suspendidos Totales.**

**Porcentaje**

Tipo de lodo	Clarificación	Flotación	Espesador	Espesador	Centrifuga
	Primaria	DAF	Gravitatorio	de Bandas	
Primario	5 – 7	-	8 – 10	9 – 12	9 – 12
Purga lodo activo		3 – 5	2 – 2.5	4 – 6	4 – 6
Película fija		3 – 5	2.5 – 3	5 – 7	5 – 7
Primario + Purga lodo activo	2.5 – 4	4 – 6	4 – 5	5 – 7	5 – 7

---

---

Primario	+ 3 – 5	4 – 6	5 – 6	5 – 10	6 – 10
Película fija					

---

### **3.4.2 Alternativa seleccionada**

La alternativa para espesar los lodos corresponde a un espesador gravitatorio circular, por ser el más utilizado y presenta ventajas económicas frente a las otras alternativas (similares criterios que en el caso de los sedimentadores).

### **3.4.3 Estabilización.**

El proceso para lograr la estabilización del lodo, comúnmente llamado *digestión*, puede realizarse a través de distintas modalidades de operación. Dependiendo principalmente de la existencia o no de oxígeno en el proceso, se hablará de *digestión aeróbica*, o *digestión anaeróbica* de lodos. La finalidad de esta etapa es disminuir la concentración de microorganismos presentes en el lodo retirado del proceso de oxidación. Cabe señalar que esta etapa no es necesaria en el caso de un lodo activado modalidad aireación extendida, puesto que el lodo que se purga se encuentra ya semi-estabilizado, producto de su elevado tiempo de residencia al interior del reactor.

#### **Digestión anaeróbica de lodos.**

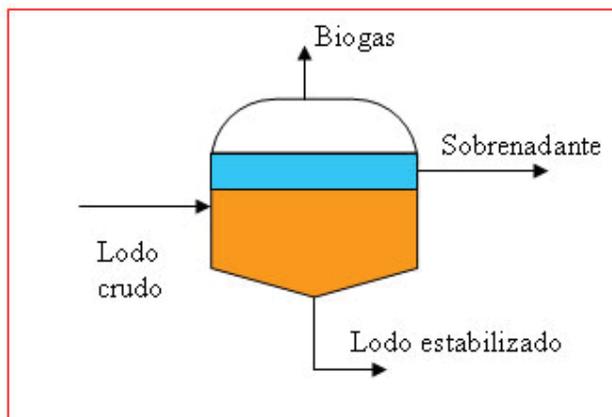
Corresponde a un proceso en que se tiene como sustrato al lodo proveniente del sistema depurador de aguas. Los microorganismos anaeróbicos actuarán sobre el lodo en tres etapas, dependiendo de la población: hidrolítica – acidogénica – metanogénica. Esta última es responsable de la producción de gas metano, por lo que es un proceso en el cual hay recuperación de energía.

Se encuentra entre las formas de tratamiento biológico de aguas residuales más antiguas; en 1850 data el desarrollo del primer digester en Estados Unidos. Hoy en día se utiliza bajo el mismo principio de ese entonces, pero se han realizado grandes progresos en la comprensión y control del proceso. Debido al gran interés existente en el ahorro y recuperación de energía, la digestión anaeróbica sigue siendo el proceso de estabilización de uso más extendido (Metcalf, 1995).

**a) Digestión convencional.**

El proceso de digestión convencional se suele llevar a cabo en una única etapa. Las funciones de digestión, espesado de lodo, y formación de sobrenadante, se llevan a cabo de forma simultánea (Metcalf, 1995). El lodo crudo se introduce en la zona en la que se está digiriendo lodo de forma activa y en la que se está liberando gas. El lodo se calienta por medio de un intercambiador externo. Como resultado de la digestión, el lodo se estratifica, tal como se representa en la figura 3.12, formando una capa de sobrenadante por encima del lodo digerido y experimenta un aumento de la mineralización, aumentando la concentración de sólidos no volátiles. Como consecuencia de la estratificación y de la ausencia de mezclado íntimo, se utiliza menos del 50 % del volumen del digester convencional de fase única. Debido a lo anterior, este proceso sólo es llevado a cabo en instalaciones pequeñas (Metcalf , 1995).

Figura 0.12 Esquema de un digester convencional



**b) Digestión de una fase y alta carga.**

Este proceso difiere del proceso convencional de una fase en que la carga de sólidos es mucho mayor. El lodo se mezcla íntimamente mediante recirculación de gas, mezcladores mecánicos, bombeo o mezcladores con tubos de aspiración, y se calienta para conseguir optimizar la velocidad de digestión. Por causa del mezclamiento íntimo, no es posible recircular alguna corriente líquida, como en el caso anterior.

Tabla 0.8 Tiempos medios de retención de sólidos recomendados para el diseño de digestores de mezcla completa.

Temperatura de funcionamiento °C	$\theta_c^M$ , días (mínimo)	$\theta_c$ , días (recomendado para el proyecto)
18	11	28
24	8	20
30	6	14
35	4	10
40	4	10

**Digestión aeróbica de lodos**

La digestión aeróbica es similar al proceso de lodos activos. Una vez agotado el suministro de sustrato disponible, los microorganismos comienzan a consumir su propio material celular para obtener la energía necesaria para las reacciones de mantenimiento

celular, fase conocida como *endógena*.

La tabla 3.9 muestra algunos criterios para el diseño de digestores aeróbicos.

Tabla 0.9 Criterios de diseño para digestores aeróbicos.

Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulico, días, 20°C	
Lodo activado en exceso	10 – 15
Lodo activado de plantas sin tratamiento primario	12 – 18
Lodo primario más activado o de filtro percolador	15 – 20
Necesidad de oxígeno. kg por kg destruido	
Tejido celular	2,3
DBO <sub>5</sub> en el fango primario	1,6 – 1,9
Nivel de oxígeno disuelto en el líquido, mg/L	1 – 2
Reducción de sólidos suspendidos volátiles, %	40 – 50

Los grandes volúmenes de aire necesarios para llevar a cabo el proceso, lo que lleva a tener grandes consumos energéticos, hacen esta tecnología poco atractiva.

### **3.4.4 Alternativa seleccionada**

La alternativa a analizar corresponde a la digestión anaeróbica de una fase y alta carga,

por permitir un mejor aprovechamiento del reactor, soportar cargas mayores de sólidos volátiles que uno convencional, y ser la más utilizada en lo que a digestión anaeróbica se refiere. La posibilidad de recuperar energía sólo es posible utilizando tecnología anaeróbica, lo que sumado a los bajos costos de operación, en comparación de la digestión aeróbica, hace más recomendable el uso de esta tecnología.

### **3.4.5 Secado de lodos.**

Como se comentó anteriormente, el secado de lodos tiene por finalidad la reducción del volumen, por la disminución del contenido de agua del lodo, con el objeto de transportar y disponer menores volúmenes de éste a vertedero. Esto se logra realizando diferentes operaciones, clasificados a continuación:

#### **a) Procesos de secado por aire (no mecánicos).**

Las diferentes alternativas son:

- |  |
|--|
| En lechos.<br>Lagunas de lodos.<br>En lechos pavimentados.<br>En lechos asistidos por secadores a vacío.<br>En lechos asistidos por congelación. |
|--|

#### **b) Proceso de secado mecánico.**

- |  |
|--|
| Filtración a presión con filtros bandas.<br>Centrifugación.<br>Filtración a presión con filtros de marco y plato.<br>Filtración a vacío. |
|--|

**Procesos de secado por aire.**

**a) En lechos.**

Esta alternativa ha sido utilizada exitosamente para el secado de lodos desde que los tratamientos de aguas residuales comenzaron a ser tecnificados en el presente siglo (U.S. EPA, 1987). Hasta diez años atrás eran el sistema más utilizado para el secado de lodos en Estados Unidos. El secado en lechos ocurre a través del drenaje gravitatorio del agua libre, seguido por la evaporación hasta los niveles de concentración de sólidos esperados. En áreas donde las lluvias son frecuentes, estos lechos son techados.

El parámetro de diseño crítico es el área superficial de lecho requerida para obtener el drenaje y evaporación necesarias en un determinado tiempo.

En el caso de lodos digeridos anaeróbicamente, los criterios aceptados en la actualidad se muestran en la tabla 3.10. Estos valores, para lodos primarios digeridos más lodos activados purgados, están en un rango de 60 a 100 kg. de lodo/m<sup>2</sup>/año, en el caso de lechos descubiertos. Estos valores pueden ser aumentados si estos lechos son techados, encontrándose valores entre 85 a 140 kg de lodo/m<sup>2</sup>/año (U.S. EPA, 1987).

Tabla 0.10 Criterio de carga para lodos digeridos anaeróbicamente.

Tipo de lodo	Carga másica kg lodo/m <sup>2</sup> /año
Primario	120 – 200
Primario	100 – 160
Primario + Filtro percolador de baja carga	100 – 160

---

Primario + purga de lodo activo	60 – 100
---------------------------------	----------

---

El rendimiento de un lecho dependerá de:

- |   |
|---|
| <p>La concentración de sólidos requerida en el lodo seco.</p> <p>La concentración de sólidos en el lodo aplicado.</p> <p>El tipo de lodo a ser secado (ejemplo: estabilizado, espesado, acondicionado).</p> <p>La velocidad de evaporación y drenaje.</p> |
|---|

La velocidad de evaporación es función de las condiciones climáticas locales y de las características de la superficie del lodo. Estas velocidades pueden ser obtenidas de evaporaciones de lagunas situadas en las cercanías, por ejemplo.

La profundidad del lodo a aplicar estará determinada por la experiencia; en general la profundidad puede ir en un rango de 20 a 45 centímetros (U.S. EPA, 1987).

La mantención de los lechos consiste en la reposición de la tierra perdida durante el retiro del lodo y la nivelación de la superficie del suelo previo a la carga, como también del retiro de las posibles plantas que puedan crecer en el lugar. Con lodos bien estabilizados, el olor no debe ser un problema. En caso contrario, la aplicación de hipoclorito de calcio, permanganato de potasio o cloruro ferroso se lleva a cabo durante la carga de los lechos.

Los costos de capital para este sistema son fuertemente influenciados por el costo del terreno en que se va a ejecutar el proyecto. Otros factores importantes son los muros de contención y la construcción de la parte inferior del lecho, el gasto en tuberías de drenaje y equipo para remover el lodo. Los mayores costos de operación y mantención son los laborales, combustible y el reemplazo periódico del suelo.

**b) Lagunas de secado.**

Una laguna de secado es, en concepto, similar a un secador en lecho profundo con drenaje restringido. Las profundidades de lodos en lagunas pueden ir entre 0,7 a 1,4 metros. La carga de sólidos recomendada para estas lagunas son 36 a 39 kg/año/m<sup>3</sup> de capacidad, y son lagunas operadas en ciclos regulares para secar el lodo.

Un ciclo completo puede tomar, por lo menos, entre 1 y 3 años, dependiendo de la concentración de sólidos finales requerida, clima local, profundidad de lodo aplicada, y prácticas de gestión. Debe considerarse que todo lodo debe estar estabilizado antes de ser ingresado a la laguna, para minimizar los olores que puedan producirse.

El punto en contra que tiene este sistema va referido a lo anterior, el problema de olores. Si bien pueden ser minimizados, no pueden ser evitados, por lo que hay apariciones de moscas y zancudos, lo que resulta molesto. Motivo de esto es la recomendación de utilizar sitios retirados de los centros poblacionales (U.S. EPA, 1987).

**c) Lechos pavimentados.**

Son sistemas de secado similares a los lechos sobre tierra. La diferencia radica en la pavimentación de la base del lecho, para así evitar arrastrar tierra en el momento de retirar el lodo seco. Los lechos pavimentados han usado asfalto o concreto sobre una sub-base de grava porosa.

La experiencia ha demostrado que el pavimento no permite un buen drenaje, por lo que el área total de lecho debe ser mayor que para los lechos convencionales anteriormente descritos, de modo de alcanzar los mismos resultados en igual período (U.S. EPA, 1987).

**Procesos mecánicos.**

**a) Filtro de banda.**

Este tipo de filtro ha sido usado en Europa desde los años 60 y en Estados Unidos desde los 70. Fueron diseñados, inicialmente, para secar pulpa de papel, siendo modificados para el secado de lodos (EPA, 1987). Son dispositivos de alimentación continua que incluyen el acondicionamiento químico, drenaje por gravedad, y la aplicación mecánica de presión para deshidratar el lodo.

El principio de estos filtros es simple: el lodo es comprimido entre dos bandas porosas tensas, la cual es pasada a través de varios rodillos de distintos diámetros. Para una tensión dada, a medida que decrece el diámetro del rodillo, se incrementa la presión sobre el lodo, logrando hacer escurrir el agua.

Los rendimientos en esta operación dependerán del tipo a deshidratar. Valores típicos se encuentran en la tabla 3.11.

Tabla 0.11 Concentraciones de sólidos obtenidas en la torta por deshidratación de distintos tipos de fangos con filtros bandas (U.S. EPA, 1987).

Tipo de fango	% sólidos en el fango alimentado	% sólidos en la torta de lodo
Primario	3 – 7	28 – 44
Primario + exceso de lodo activado	3 – 6	20 – 35
Primario + fango procedente de filtros percoladores	3 – 6	20 – 35
Exceso de fango activado	1 – 4	12 – 20
Fango digerido por vía anaeróbica		
Primario	3 – 7	25 – 35
Primario + exceso de lodo activado	3 – 6	20 – 25

### **b) Centrífuga**

El desaguado por centrífuga es un proceso que usa la fuerza desarrollada por la rápida rotación de un canasto cilíndrico para separar los sólidos del lodo y el líquido.

Las centrífugas de camisa maciza suelen ser indicadas para varias aplicaciones de deshidratación de fangos. Estas centrífugas se pueden emplear para la deshidratación de lodos que no han sido acondicionados químicamente, pero el acondicionamiento con polímeros permite mejorar notablemente la captura de sólidos y la calidad del concentrado. Los reactivos para acondicionamiento se añaden en la tubería de alimentación de fango o en el interior de la máquina. Las dosis de polímeros para el acondicionamiento varían entre 1,0 y 7,5 kg/1000 kg de fango (sólidos secos) (Metcalf, 1995).

La superficie necesaria para la instalación de una centrífuga es menor que la de otros sistemas de secado de igual capacidad, como pueden ser los sistemas no mecánicos, por lo que el costo de inversión en este punto es menor, sin embargo, los costos energéticos y capitales son superiores a los requeridos por otras operaciones.

La principal dificultad que se presenta en la operación de las centrífugas es la evacuación del concentrado, que presenta concentraciones relativamente altas de sólidos suspendidos no sedimentables, los cuales al ser recirculados a la cabeza de la planta, influirán negativamente en la calidad del efluente final. Para evitar esto, la aplicación de productos floculantes es necesaria, en conjunto con aumentar del tiempo de retención. Esto incrementa considerablemente los costos operativos respecto a otras operaciones de secado.

La selección de las unidades para el diseño de la planta depende de los datos sobre capacidad nominal y rendimiento suministrado por los fabricantes (Metcalf, 1995). Es necesario, por esto, los datos provenientes de una planta piloto.

**c) Filtros prensa.**

En un filtro prensa la deshidratación se lleva a cabo forzando la evacuación del agua presente en el lodo aplicándole una presión elevada (Metcalf, 1995). Consiste en una serie de platos adyacentes entre los cuales, en un espacio confinado para ello, tiene la formación de un queque de sólidos. Dentro de estos platos está ubicado el medio filtrante, generalmente una tela, el cual está ubicado contra la pared de cada plato y retiene el sólido del lodo, permitiendo el escurrimiento del líquido.

El bombeo del lodo hacia el filtro ocurre hasta alcanzar presiones que pueden sobrepasar los 1380 kPa (EPA, 1987). Cuando los espacios entre platos se han llenado termina la producción de líquido filtrado, entonces se detiene el bombeo de lodo hacia el filtro y se procede a abrirlo, removiendo el queque manualmente. Usualmente el líquido filtrado es recirculado a la cabeza de la planta. Respecto al queque, el espesor del queque varía entre 25 y 30 mm, y el contenido de humedad entre 48 – 70%. La duración del ciclo de filtración varía entre 2 y 5 horas, e incluye el tiempo necesario para llenar el filtro, mantener la presión, abrir el filtro, lavar y descargar el queque, y cerrar el filtro (Metcalf, 1995).

Se ha hecho una clasificación de los tipos de filtros prensa dependiendo de su presión de operación: los de baja y alta presión. Los rangos que determinan esta clasificación se exponen en la tabla 3.12.

Tabla 0.12 Rango de presiones desarrolladas por ambos sistemas de filtración.

	Baja presión	Alta presión
	Kpa	KPa
Presión terminal desarrollada	350 – 864	1040 – 1730
Valor típico	691	1380

Las ventajas de los filtros prensa incluyen altas tasas de concentración de sólidos en la

torta; la obtención de un filtrado muy clarificado, y elevadas capturas de sólidos. Los inconvenientes incluyen la complejidad mecánica, los costos de mano de obra, y la limitada vida útil de las telas del filtro.

Existe un alto grado de actividad operacional, entendida como trabajo humano y de bombeo, al ocupar un filtro prensa para el desaguado del lodo en comparación a otros sistemas de secado, sin embargo, la gran calidad del queque, es decir, altas concentraciones de sólido en la torta, han fomentado el interés hacia esta tecnología.

La etapa de "secado", mas bien llamada de desaguado, permite disminuir los volúmenes de lodos que se deben manejar en una planta de tratamiento de aguas, pero esta etapa no solo producirá un lodo más fácil de manejar sino que también una cantidad de líquido que deberá ser recirculada a la cabeza de la planta debido a sus características. Dichas características se muestran en la tabla 3.13.

Tabla 0.13 Características de la corriente a recircular proveniente de distintos tipos de tratamiento de lodos.

Operación	DBO <sub>5</sub> , gr/L		Sólidos Suspendedos, mg/L.	
	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Espesamiento por gravedad				
Primario	100 – 400	250	80 – 300	200
Primario y activado en exceso	60 – 400	300	100 – 350	250
Espesado por filtración	50 – 400	250	100 – 600	300
Espesado con centrífugas				
Fango activado con aire	400 – 1200	800	500 – 1500	800
Fango activado con oxígeno	1200 – 1600	1400	1500 – 2000	1600

---

**Lodo digerido anaeróbicamente**

Convencional	500 – 1000	800	1000 – 5000	3000
Alta carga	2000 – 2500	4000	1000 – 10000	6000

**Filtración a vacío**

Fango no digerido	500 – 5000	1000	1000 – 5000	2000
Fango digerido	500 – 5000	2000	1000 – 20000	4000

**Centrifugación**

Fango no digerido	1000 – 10000	5000	2000 – 10000	5000
Fango digerido	1000 – 10000	5000	2000 – 15000	5000

**Filtros banda**

Fango no digerido	50 – 500	300	200 – 2000	1000
Fango digerido	50 – 500	300	200 – 2000	1000

---

### **3.4.6 Alternativa seleccionada.**

Al no contar con grandes extensiones de terreno para secar el lodo en canchas, opción más económica desde el punto de vista operacional, se ha optado por la utilización de un sistema de desaguado por prensado, por ser además la más utilizada para este tipo de tareas en la mayoría de las plantas de tratamiento en Estados Unidos y Canadá. La inversión que corresponde a una centrífuga es considerable, sobre todo si se piensa que el producto obtenido es de bajo valor.

La autoridad sanitaria exige, para la disposición de lodos en rellenos sanitarios especiales, una concentración de sólidos de un 25% (ESVAL S.A., 1998). Considerando esto, será muy difícil lograr esto por medio de canchas de secado. El queque producido

por el filtro prensa es de buena calidad, el equipo ocupa poco espacio, y no representa mayor complejidad mecánica a la hora de realizar mantención de éste.

### **3.4.7 Utilización de biosólidos.**

La utilización de biosólidos provenientes de procesos de depuración de aguas residuales es aún discutible. Mediante sistemas indicadores bacterianos y virales, se ha evaluado la calidad sanitaria de lodos convencionales proveniente de plantas de aguas servidas. Investigaciones han establecido el alto contenido de microorganismos presente en los lodos crudos convencionales, superiores en más de dos órdenes de magnitud a los de las aguas servidas sin tratamiento, y que mediante una digestión de 60 días y secado de 60 días de este lodo, se remueven microorganismos en un 99,6%. Pese a ello, los remanentes microbianos en el lodo seco son elevados, por lo que su disposición en el suelo para fines agrícolas no se considera recomendable (Castillo, 1985). En la tabla 3.14 se muestran algunos ejemplos de la cantidad de microorganismos presentes en distintos tipos de lodos.

Tabla 0.14 Contenido de microorganismos en muestras de lodo provenientes de la plana Cexas, Melipilla (Castillo, 1985).

Tipo de lodo	Coliformes Totales	Coliformes Fecales NMP por 100 g	Estreptococos fecales	Colifagos UFP por g.
Crudo	$7,2 \cdot 10^{10}$	$3,2 \cdot 10^{10}$	$7,3 \cdot 10^8$	$2,2 \cdot 10^7$
Digerido 60 días	$4,9 \cdot 10^8$	$4,5 \cdot 10^8$	$8,0 \cdot 10^8$	$1,4 \cdot 10^7$
Seco 60 días	$5,4 \cdot 10^7$	$6,1 \cdot 10^6$	$1,4 \cdot 10^7$	$7,3 \cdot 10^4$

Este motivo es factor de peso a la hora de seleccionar la alternativa de disposición final.

Aun cuando un pequeño porcentaje del lodo producido pudiera ser reutilizado como mejorador de la calidad de tierras, cantidad que estaría determinada por el potencial mercado de abonos en Concón, la situación anteriormente expuesta lleva a pensar en usar alguna otra alternativa siguiente al proceso de digestión, como lo puede ser el compostaje. Considerando los posibles beneficios que se tendrían al vender compost, la gran cantidad de energía utilizada convierte en no atractiva esta posibilidad. La experiencia de reutilización de lodos en España, por ejemplo, no ha sido exitosa, por cuanto los agricultores no demuestran interés en este subproducto, ya que estos deben costear el traslado de los lodos, siendo muy significativo en algunos casos (Collado, 1999).

### **3.5 Desinfección.**

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los organismos causantes de enfermedades (Metcalf, 1985).

La práctica de la desinfección es, sobre cualquier otro motivo, para la protección de la calidad de las aguas para su uso subsecuente en procesos de aguas abajo (W.P.C.F., 1986).

Existen millones de bacteria del tipo coliforme y un gran número de *estreptococos fecales* por litro de agua residual doméstica. El número de estos microorganismos indicadores puede variar ampliamente, dependiendo de la fuente del agua residual. Estos organismos van acompañados de un gran número de *pseudomonas* y hongos, los que pueden causar la muerte de plantas, animales e, incluso, al mismo hombre.

La tabla 3.15 incluye algunos de los organismos que pueden ser encontrados en el agua residual.

Tabla 0.25 Microorganismos presentes en el agua residual (Metcalf, 1995).

Microorganismo	Causante de:

<i>Salmonella typhi</i>	Fiebre tifoidea
<i>Shigella dysenteriae</i>	Disenteria bacilar
<i>Endamoeba histolítica</i>	Disenteria amoebica
<i>Mycobacterium tuberculosis</i>	Tuberculosis
<i>Vibrio cholerae</i>	Cólera
<i>Virus</i>	Hepatitis
	Poliomelitis
	Otras
<i>Giardia lamblia</i>	Giardiasis

---

### 3.5.1 Desinfección química.

#### a) Cloro (Cl<sub>2</sub>).

Corresponde al desinfectante más difundido en Estado Unidos. Según la *Environmental Protection Agency* (E.P.A.), aproximadamente el 62 por ciento del total de las aguas residuales urbanas norteamericanas son cloradas (EPA, 1986).

Las ventajas del uso de cloro como desinfectante sobre otras alternativas es su costo-efectividad, su larga "historia" en el tratamiento de aguas residuales, y su alta eficacia contra los organismos patógenos (W.P.C.F., 1986).

Las desventajas son su demostrada toxicidad contra organismos acuáticos, y la formación de compuestos orgánicos clorados. Compuestos tales como el cloroformo, bromoformo, o clorodibromometano pueden ser cancerígenos y causar un impacto serio en las aguas, en caso que éstas sean vertidas a cuerpos de aguas que son utilizados como fuentes de suplemento de agua por parte de organismos públicos.

Los compuestos del cloro más comúnmente utilizados en las plantas de tratamiento de aguas residuales son el cloro gas ( $\text{Cl}_2$ ), el hipoclorito sódico ( $\text{NaOCl}$ ), y el dióxido de cloro ( $\text{ClO}_2$ ), siendo la primera de estas la más ampliamente utilizada. El uso del  $\text{ClO}_2$  será discutido en la sección c).

Las formas de inactivación de microorganismos seguidas por el cloro son diversas. Puede alterar la permeabilidad de la célula, interfiriendo con el intercambio entre ésta y el ambiente o causando la pérdida de su citoplasma. Además, puede producir mutaciones en los ácidos nucleicos. La inactivación de virus se debería al daño en los ácidos nucleicos, cubiertas proteicas, o ambas (W.P.C.F., 1986).

### **b) Ozono ( $\text{O}_3$ ).**

La ozonización es una alternativa a la toxicidad acuática producida por el cloro.

Las ventajas del uso del ozono como desinfectante incluyen: menor persistencia del tóxico residual; aumenta las concentraciones de oxígeno disuelto en el efluente; desinfección instantánea, por cuanto la acción desinfectante no parece ser dependiente del tiempo de contacto; y una eficiencia que es relativamente insensible al pH en un rango de 6 a 10, y temperaturas entre 2 y 30 °C.

Sus desventajas son: altos costos capitales y operacionales;

### **c) Dióxido de cloro ( $\text{ClO}_2$ ).**

El mayor uso de este compuesto ha sido en el campo de la potabilización del agua, principalmente en Europa.

Posee las ventajas de la escasa o nula producción de compuestos orgánicos clorados; no oxida al ión bromo a bromuro, como sí lo hacen el cloro y ozono, y no reacciona con amonio para formar cloraminas.

Las desventajas son los costos del precursor químico,  $\text{NaClO}_2$ , y del equipo generador.

Además, el dióxido de cloro es un gas explosivo, por lo que requiere, para su utilización, tomar medidas de seguridad y preventivas.

Una síntesis de algunos desinfectantes químicos y algunas de sus características se encuentran en la tabla 3.16

Tabla 0.36 Comparación de las características prácticas de los desinfectantes químicos (Metcalf, 1985).

Característica	Cloro	Hipoclorito sódico	Dióxido cloro	de Ozono
Toxicidad para los microorganismos	Alta	Alta	Alta	Alta
Solubilidad	Ligera	Alta	Alta	Alta
Estabilidad	Estable	Ligeramente inestable	Inestable	Inestable
Toxicidad para formas de vidas elevadas	Muy tóxico	Tóxico	Tóxico	Tóxico
Interacción con materias extrañas	Oxida orgánicos	Oxidante activo	Alta	Oxida orgánicos
Toxicidad a temperatura ambiente	Alta	Alta	Alta	Muy alta
No corrosivo y no colorante	Altamente corrosivo	Corrosivo	Altamente corrosivo	Altamente corrosivo
Capacidad desodorizante	Alta	Moderado	Alta	Alta

Disponibilidad (Costo)	Costo bajo	Costo levemente bajo	Costo moderado	Costo alto
---------------------------	------------	----------------------------	-------------------	------------

---

**d) Cloruro de bromo (BrCl).**

Posee las propiedades físicas intermedias entre el bromo (Br<sub>2</sub>) y el cloro (Cl<sub>2</sub>).

Las ventajas atribuibles a este compuesto son: es la especie más reactiva con menor toxicidad residual.

Las principales desventajas son el costo del reactivo, así como su disponibilidad puede ser limitada. Además, el control automático es complicado, debido a que la vida media del residual es corta (W.P.C.F., 1986).

**3.5.2 Desinfección por radiación.**

**a) Radiación ultravioleta (UV).**

El mecanismo de desinfección UV es el ataque directo sobre los ácidos nucleicos. La longitud de onda en el rango UV que causa el mayor daño está entre 250 y 270 nm. La radiación UV es absorbida por los dímeros de timina del ADN; al estar alterados, no permite la replicación del material nucleico, por lo que será imposible la viabilidad y reproducibilidad de la especie.

Las ventajas de la desinfección UV son las siguientes: no hay tóxicos residuales; es efectiva sobre una gran variedad de microorganismos; y el equipo UV ocupa poco espacio (W.P.C.F., 1986).

Sus desventajas presentadas por este sistema son: la dificultad de control del proceso, por cuanto el residual medible es escaso; la escasez de métodos para la medición de la dosificación; y la posible fotoreactivación, que puede reparar el daño producido por la

desinfección.

### **3.5.3 Alternativa seleccionada.**

Se seleccionó el sistema de cloración con líquido, por ser la alternativa más económica en términos de disponibilidad, operación, y control del sistema, siendo este último punto, tal vez, el más significativo. Para la eliminación del cloro residual, bisulfito de sodio es la opción considerada, por su disponibilidad en el mercado y bajo costo.

## CAPÍTULO V Diseño y selección de equipos

En este capítulo se dimensionan todos los equipos de ambas alternativas seleccionadas que son necesarios para llevar a cabo el tratamiento de las aguas servidas de Concón. Los cálculos de las obras civiles involucradas en el diseño de cada equipo se encuentran desarrollado en el Apéndice 5.

### 5.1 Pretratamiento.

#### 5.1.1 Sistema de rejas.

Se ha elegido un desbastador de rejas autolimpiante, por ser más eficiente al no depender de la supervisión del operario encargado de este equipo. Este sistema de auto limpieza evitará el taponamiento de las rejas por posibles descuidos del operador.

Se ocupará una reja autolimpenate JONES+ATTWOOD, modelo BRS de 75 kW. Sus características se especifican en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Dimensiones del sistema de rejas autolimpiantes.

	Valor	Unidad
Ancho de barras	13	mm.
Separación entre barras	25	mm.
Inclinación	45	°
Separación entre barras	25	mm.

Según datos bibliográficos (W.E.F., 1992), y como una situación general de otras plantas de tratamiento de características de caudales similares, la producción de residuos sólidos provenientes del desbastado alcanzan una cantidad de 0,2 m<sup>3</sup>/mes, alcanzando en los momentos de punta la cantidad de 1 m<sup>3</sup>/día (W.E.F., 1992), con un contenido de humedad entre 70 y 80% (Esparza, M., 1998).

### **Limpieza de rejas.**

El ciclo de limpieza dependerá exclusivamente de la fricción desarrollada por el agua debida a los sólidos que están siendo retenidos en la reja, la cual será función directa de la carga hidráulica y de sólidos aplicada al sistema.

Las pérdidas de carga a través de las rejas de desbaste deben tener valores menores a 2 pulgadas de aguas. Esto se logra cuando la velocidad de paso por las rejas esta dentro de un rango de 1 a 2,5 pies/s, (Pankratz, 1988). Se ocupará una velocidad de paso por las rejas de 0,6 m/s (1,96 pies/s). Para esta velocidad se tiene que las pérdidas, que se determinan mediante la ecuación 5.2, son de:

$$\Delta H = \left( \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot S_F \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde:

$\Delta H$ : diferencia de pérdidas de cargas antes y posterior a la reja, pie.

$V$ : velocidad a través de las rejas, pie/s.

$g$ : aceleración de gravedad, igual a 32,2 pie/s<sup>2</sup>.

$S_F$ : factor de seguridad, igual a 1,15.

Realizando el cálculo se tiene que el valor de  $\Delta H$  es igual a 0,8232 pulgadas (0,02 metros).

### **5.1.2 Desarenador de Flujo Horizontal (D-1).**

El desarenador es un equipo que su principal función es mantener una velocidad de flujo constante a través de este para permitir la velocidad de paso constante. A continuación se demostrará que el uso de una sección de control rectangular requiere un canal de aproximación de sección parabólica para mantener la velocidad constante, aún variando las velocidades de flujo.

Para un canal prismático, el área se determina como:

$$A = \int_0^h t \cdot dh \quad \text{Ec. 5.2}$$

Donde:

$t$ : ancho del canal a profundidad  $h$ .

La descarga a través del canal está dada por la ecuación 5.3

$$Q = A \cdot V = V \cdot \int_0^h t \cdot dh \quad \text{Ec. 5.3}$$

Para una velocidad constante de 1 m/s, se tiene que:

$$Q = \int_0^h t \cdot dh \quad V = 1 \left[ \frac{m}{s} \right] \quad \text{Ec. 5.4}$$

Para una sección de control rectangular:

$$Q = c \cdot w \cdot h^n \quad \text{Ec. 5.5}$$

Donde:

$c$ : constante.

$w$ : ancho de calado.

Igualando las ecuaciones 5.4 y 5.5, es decir, igual rendimiento de descarga:

$$\int_0^t t \cdot dt = c \cdot w \cdot h^n \quad \text{Ec. 5.6}$$

Diferenciando la expresión anterior:

$$t \cdot dh = n \cdot c \cdot w \cdot h^{n-1} \cdot dh \quad \text{Ec. 5.7}$$

Ya que  $n = 3/2$  para una sección rectangular, la altura de la cámara de desarenado está dado por:

$$h = \left( \frac{2}{3 \cdot c \cdot w} \right)^2 \cdot t^2 = K \cdot t^2 \quad \text{Ec. 5.8}$$

La función altura de nivel de agua en el desarenador es una función cuadrática, entonces la sección de este debe ser parabólica.

Conocida la geometría transversal del desarenador, se procederá a encontrar distintas alturas y anchos de canal de manera de ir conformando un perfil parabólico, como lo señala la ecuación 5.8.

**Diseño de desarenador de dos canales, sección parabólica.**

El caudal que pasa por cada canal en horario punta queda determinado por la ecuación 5.9.

$$Q_d = \frac{Q_0}{n} \cdot FP \qquad \text{Ec. 5.9}$$

Donde:

$Q_0$ : caudal medio estimado al último año de operación, m<sup>3</sup>/h.

$n$ : número de canales.

$FP$ : factor punta, igual a 2,5.

$$Q_d = \frac{547,29}{2} \cdot \frac{2,5}{3600} = 0,19 \left[ \frac{m^3}{s} \right] \qquad \text{por cada canal.}$$

Se asume un ancho de cada canal, un metro, y una velocidad de paso de 0,3 m/s ( $\approx$  1 pie/s) recomendada (Metcalf, 1972). Se calcula la altura necesaria en cada canal para

soportar el caudal punta y mantener la velocidad recomendada de paso por cada sección.

$$H_p = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{T \cdot V} \quad \text{Ec. 5.10}$$

Donde:

$H_p$ : profundidad alcanzada en el canal, a caudal punta. m.

$Q_d$ : caudal punta en cada canal, m<sup>3</sup>/s.

$T$ : ancho de canal asumido, igual al 1 m.

$V$ : velocidad de paso recomendada, m/s.

$$H_p = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,19}{1 \cdot 0,3} = 0,95 \text{ [m]}$$

Se calcula la velocidad de paso a través de la sección control. Para esto es necesario realizar un balance de energía, con la ecuación de Bernoulli, donde se asumirá un 10% de pérdida de carga en la sección (Metcalf, 1972):

$$H + \frac{V^2}{2 \cdot g} = d_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} + 0,1 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.11}$$

Donde:

$H$ : profundidad de líquido en la sección, m.

$V^2/2 \cdot g$ : cabeza de velocidad, m.

$d_c$ : profundidad crítica de líquido en la sección de control, m.

Además, en la situación de profundidad crítica se tiene que:

$$d_c = 2 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.12}$$

y

$$H + \frac{V^2}{2 \cdot g} = 2 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} + 0,1 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} = 3,1 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.13}$$

luego:

$$V_c = \sqrt{\frac{1}{3,1} \cdot \left( H + \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot 2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.14}$$

Donde:

$g$ : constante de aceleración de gravedad,  $9,8 \text{ m/s}^2$ .

$$V_c = \sqrt{\frac{1}{3,1} \cdot \left( 0,95 + \frac{0,3^2}{2 \cdot 9,8} \right) \cdot 2 \cdot 9,8} = 2,46 \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$$

Esto permitirá calcular el área necesaria para mantener las condiciones señaladas, a caudal punta.

$$A = \frac{Q_d}{V_c} \quad \text{Ec. 5.15}$$

Donde:

A: área de sección, m<sup>2</sup>.

Reemplazando,  $A=0,078 \text{ m}^2$ .

Para calcular el ancho de la sección de control se realizan los cálculos a continuación:

$$d_c = 2 \cdot \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.16}$$

Donde:

$d_c$ : profundidad crítica en la sección, m.

Reemplazando en la ecuación, se tiene

$$d_c = 2 \cdot \frac{2,46^2}{2 \cdot 9,8} = 0,62 [m]$$

Teniendo la profundidad y el área calculada, es posible determinar el ancho del canal en la sección.

$$w = \frac{A}{d_c} \qquad \text{Ec. 5.17}$$

Donde:

$w$ : ancho del canal, m.

Reemplazando los valores obtenidos de  $A$  y  $d_c$ , se obtiene que  $w$  es igual a 0,13 metros.

Procediendo de igual manera que hasta ahora, se determinan las alturas de sección y anchos del canal para distintas condiciones de flujo, esto es, para caudal medio, mínimo y en el caso en que uno de los canales se encuentre fuera de servicio.

Para caudal medio.

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_0}{n}\right)^2 \cdot \frac{w}{g}} \quad \text{Ec. 5.18}$$


---

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{547,29}{2 \cdot 3600}\right)^2 \cdot \frac{0,13}{9,8}} = 0,042 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$d_c = \frac{A}{w} = \frac{0,042}{0,13} = 0,32 \text{ [m]}$$

$$H_m = \frac{3,1}{2} \cdot d_c = \frac{3,1}{2} \cdot 0,32 \approx 0,5 \text{ [m]}$$

$$T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{H_m \cdot V \cdot 3600 \cdot n} = \frac{3}{2} \cdot \frac{547,29}{0,5 \cdot 0,3 \cdot 3600 \cdot 2} = 0,76 \text{ [m]}$$

Para caudal mínimo.

$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{547,29 \cdot 0,17}{3600} = 0,026 \left[ \frac{m^3}{s} \right]$$

$$A = \sqrt[3]{\left( \frac{Q_{\text{mínimo}}}{n} \right)^2 \cdot \frac{w}{g}} = \sqrt[3]{\left( \frac{0,026}{2} \right)^2 \cdot \frac{0,13}{9,8}} = 0,013 [m^2]$$

---


$$d_c = \frac{A}{w} = \frac{0,013}{0,13} = 0,1 [m]$$

$$H_{\text{min}} = \frac{3,1}{2} \cdot d_c = \frac{3,1}{2} \cdot 0,1 = 0,155 [m]$$

$$T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\text{mínimo}}}{H_{\text{min}} \cdot V \cdot n} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,026}{0,155 \cdot 0,3 \cdot 2} = 0,42 [m]$$

Para caso de emergencia, es decir, un canal fuera de servicio.

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_0 \cdot FP}{3600}\right)^2 \cdot \frac{w}{g}} = \sqrt[3]{\left(\frac{547,29 \cdot 2,5}{3600}\right)^2 \cdot \frac{0,13}{9,8}} = 0,12 [m^2]$$

$$d_c = \frac{A}{w} = \frac{0,12}{0,13} = 0,92 [m]$$

---


$$H_{eme} = \frac{3,1}{2} \cdot d_c = \frac{3,1}{2} \cdot 0,92 = 1,43 [m]$$

$$T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0 \cdot FP}{3600 \cdot H_{eme} \cdot V} = \frac{3}{2} \cdot \frac{547,29 \cdot 2,5}{3600 \cdot 1,43 \cdot 0,3} = 1,33 [m]$$

El largo del canal se diseña para remover material particulado con un mesh de 65, que poseen una velocidad de sedimentación aproximada de 1,13 m/min ( $\approx 3,7$  pies/m) (Metcalf, 1972). Luego, bajo condiciones de flujo máximo normal se tiene que:

$$t = \frac{H_p}{V_s} \tag{Ec. 5.19}$$

$$L = t \cdot V \tag{Ec. 5.20}$$

Donde:

$t$ : tiempo de sedimentación de la partícula, min.

$V_s$ : velocidad de sedimentación, igual a 1,13 m/min.

$L$ : largo del canal, m.

Reemplazando:

$$t = \frac{0,95}{1,13} = 0,84 \text{ [min]}$$

$$L = 0,84 \cdot 0,3 \cdot 60 = 15,12 \text{ [m]}$$

### **Resumen del diseño del sedimentador**

Un canal fuera de servicio:

Altura: 1,43 m

Ancho: 1,33 m

Caudal punta:

Altura: 0,95 m

Ancho: 1 m

Caudal medio:

Altura: 0,5 m

Ancho: 0,76 m

Caudal mínimo:

Altura: 0,155 m

Ancho: 0,42 m

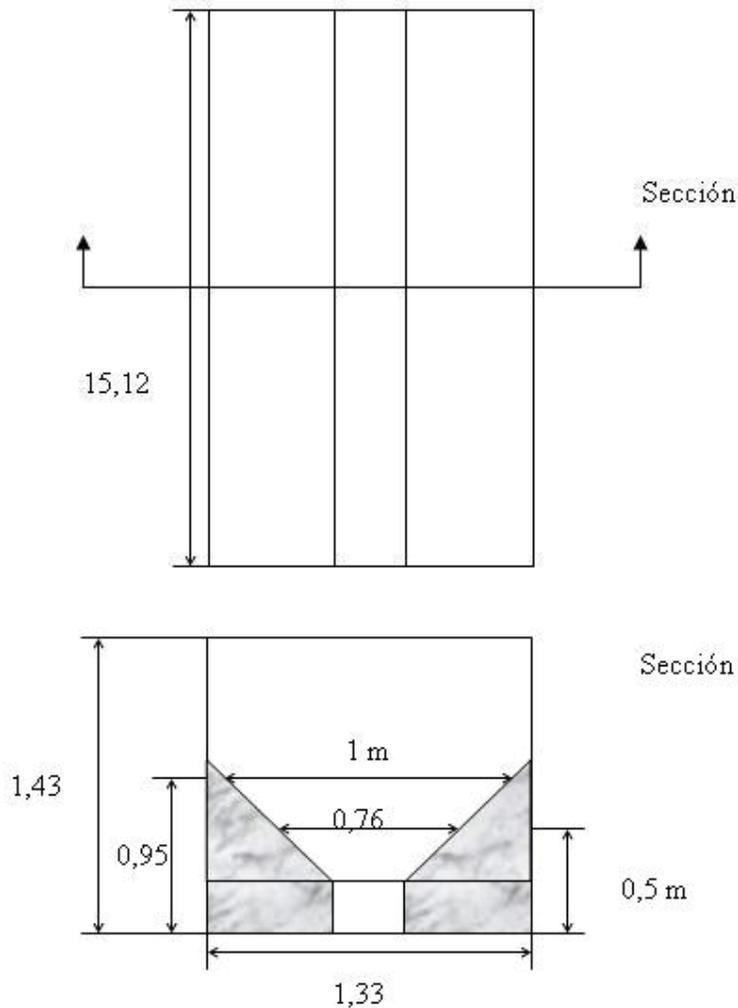
Las dimensiones principales para el dimensionamiento y cubicación se citan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Dimensiones del desarenador.

<b>Característica</b>		<b>Unidad</b>
Largo (m)	15,12	m
Ancho (m)	1,33	m
Profundidad (m)	1,43	m
Número de canales (m)	2	-

La figura 5.1 muestra una representación de la vista superior y plano de corte del desarenador.

Figura 0.1 Vista superior y de sección de unos de los canales del desarenador



## 5.2 Lodo activo convencional

### 5.2.1 Sedimentador primario (SP-1)

En el sistema de lodos activos convencional, a diferencia de la modalidad de aireación extendida, es necesario constar con una etapa de tratamiento primario. Para esto se eligió un sedimentador de tipo circular con una pendiente de 5° (relación 1:12).

Es importante en todo tipo de sedimentador verificar la velocidad de ascenso u *carga hidráulica* del agua, en el interior del sistema. Para esto se diseñó tomando como valor de carga hidráulica 48 m/d para caudal medio del último año de operación de la planta. Dado este valor se puede determinar el área del clarificador mediante la siguiente

ecuación:

$$A = \frac{Q_3 \cdot 24}{CH_{medio}} \quad \text{Ec. 5.21}$$

Donde:

$A_{SP1}$  : es el área del sedimentador primario en  $m^2$

$CH_{medio}$ : es el valor de carga hidráulica elegido para caudal medio (48 m/d) (W.E.F, 1992)

Esto da un área total de sedimentación de:

$$A_{SP1} = \frac{607,88 \cdot 24}{48} = 303,94 \text{ [m}^2\text{]}$$

Se eligió operar con dos sedimentadores, por lo que el radio de cada uno se puede determinar por la ecuación 5.22.

$$r_{SP1} = \sqrt{\frac{A_{SP1}}{2 \cdot \pi}} \quad \text{Ec. 5.22}$$

Donde:

$r_{SP1}$ : radio de cada clarificador.

Reemplazando en la ecuación 5.22 se obtiene que cada sedimentador primario tiene un radio de:

$$r_{SP1} = \sqrt{\frac{303,94}{2 \cdot \pi}} \approx 7 [m]$$

Para determinar la altura del cono inferior de este tipo de sedimentadores se tiene que:

$$h_2 = \tan[\phi] \cdot r_{SP1} \quad \text{Ec. 5.23}$$

Donde:

$h_2$  : es la altura del cono inferior del sedimentador primario.

$\Phi$ : es el ángulo de inclinación del cono inferior del clarificador ( $5^\circ$ )

para esto valores se tiene que la altura del cono esta dada por el siguiente cálculo:

$$h_2 = \tan[5^\circ] \cdot 7 = 0,61 [m]$$

El volumen del clarificador estará dado por el tiempo de retención hidráulico del

equipo. Los valores típicos de retención hidráulico se encuentran alrededor de 2 horas (E.P.A., 1987), valor para el cual se tiene que cada sedimentador tendrá un volumen de:

$$V_{SP1} = TRH \cdot \frac{Q_3}{2} \quad \text{Ec. 5.24}$$

Donde:

*TRH*: es el tiempo de retención hidráulico en el sedimentador primario.

Realizando el cálculo se tiene que el volumen del sedimentador primario es de:

$$V_{SP1} = 2 \cdot \frac{607,88}{2} = 607,88 \text{ [m}^3\text{]}$$

Con estos valores ya calculados podemos encontrar la altura de la sección cilíndrica del clarificador. Luego, la altura total de estos equipos:

$$h_1 = \frac{V_{SP1} - \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot r_{SP1}^2 \cdot h_2}{\frac{A_{SP1}}{2}} \quad \text{Ec. 5.25}$$

Donde:

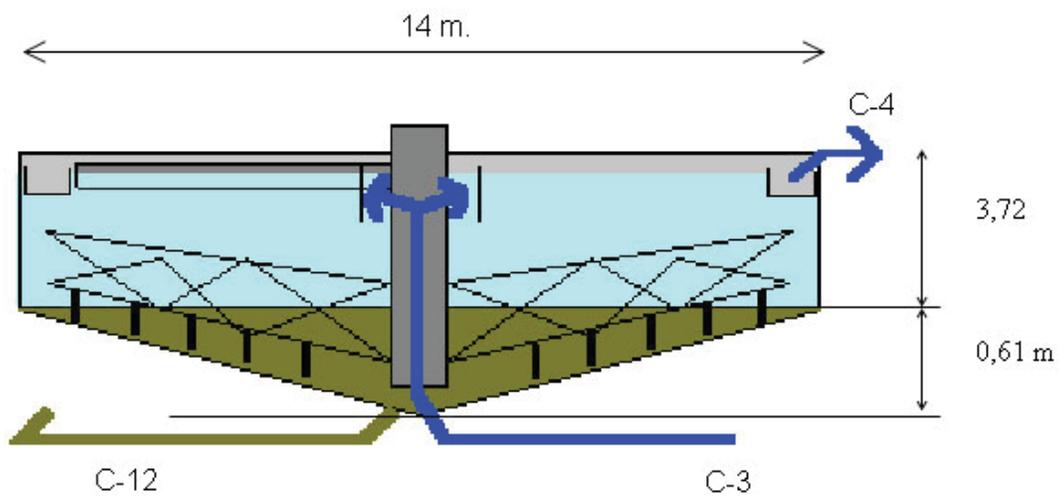
*h1*: es la altura de la sección cilíndrica del sedimentador.

Entonces, según ecuación 5.25 se tiene que la altura de la sección cilíndrica es:

$$h_1 = \frac{607,88 - \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot 7^2 \cdot 0,61}{\frac{309,94}{2}} = 3,72 \text{ [m]}$$

La suma de  $h_1$  y  $h_2$  nos da la altura total de este equipo que es de 4,33 m.

Figura 0.2 Esquema del sedimentador primario



### Cálculo de la potencia de agitación requerida

La potencia de agitación se obtiene utilizando la ecuación 5.26.

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot N \cdot W \cdot r_{SP}^2}{60} \quad \text{Ec. 5.26}$$

Donde:

$N$ : revoluciones por minuto (igual a 0,1 RPM, dato obtenido de la planta de espesado de la Compañía Siderurgica Huachipato, 1999)

$W$ : trabajo del eje (igual a 467 N/m, dato obtenido de la Compañía Siderurgica Huachipato, planta de espesado)<sup>6</sup>

Al realizar el cálculo se tiene que:

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,1 \cdot 467 \cdot 7^2}{60} = 239,63 [W]$$

Luego para una eficiencia del 70% para la transferencia de energía de los motores y del 90% en la transferencia de la energía eléctrica se tiene que:

---

<sup>6</sup> Contacto personal con Sr. Juan Bruna Albani, Ingeniero Químico. Compañía Siderúrgica Huachipato S.A..

$$P_m = \frac{P}{0,7} \quad \text{Ec. 5.27}$$

$$P_m = \frac{239,63}{0,7} = 342,33 [W]$$

$$P_e = \frac{P_m}{0,9} \quad \text{Ec. 5.28}$$

$$P_e = \frac{342,33}{0,9} = 380,37 [W]$$

Por lo tanto la potencia eléctrica requerida para operar los dos sedimentadores es de **760,74 W**.

Tabla 5.3 Resumen del diseño de cada sedimentador primario

Parámetro	Valor	Unidad
Área de cada clarificador	153,83	m <sup>2</sup>
Radio calculado	6,99	m
Radio de diseño	7	m
Altura	4,4	m
Pendiente del cono	5	°
Potencia del motor	342,33	Watt
Potencia eléctrica	380,37	Watt

### 5.2.2 Estanque de aireación (LAC-1)

Para el diseño del estanque de aireación se utilizó el volumen de reacción que se obtiene del balance de masa en el Capítulo 4 , donde se determinó el tiempo de residencia hidráulico). Para el caso del lodo activo modalidad convencional este volumen es de 2500 m<sup>3</sup>. Para el dimensionamiento del estanque de aireación se utilizará la altura de líquido recomendada de 5 metros para obtener un buen rendimiento de disolución del oxígeno en el agua (Collado, 1999).

De este modo, la superficie del estanque de reacción estará dada por:

$$A_{LAC1} \cdot h_L = V_{LAC1} \quad \text{Ec. 5.29}$$

Donde:

$V_{LAC1}$ : volumen de reacción del estanque del lodo activo, igual a 2500m<sup>3</sup>.

$h_L$ : altura del líquido en el estanque, igual a 5 m.

$A_{LAC1}$ : área del estanque de aireación, m<sup>2</sup>

Reemplazando se tiene:

$$A_{LAC1} = \frac{2500}{5} = 500 \text{ [m}^2\text{]}$$

Ocupando una relación aproximada de Largo/Ancho de 3, se obtiene un estanque de

aireación de largo 39 m y ancho 13 m. La altura de la pared del estanque será de 5,5 m. para evitar pérdida de líquido durante el proceso.

Tabla 5.4 Resumen del diseño estanque de aireación

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Area del estanque	500	m <sup>2</sup>
Altura líquido	5	m
Altura de muro	5,5	m
Largo del reactor	39	m
Ancho del reactor	13	m
Volumen del reactor	2500	m <sup>3</sup>

### 5.2.3 Aireación

Al sistema debe suministrarse la cantidad de oxígeno requerida de manera que no se produzcan zonas de anaerobiosis, para esto se determinó el requerimiento de oxígeno (demanda de oxígeno) de la siguiente forma:

$$N_a = \frac{2 \cdot Q_0 \cdot (1+R)}{V} + \frac{V}{Y_{o_2}} \cdot \frac{(\mu_1 \cdot X_1 + \mu_2 \cdot X_2 + \mu_3 \cdot X_3 + \mu_4 \cdot X_4 + \mu_5 \cdot X_5)}{V} \quad \text{Ec. 5.30}$$

Donde:

V: volumen de reacción del estanque del lodo activo convencional, igual a 2500 m<sup>3</sup>.

$n$ : número de etapas utilizadas en la modelación, igual a 5.

$R$ : razón de recirculación, igual a 0,2.

$Q_0$ : caudal de entrada al reactor, igual a 606,78 m<sup>3</sup>/h.

$Y_{O_2}$ : es el rendimiento de consumo de oxígeno para aireación extendida igual a 0,7 mg/mg.

El primer término de la ecuación 5.30 corresponde a la cantidad de oxígeno necesaria para que a la salida del estanque de aireación el agua posea una concentración de 2 ppm de O<sub>2</sub>. El segundo término corresponde a la demanda de oxígeno debido al metabolismo de los microorganismos

Los valores de velocidad específica de crecimiento se obtiene, para cada etapa de la modelación, mediante la ecuación de Monod.

$$\mu_i = \frac{\mu_m \cdot S_i}{K_S + S_i} \qquad \text{Ec.5.31}$$

donde:

$\mu_i$ : velocidad específica de crecimiento alcanzado en cada etapa de la modelación, h<sup>-1</sup>.

$S_i$ : concentración de la DBO<sub>5</sub> en cada una de las etapas de la modelación.

$K_S$ : constante de afinidad utilizada en la modelación, igual a 100 mg/L.

$\mu_m$ : velocidad específica de crecimiento máxima, igual a 0,05 h<sup>-1</sup>.

Los valores de la velocidad específica de crecimiento alcanzados en cada etapa de la modelación son:

$$\mu_1 = 0,031 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_2 = 0,027 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_3 = 0,023 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_4 = 0,017 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_5 = 0,012 \text{ h}^{-1}$$

Realizando el calculo se tiene que:

$$N_a = \frac{2 \cdot 606,78 \cdot (1,2)}{2.500} + \frac{2.500}{0,7} \cdot \frac{(0,031 \cdot 1410,62 + 0,027 \cdot 1433,55 + 0,023 \cdot 1452,45 + 0,017 \cdot 1466,66 + 0,012 \cdot 1500,01)}{2.500}$$

$$N_a = 45,95 \text{ mgO}_2/\text{L/h}$$

Esto es lo mismo que decir que el requerimiento de oxígeno es de:

$$N_a = \frac{45,95 \cdot 24 \cdot 2500}{1000} \approx 2757 \left[ \frac{\text{Kg O}_2}{\text{dia}} \right]$$

Al suponer estado estacionario, se espera que la velocidad de transferencia de oxígeno (OTR) sea igual al requerimiento de oxígeno ( $N_a = OTR$ ).

Sin embargo, es necesario realizar una corrección a la velocidad de transferencia de oxígeno incorporándose factores tales como ensuciamiento de los difusores, presión de operación, temperatura del aire y otros. Para esto mediante la siguiente relación se calcula el SOTR que es la velocidad de transferencia de oxígeno estandarizada

$$SOTR = \frac{OTR \cdot C_{s20}}{\gamma \cdot \Theta^{(T-20)} \cdot (\tau \cdot \beta \cdot \Omega \cdot C_{s20} - C_L)} \quad \text{Ec. 5.32}$$

Donde:

$OTR$ : igual a  $N_a$ , Kg  $O_2$ /dia.

$\tau$ : relación de la concentración de oxígeno a temperatura T respecto a la concentración de  $O_2$  a 20°C.

$\Theta$ : constante igual a 1,024, para agua residual urbana.

$\Omega$ : relación de corrección por presión debido al sumergimiento de los aireadores respecto a la presión atmosférica.

$\beta$ : relación de la concentración de saturación de oxígeno en agua de proceso con la concentración de saturación de oxígeno en agua limpia (valor entre 0,8 - 1, en aguas municipales se asume 1)

$\gamma$ : relación del  $K_{La}$  de agua de proceso versus  $K_{La}$  agua limpia (0,2 – 1, W.P.C.F.,1988).

$C_L$  = concentración de oxígeno en el líquido a la temperatura T.

$C_{s20}$  = concentración de saturación de oxígeno a 20°C.

Para el cálculo de la concentración de oxígeno a diferentes temperaturas se ocupará la ecuación que se presenta a continuación (Marsili-Libelli, 1989).

$$C_{s,T} = 14,161 - 0,3943 \cdot T + 0,007714 \cdot T^2 - 0,0000646 \cdot T^3 \quad \text{Ec. 5.33}$$

Donde:

$T$ : temperatura en °C

Reemplazando los valores correspondientes, se tiene que  $C_{s20} = 8,844 \text{ ppm}$ .

La concentración que alcanza el oxígeno en el agua a 12°C, temperatura promedio que tendrá el agua a tratar, es de:  $C_{s12} = 10,43 \text{ ppm}$ , como se establece a continuación.

$$C_{s,12} = 14,161 - 0,3943 \cdot 12 + 0,007714 \cdot 12^2 - 0,0000646 \cdot 12^3 = 10,43 \text{ [ppm]}$$

La relación entre la concentración de saturación de oxígeno a 12°C versus la concentración del mismo a 20°C:

$$\tau = \frac{C_{s12}}{C_{s20}} \quad \text{Ec. 5.34}$$

Reemplazando se tiene que el valor de corrección es:

$$\tau = \frac{C_{s12}}{C_{s20}} = \frac{10,43}{8,844} = 1,179$$

El factor  $\Omega$  estará dado por:

$$\Omega = \frac{P_{atm} + \frac{\rho_{agua} \cdot g \cdot (h_L - h_f)}{101.300}}{P_{atm}} \quad \text{Ec. 5.35}$$

Donde:

$P_{atm}$ : presión atmosférica, igual a 1 atm.

$\rho_{agua}$ : densidad del agua, igual a 1000, kg/m<sup>3</sup>

$g$ : 9,8 m/s<sup>2</sup>

$h_L$ : altura del líquido en el reactor, igual a 5 m.

$h_f$ : altura desde el fondo hasta la ubicación del difusor 0,05 m.

Reemplazando:

$$\Omega = \frac{1 + \frac{1000 \cdot 9,8 \cdot (5 - 0,05)}{101.300}}{1} = 1,48$$

De este modo se calcula el valor de SOTR para un valor de  $\gamma$  igual a 0,2 y para un valor  $\beta$  de 1:

$$SOTR = 10545,26 \left[ \frac{kgO_2}{dia} \right]$$

### Cálculo del número de difusores

Mediante la siguiente relación empírica, se puede determinar el flujo de aire necesario para suministrar los kilogramos de oxígenos diarios que son necesarios ingresar al estanque de aireación. (E.P.A., 1989)

$$q_s = 0,04 \cdot \frac{SOTR}{0,453 \cdot SOTE} \quad \text{Ec. 5.36}$$

Donde:

$q_s$ : flujo de aire, pie<sup>3</sup>/min a condiciones estándares de temperatura y presión.

$SOTR$ : velocidad de transferencia de oxígeno estandarizada, KgO<sub>2</sub>/dia.

$SOTE$ : Eficiencia de transferencia de oxígeno, igual a 20% (E.P.A., 1992).

Al realizar el calculo se obtiene que el flujo de aire es de:

$$q_s = 0,04 \cdot \frac{10545,2}{0,453 \cdot 0,2} = 4655,75 \left[ \frac{\text{pie}^3}{\text{min}} \text{estandar} \right] = 7905,98 \left[ \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right]$$

Los difusores elegidos del mercado son de poro medio, marca ECOLOGIX, modelo Hyotube 9.195 64-500, el cual es un difusor tubular de membrana. Este difusor entrega flujos de aire que van desde 3 a 12 pie<sup>3</sup>/min. (estándares), por lo que tiene amplios rangos de operación. Para el cálculo del número de difusores se considerará que cada difusor entrega un flujo de aire de 10 pie<sup>3</sup>/min. (estándares), por lo tanto el número de difusores esta dado por:

$$N = \frac{q_s}{10} \quad \text{Ec. 5.37}$$

$$N = \frac{4655,75}{10} \approx 466 \text{ [difusores]}$$

Esto entrega una densidad de difusores,  $\kappa$ , igual a:

$$\kappa = \frac{N}{\text{Area estanque}} = \frac{466}{500} = 0,93 \left[ \frac{\text{difusores}}{\text{m}^2 \text{ de reactor}} \right]$$

Tabla 0.5 Características del difusor de poro medio.

<b>Modelo</b>	<b>Hyotube (difusor tubular de membrana)</b>
<b>Conección</b>	<b>R.1-1/4" NPT</b>

---

Material membrana	EPDM
Material de tubo de soporte	PVC
Flujos de aire se operación	3 - 12 pie <sup>3</sup> /min (estándares)
Máxima temperatura	85 - 150 °C

---

### **Cálculo de la potencia del compresor.**

Para determinar la potencia del compresor se utiliza la relación empírica que considera que las pérdidas en cañería, accesorios y difusores no excede el 25% de la altura del líquido en la cual se descarga el aire (Negulescu, 1985), entonces se tiene que:

$$Pd = \Sigma hi + \Delta Z + Pa = 1,25 \cdot \Delta Z + Pa \quad \text{Ec. 5.38}$$

Donde,

*Pd*: Presión de descarga requerida

*hi*: Suma de las pérdidas por fitting, cañerías, difusores.

*Pa*: Presión atmosférica.

Ya que la altura del líquido es de 5m., y los difusores se instalaran a 0,05 m desde el fondo entonces el valor de  $\Delta Z$  es de 4,95 m. Para esta altura de líquido, al reemplazar en la ecuación 5.22, se tiene que la presión de descarga es de 162 KPa.

$$Pd = 1,25 \cdot 4,95 + 10,33 = 16,52 \text{ [m de agua]} = 162 \text{ [KPa]}^\dagger$$

La potencia del compresor se calcula asumiendo compresión adiabática, con la siguiente relación (W.E.F., 1988)

$$Pot = \frac{F_a \cdot \rho_{aire} \cdot T_{amb} \cdot R}{29,7 \cdot N \cdot \eta} \left[ \left( \frac{P_d}{P_s} \right)^N - 1 \right] \quad \text{Ec. 5.39}$$

$$N = \frac{K - 1}{K} \quad \text{Ec. 5.40}$$

Donde:

$F_a$ : flujo de aire, 2,2 m<sup>3</sup>/s.

$T_{amb}$ : temperatura del aire, igual a 282,1°K.

$R$ : constante de los gases, igual a 8,314 KJ/Kmol·K.

$K$ : relación  $C_p/C_v$ , igual a de 1,4.

$P_s$ : presión de succión, igual a 101,3 KPa.

$\eta$ : eficiencia del compresor, asumida 0,7.

$\rho_{aire}$ : es la densidad del aire a las condiciones atmosférica, 1,24 Kg/m<sup>3</sup>.

$Pot$ : potencia de compresión, kW.

Para suministrar el aire requerido se tiene que la potencia del compresor requerida es de

$$Pot = \frac{2,2 \cdot 1,24 \cdot 282,1 \cdot 8,314}{29,7 \cdot 0,286 \cdot 0,7} \left[ \left( \frac{162}{101,3} \right)^{0,286} - 1 \right]$$

$$Pot = 154,64 [Kw] = 207,4 [hp]$$

Para la selección del equipo se escogió de las alternativas del mercado, 3 sopladores marca REPICKY, modelo R5,5AV, que arrojan un flujo de aire de 2250 m<sup>3</sup>/h cada uno<sup>7</sup>.

#### 5.2.4 Sedimentador secundario (SS-1)

Se eligió un sedimentador del tipo circular para separar los lodos del agua ya tratada provenientes del estanque de aireación de la planta.

Se utilizó una pendiente del cono inferior del sedimentador secundario de 5° correspondiente a la relación 1:12 recomendada. (W.E.F., 1992).

Al no contar con lodos provenientes de plantas de lodo activo convencional no se pudieron realizar ensayos de sedimentabilidad, tal como se realizó para el diseño del sedimentador secundario de la planta de lodo activo de aireación extendida, en consecuencia para el diseño de este equipo se utilizó la teoría de los flujos máxicos propuesta por Coe y Clewenger en 1916 (Hermanowicz, 1998), en donde se relacionan flux, velocidad de sedimentación del lodo y el índice volumétrico del lodo (IVL), para la determinación del área de sedimentación necesaria. Roper y Keinath (W.E.F., 1992) tomaron datos de IVL de diferentes plantas de tamaño industriales y pilotos, construyendo un gráfico donde, mediante la concentración de sólidos suspendidos totales del recicl, se puede calcular el flux de lodo para un IVL determinado. Como se

<sup>7</sup> Comunicación personal con Sr. Jorge Ottinger, Atlas Copco S.A.

conoce el flujo de SST en el reciclo (RAS en inglés) se puede obtener el área requerida para alcanzar dicha concentración por el fondo del clarificador.

Para una concentración en el reciclo de 6,3 g/L de sólidos suspendidos, como es el caso del lodo convencional, la velocidad de carga de sólido por área corresponderá a 10 lb/pie<sup>2</sup>/dia. Este valor se obtienen para un IVL de aproximadamente 350 mL/gr, para el caso de un lodo que se encuentre sometido al algún grado de turbulencia (IVL agitado).

La entrada al sedimentador esta dada por la corriente C-6, que posee una concentración de  $SST_6 = 1610,22$  mg/L. El caudal de esta corriente que entra al sedimentador secundario es de 813,54 m<sup>3</sup>/h.

El flujo másico estará dado por la ecuación:

$$F_{m\acute{a}sico} = \frac{SST_6 \cdot Q_6 \cdot 24}{453,6} \quad \text{Ec. 5.41}$$

Donde:

$F_{m\acute{a}sico}$  : lb SST/d que ingresan al sedimentador.

$SST_6$ : mg/L en la corriente ingresada.

$Q_6$  : es el caudal de entrada al sedimentador secundario, m<sup>3</sup>/h.

Efectuando el cálculo se obtiene que el flujo de sólidos suspendidos que ingresan al sedimentador es de:

$$F_{m\acute{a}sico} = \frac{728,14 \cdot 1610,22 \cdot 24}{453,6} = 62035,21 \left[ \frac{\text{lb SST}}{\text{dia}} \right]$$

Luego, el área estará dada por:

$$Area = \frac{F_{masico}}{VC_{sólido}} \quad \text{Ec. 5.42}$$

Donde :

$VC_{sólidos}$ : velocidad de carga de sólidos, igual a 10 lb/pie<sup>2</sup>/dia (W.E.F., 1992).

Entonces :

$$Area = \frac{62035,21}{10} = 6203,52 \text{ [pie}^2\text{]} = 576,32 \text{ [m}^2\text{]}$$

Para que el tamaño de los clarificadores se encuentren dentro de los rangos normales de estos equipos, se eligió operar con dos sedimentadores en paralelo, entonces el radio de cada uno de los clarificadores estará dada por:

$$R_{ss1} = \sqrt{\frac{Area}{2\pi}} \quad \text{Ec. 5.43}$$

En donde:

$R_{SS1}$ : radio de cada clarificador, m.

$$R_{SS1} = \sqrt{\frac{576,32}{\pi}} = 9,6 \text{ [m]}$$

El volumen de estos sedimentadores estará dado por el volumen de la sección conica, correspondiente a la parte inferior, y por el volumen de la sección cilíndrica que es el de la parte superior del clarificador, como se aprecia en la figura 5.3. Para el cálculo de la altura total se utilizará la relación  $r: h = 3:1$  basado en el criterio de diseño que indica que la relación radio/altura debe ser menor a 5 (W.E.F, 1992).

Como ya se había mencionado, la pendiente de la parte inferior del clarificador será de  $5^\circ$ , entonces la altura del cono ( $h_2$ ) se calcula y estará dada por:

$$h_2 = \tan(5^\circ) \cdot R_{SS1} \quad \text{Ec. 5.44}$$

Donde:

$h_2$  : altura del clarificador secundario.

$$h_2 = \tan(5^\circ) \cdot 9,6 = 0,84 \text{ [m]}$$

Resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones en donde se tiene que:

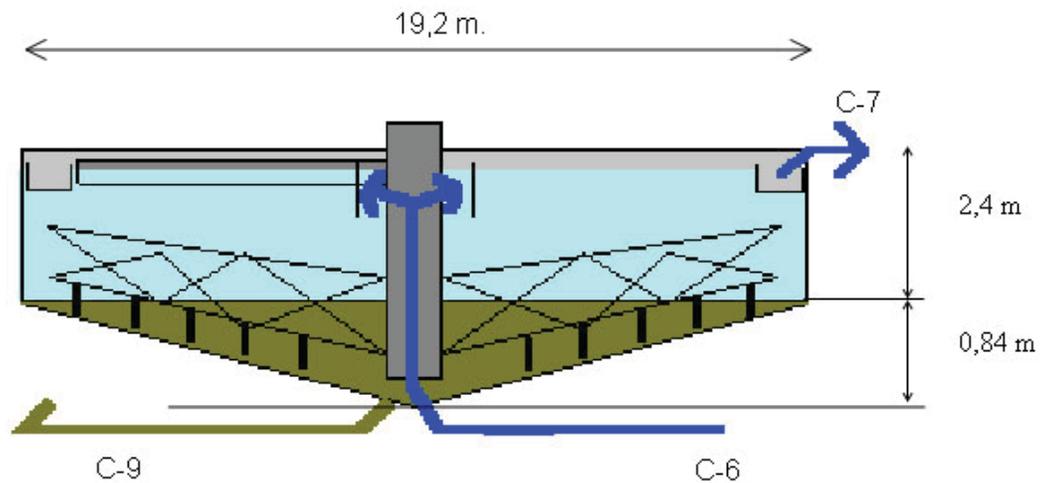
$$V = \pi \cdot r^2 \cdot h_1 + \frac{\pi \cdot r^2 \cdot h_2}{3} \quad \text{Ec. 5.45}$$

$$\frac{r}{h_1 + h_2} = 3 \quad \text{Ec. 5.46}$$

Se obtiene un volumen de  $764,4 \text{ m}^3$ , el valor de  $h_1 = 2,4 \text{ m.}$ , entonces la altura total de cada clarificador será de:

$$2,4 + 0,84 = 3,24 \text{ [m]}$$

Figura 5.3 Esquema del sedimentador secundario del lodo activo convencional



Otro parámetro importante de verificar es la velocidad de ascenso de agua dentro del

clarificador (carga hidráulica). Este parámetro es importante controlarlo, ya que es el único que verifica si el sedimentador aguantará las sobrecargas hidráulicas que se producirán en los momentos de caudal punta.

La carga hidráulica ( $Q/A$ ) debe estar entre 0,5 y 1,7 m/h para caudal medio, y entre 2,7 y 3,2 m/h para condiciones de flujo punta.(W.E.F., 1992).

El cálculo de esta velocidad para cada clarificador es de:

$Q/A = 1,26$  m/h para caudal medio.

$Q'/A = 3,15$  m/h para caudal punta.

Donde:

$Q$ : caudal de entrada a cada sedimentador, igual a  $Q_6/2$ .

$Q'$ : caudal de entrada a cada sedimentador en los momentos puntas (factor punta igual a 2,5).

$A$ : área de cada clarificador,  $m^2$ .

### **Cálculo de la potencia de agitación**

Al igual que en para el clarificador primario, se utilizó el antecedente del trabajo de eje proveniente de la planta de espesado de la Compañía Siderúrgica Huachipato para calcular esta potencia. La velocidad de rotación recomendada para este tipo de sedimentador es de 0,04 RPM (Perry, 1973) junto con un trabajo de 467 N/m.

La potencia se obtiene de la siguiente expresión:

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot N \cdot W \cdot r_{sl}^2}{60} \quad \text{Ec. 5.47}$$

Donde

$P$ : potencia de agitación en Watt.

$N$ : velocidad de rotación, igual a 0,04.

$W$ : trabajo del eje, igual a 467 N/m.

$R$ : es el radio de cada clarificador.

Se obtiene para el caso propuesto una potencia de:

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,04 \cdot 467 \cdot 9,6^2}{60} = 180,28 [W]$$

Considerando eficiencias del 70% y 90% para la transferencia de energía de los motores y para la transferencia de energía eléctrica, respectivamente, se obtiene:

$$P_m = \frac{P}{0,7} \quad \text{Ec. 5.48}$$

$$P_e = \frac{P_m}{0,9} \quad \text{Ec. 5.49}$$

Reemplazando, se tiene que:

$$P_m = 257,54 \text{ [W]}$$

$$P_e = 286,16 \text{ [W]}$$

Debido a que son dos clarificadores de iguales dimensiones, la potencia eléctrica total será de 572,32 W.

La tabla 5.6 muestra un resumen del diseño del sedimentador secundario de esta planta.

Tabla 5.6 Resumen del diseño del sedimentador secundario

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Área de sedimentador	576,32	m <sup>2</sup>
Radio	9,6	m
Altura cono	0,84	m
Altura cilindro	2,4	m
Altura de diseño	3,24	m
Pendiente del cono	5	°
Carga hidráulica caudal medio	1,26	m/h
Carga hidráulica caudal punta	3,15	m/h
Potencia del motor	257,54	W

Potencia eléctrica	286,16	W
--------------------	--------	---

### 5.2.5 Espesador (EC-1)

El espesador se diseña para soportar un flujo de 448,25 kg SST/h, determinado con la ecuación 5.50. Con el fin de disminuir los volúmenes de lodo a someter a estabilización mediante digestión anaerobia, se optó colocar la etapa de espesamiento antes de la etapa de digestión.

Se ocupó la carga de sólidos suspendidos totales recomendada de 1,2 kg SST/m<sup>2</sup>/h (ESVAL S.A, 1998). De esta manera se puede calcular el área del espesador según:

$$M_{SS13} = \frac{SST_{13} \cdot Q_{13}}{1000} \quad \text{Ec. 5.50}$$

Donde:

$M_{SS13}$ : kilogramos de sólidos suspendidos totales por hora de la corriente C-13.

$SST_{13}$ : concentración de sólidos suspendidos totales (mg/L) en la corriente C-13.

$$M_{SS13} = \frac{7255,71 \cdot 61,78}{1000} = 448,26 \left[ \frac{KgSST}{h} \right]$$

$$A_e = \frac{M_{SS13}}{1,2} \quad \text{Ec. 5.51}$$

Donde:

$A_e$ : área del espesador,  $m^2$ .

$M_{SST13}$ : flujo de sólidos suspendidos totales en la corriente C-13, kg SST/h.

Reemplazando en la ecuación 5.51 se tiene que:

$$A_e = \frac{448,26}{1,2} = 373,55 [m^2]$$

Al obtenerse el área del espesador se puede calcular el radio mediante la ecuación 5.52.

$$R_e = \sqrt{\frac{A_e}{\pi}} \quad \text{Ec. 5.52}$$

**Donde:**

$R_e$ : radio del espesador, m.

$$R_e = \sqrt{\frac{373,55}{\pi}} = 10,09 [m]$$

Se utiliza para el diseño la altura recomendada de 3,5 m para este tipo de equipos (W.E.F, 1992).

La tabla 5.7 muestra el resumen del diseño del espesador.

Tabla 5.7 Resumen de diseño del espesador

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Área de espesado	373,55	m <sup>2</sup>
Radio de espesador	10,09	m
Radio de diseño	10,1	m
Altura	3,5	m

### **5.2.6 Digestor anaerobio (DA-1)**

Para la digestión en una fase se encuentra apropiado un tiempo de residencia del lodo de alrededor de 20 días. Además para una concentración de sólidos de 3,5% el factor de carga que se recomienda es de 1,6 Kg/m<sup>3</sup>/día (Metcalf, 1995). Una vez diseñado el digestor este factor recomendado será verificado utilizando entonces sólo como un parámetro de control

La geometría del digestor será cilíndrica, con sección cónica inferior. Esta presenta ciertas ventajas frente a la configuración tipo “huevo”. Un digestor tipo huevo ocupa un espacio menor para su instalación, pero los costos de construcción son muy superiores a los de un digestor cilíndrico. Seguimientos a plantas norteamericanas recomiendan, en caso de no haber limitancia de espacio, la modalidad de construcción convencional (Witzgall et al., 1998).

De este modo el volúmen de digestión se puede calcular mediante la ecuación 5.53

$$V_{DV} = Q_{15} \cdot TR \cdot 24 \quad \text{Ec. 5.53}$$

Donde:

$Q_{15}$ : caudal de lodo en  $\text{m}^3/\text{h}$  a la entrada del digestor, correspondiente a la corriente *C-15*.

$TR$ : tiempo de retención del lodo, 20 días.

$V_{DV}$ : volumen útil de reacción del digestor,  $\text{m}^3$ .

$$V_{DV} = 12,08 \cdot 20 \cdot 24 = 5798,4 \text{ [m}^3\text{]}$$

Se considera que el volumen del digestor corresponde a 1,2 veces el volumen útil de este entonces se tiene que el volumen del digestor (Fitzpatrick, 1998), considerando la construcción de tres digestores es de:

$$V_D = 1,2 \cdot V_{DV} = \frac{1,2 \cdot 5798,4}{3} \approx 2320 \text{ [m}^3\text{]}$$

Donde:

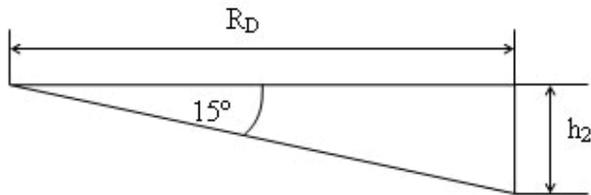
$V_D$ : volumen de digestor,  $\text{m}^3$ .

Se eligió que el volumen de cada digestor sea de  $2320 \text{ m}^3$ . Para el dimensionamiento de este digestor se utilizó la relación Diámetro : Altura Total igual a dos. Es importante

verificar que la altura de líquido no sea inferior a 8 metros (Metcalf, 1995).

El volumen del digestor estará dado por el volumen de un cono más el volumen de la sección cilíndrica del digestor. El cono inferior tendrá una inclinación de  $15^\circ$  (WEF, 1992) como lo muestra la figura 5.4.

Figura 5.4 Esquema de la sección cónica del digestor



En consecuencia resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones se determinan las dimensiones de los digestores.

$$2320 = \pi \cdot R_D^2 \cdot h_1 + \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot R_D^2 \cdot h_2 \quad \text{Ec. 5.54}$$

$$h_2 = \text{Tan}(15^\circ) \cdot R_D \quad \text{Ec. 5.55}$$

$$R_D = (h_1 + h_2) \quad \text{Ec. 5.56}$$

Donde:

$R_D$  : radio del digestor, m.

$h_1$  : altura de la parte cilíndrica del digestor, m.

$h_2$  : altura de la parte inferior cónica del digestor, m.

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene que:

$$R_D = 9,652 \text{ m}, h_1 = 7,065 \text{ m}, \text{ y } h_2 = 2,586 \text{ m}.$$

Por lo tanto las medidas finales de diseño son:

$$R_D = 9,7 \text{ m}$$

$$h_1 = 7,1 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,6 \text{ m}$$

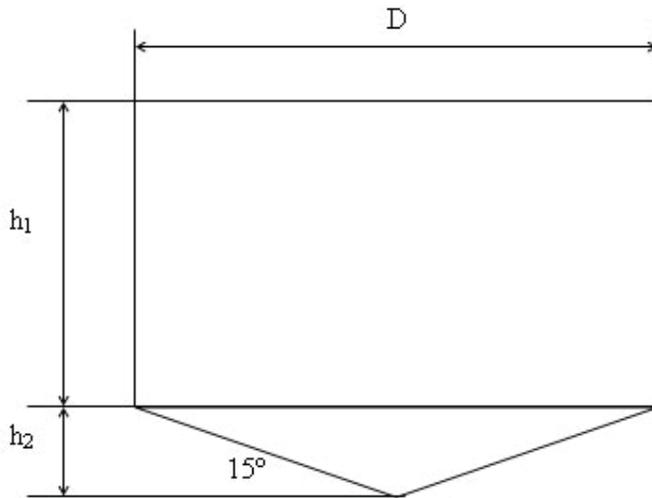
La figura 5.5 muestra el esquema de un digestor y las dimensiones determinadas.

Al verificar el factor de carga aplicado ( $F_{CA}$ ), se obtiene que para los digestores diseñados alcanza un valor de:

$$F_{CA} = \frac{425,84}{3 \cdot 2320} \cdot 24 = 1,47 \left[ \frac{KgSST}{m^3 \cdot dia} \right]$$

Este valor se encuentra muy cercano al recomendado para lodos con un 3,5% de sólidos (1,6 KgSST/m<sup>3</sup>/día, Metcalf, 1985).

Figura 0.5 Esquema de un Digestor y sus principales dimensiones.



Al verificar la recomendación que la altura de líquido no debe ser menor a 8 m, realizando el cálculo se obtiene que la altura del lodo dentro del digestor diseñado es de:

$$h_{LODQ} = 8,3 [m]$$

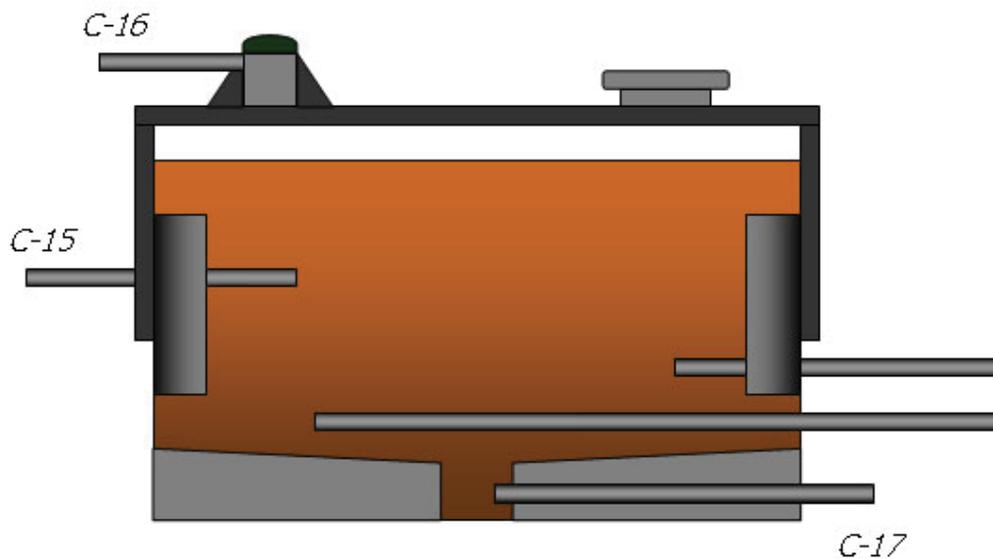
La tabla 5.8 muestra el resumen del diseño de un digestor anaerobio. La figura 5.8 esquematiza al digestor diseñado.

Tabla 5.8 Resumen del diseño de digestor anaeróbico.

Parámetro	Valor	Unidad
-----------	-------	--------

Volumen de diseño digestor	2320	m <sup>3</sup>
Radio de diseño	9,7	m
Carga aplicada	1,47	KgSST/m <sup>3</sup> /dia
Altura	9,7	m
Altura de sección cónica	2,6	m
Altura de sección cilíndrica	7,1	m
Angulo de inclinación	15	°

Figura 0.6 Digestor Anaerobio de cubierta fija con mezcamiento por recirculación



### 5.3 Lodo activo modalidad aireación extendida

#### 5.3.1 Estanque de aireación (LAE-1)

Para el caso del lodo activo modalidad aireación extendida este volumen es de 11000

m<sup>3</sup>, capacidad obtenida de igual manera que la del sistema convencional, es decir, de la simulación se obtuvo el TRH para el sistema.

Para el dimensionamiento del estanque de aireación se utilizará la altura de líquido recomendada de 5 m para obtener un mejor rendimiento de disolución del oxígeno en el agua (Collado, 1999).

De este modo la superficie del estanque de reacción estará dada por:

$$A_{LAEI} \cdot h_L = V_{LAEI} \quad \text{Ec. 5.57}$$

donde:

$V_{LAEI}$ : es el volumen de reacción del estanque del lodo activo, igual a 11000m<sup>3</sup>.

$h_L$ : es la altura del líquido en el estanque, igual a 5 m.

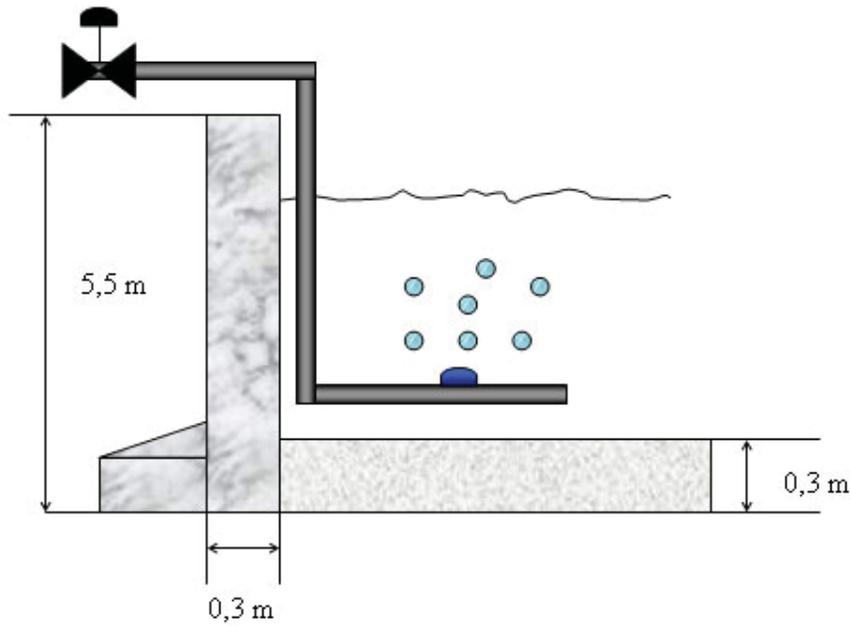
$A_{LAEI}$ : es el area del estanque de aireación de la planta aireación extendida, m<sup>2</sup>

Reemplazando se tiene:

$$A_{LAEI} = \frac{11000}{5} = 2200 \text{ [m}^2\text{]}$$

Ocupando una relación aproximada de Largo/Ancho de 3, como en el sistema anterior, se obtiene un estanque de aireación de largo 80 m y ancho 27.5 m. La altura de la pared del estanque será de 5,5 m para poder soportar sin dificultad la altura de líquido antes señalada.

Figura 0.7 Esquema del estanque de aireación del lodo activo.



La figura 5.7 muestra una sección del estanque de oxidación, mientras que la tabla 5.9 exhibe el resumen del diseño del estanque.

Tabla 5.9 Resumen del diseño estanque de aireación

Parámetro	Valor	Unidad
Area del estanque	2200	m <sup>2</sup>
Altura líquido	5	m
Altura de muro	5,5	°
Largo del reactor	80	m
Ancho del reactor	27,5	m

Volumen del reactor	11000	m <sup>3</sup>
---------------------	-------	----------------

### 5.3.2 Aireación

El requerimiento de oxígeno se calcula de la manera que se muestra a continuación:

$$N_a = \frac{2 \cdot Q_0 \cdot (1+R)}{V} + \frac{V}{Y_{o_2} \cdot n} \cdot \frac{(\mu_1 \cdot X_1 + \mu_2 \cdot X_2 + \mu_3 \cdot X_3 + \mu_4 \cdot X_4 + \mu_5 \cdot X_5)}{V} \quad \text{Ec. 5.58}$$

Donde:

$V$ : volumen de reacción del estanque de aireación del lodo activo modalidad extendida, m<sup>3</sup>

$n$ : número de etapas utilizadas en la modelación, igual a 5.

$R$ : es la razón de recirculación, igual a 1,3.

$Q_0$ , igual a 551,82 m<sup>3</sup>/h

$Y_{o_2}$ : es el rendimiento de consumo de oxígeno para aireación extendida igual a 0,25 mg/mg.

El valor de  $Y_{o_2}$  no fue encontrado en bibliografía para esta modalidad de lodo activado por lo que fue tanteado de manera que el requerimiento de oxígeno de esta planta alcanzara un valor cercano al doble de requerimiento una planta de lodo activo convencional. (Collado, 1999). Con un valor de  $Y_{o_2} = 0,25 \text{ mg/mg}$  el requerimiento de oxígeno del estanque de aireación del lodo activo modalidad aireación extendida alcanza, según los cálculos que se muestran a continuación, 1,8 veces el requerimiento

de aire del lodo activo convencional.

La velocidad específica de crecimiento se obtiene, para cada etapa de la modelación, mediante la ecuación de Monod.

$$\mu_i = \frac{\mu_m \cdot S_i}{K_s + S_i} \quad \text{Ec. 5.59}$$

donde:

$\mu_i$ : velocidad específica de crecimiento alcanzado en cada etapa de la modelación  $h^{-1}$ .

$S_i$ : concentración de la DBO<sub>5</sub> en cada una de las etapas de la modelación.

$K_s$ : constante de afinidad utilizada en la modelación (12,4mg/L).

$\mu_m$ : velocidad específica de crecimiento máxima (0,00159  $h^{-1}$ )

como se muestra en el capítulo de balance los valores de la velocidad específica de crecimiento alcanzados en cada etapa de la modelación son:

$$\mu_1 = 0,00143 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_2 = 0,00141 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_3 = 0,00138 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_4 = 0,00134 \text{ h}^{-1}$$

$$\mu_5 = 0,00129 \text{ h}^{-1}$$

Realizando el calculo se tiene que:

$$N_a = \frac{2 \cdot 55181 \cdot (2,3)}{11000} + \frac{11000}{0,25} \cdot \frac{(0,00143 \cdot 339631 + 0,00141 \cdot 340120 + 0,00138 \cdot 340591 + 0,000134 \cdot 341041 + 0,00129 \cdot 341458)}{11.000}$$

$$N_a = 18,88 \text{ mgO}_2/\text{L/h}$$

Esto es lo mismo que decir que el requerimiento de oxígeno es de:

$$N_a = \frac{18,88 \cdot 24 \cdot 11000}{1000} = 4984,32 \left[ \frac{\text{Kg O}_2}{\text{dia}} \right]$$

Al suponer estado estacionario, se espera que la velocidad de transferencia de oxígeno (OTR) sea igual al requerimiento de oxígeno ( $N_a = \text{OTR}$ ).

Sin embargo, es necesario realizar una corrección a la velocidad de transferencia de oxígeno incorporándose factores tales como ensuciamiento de los difusores, presión de operación, temperatura del aire y otros. Para esto se calcula mediante la siguiente relación el SOTR, que es la velocidad de transferencia de oxígeno estandarizada

$$SOTR = \frac{OTR \cdot C_{s20}}{\gamma \cdot \Theta^{(T-20)} \cdot (\tau \cdot \beta \cdot \Omega \cdot C_{s20} - C_L)} \quad \text{Ec. 5.60}$$

Procediendo de la misma manera que se describe en la sección 5.2.3, se obtiene que para el caso de un lodo activo modalidad aireación extendida el valor del SOTR es:

$$SOTR = 24444,08 \left[ \frac{Kg O_2}{dia} \right]$$

### Cálculo del número de difusores

Al igual que en el caso del lodo activo convencional se necesita determinar el flujo de aire necesario para suministrar la demanda de oxígeno. Este flujo se puede determinar mediante la siguiente relación empírica (U.S. EPA, 1989)

$$q_s = 0,04 \cdot \frac{SOTR}{0,453 \cdot SOTE} \quad \text{Ec. 5.61}$$

Donde:

$q_s$ : flujo de aire en  $pie^3/min$  estandar.

$SOTR$ : velocidad de transferencia de oxígeno estandarizada,  $Kg O_2/d$ .

$SOTE$ : Eficiencia de transferencia de oxígeno (20%).

Al realizar el cálculo se obtiene que el flujo de aire es de:

$$q_s = 0,04 \cdot \frac{24444,08}{0,453 \cdot 0,2} = 10792,1 \left[ \frac{\text{pie}^3}{\text{min}} \text{estandar} \right] = 10792,1 \cdot \frac{3,6}{2,12} = 18326,19 \left[ \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right]$$

Los difusores elegidos son de poro medio ECOLOGIX modelo Hyotube 9.195 64-500, que es un difusor tubular de membrana tal como se especifican en el lodo actico convencional. Se ocuparán los difusores entregando un flujo de aire de 10 pie<sup>3</sup>/min (estándar) cada uno. Por lo tanto, el número de difusores esta dado por:

$$N = \frac{q_s}{10} \qquad \text{Ec. 5.62}$$

$$N = \frac{10792,1}{10} = 1079,21 \text{ Difusores}$$

La densidad de difusores por metro cuadrado de superficie es igual a 0,1 difusor/m<sup>2</sup>.

**Cálculo de la potencia del compresor**

Para determinar la potencia del compresor se utiliza la relación empírica que considera que las pérdidas en cañería, accesorios y difusores no excede el 25% de la altura del líquido en la cual se descarga el aire (Negulescu, 1985), entonces se tiene que:

$$Pd = \Sigma hi + \Delta Z + Pa = 1,25 \cdot \Delta Z + Pa \quad \text{Ec. 5.63}$$

Donde:

*Pd*: Presión de descarga requerida

$\Sigma hi$ : Suma de las pérdidas por fitting, cañerías, difusores.

*Pa*: Presión atmosférica.

Como la altura del líquido es de 5 m y los difusores se instalarán a 0,05 m. desde el fondo, el valor de  $\Delta Z$  es de 4,95 m.

La presión atmosférica es de 10,33 m de aguas por lo tanto la presión de descarga será de:

$$Pd = 1,25 \cdot 4,95 + 10,33 = 16,52 \text{ [m de agua]} = \frac{16,52 \cdot 101,3}{10,33} = 162 \text{ [KPa]}$$

La potencia del compresor se calcula asumiendo compresión adiabática, con la siguiente relación (W.E.F., 1988)

$$Pot = \frac{F_a \cdot \rho_{aire} \cdot T_{amb} \cdot R}{29,7 \cdot N \cdot \eta} \left[ \left( \frac{P_d}{P_s} \right)^N - 1 \right] \quad \text{Ec. 5.64}$$

$$N = \frac{K-1}{K} \quad \text{Ec. 5.65}$$

Donde:

$F_a$ : flujo de aire, 5,09 m<sup>3</sup>/s.

$T_{amb}$ : temperatura del aire en °K.

$R$ : constante de los gases, 8,314 KJ/Kmol·K.

$K$ : relación  $C_p/C_v$  cuyo valor es igual a 1,4

$P_s$ : presión de succión (101,3 KPa)

$\eta$ : Eficiencia del compresor asumida 0,7

$\rho_{aire}$ : densidad del aire a las condiciones atmosférica (1,24 Kg/m<sup>3</sup>)

$Pot$ : potencia de compresión, Kw

Para suministrar el aire requerido se tiene que la potencia del compresor es de:

$$Pot = \frac{5,09 \cdot 1,24 \cdot 282,1 \cdot 8,314}{29,7 \cdot 0,286 \cdot 0,7} \left[ \left( \frac{162}{101,3} \right)^{0,286} - 1 \right]$$

$$Pot = 357,79 [Kw] = 479,8 [hp]$$

### 5.3.3 Sedimentador secundario (SS-2)

El diseño del sedimentador secundario para la planta de lodo activo aireación extendida se obtiene del análisis del resultado de un ensayo de sedimentación simple. A efectos de proyecto, la determinación de la carga de superficie debe realizarse teniendo en cuenta tres factores: (1) superficie necesaria para la clarificación, (2) superficie necesaria para el espesado y (3) tasa de extracción de lodos. Los ensayos en columnas de sedimentación se pueden emplear para determinar directamente la superficie necesaria para la zona de sedimentación libre (Metcalf, 1995).

La superficie necesaria para el espesado de lodos se determina por un método desarrollado por Talamadge y Fitch. Se llena una columna de altura  $H_0$  con una suspensión de sólidos de concentración uniforme  $C_0$ . Con el paso del tiempo, al ir sedimentando la suspensión, la interfase se va desplazando hacia abajo.

El lodo que se obtuvo, proveniente de una planta de tratamiento de modalidad aireación extendida ubicada en la comunidad de Nogales, presentó un factor de concentración de 1,75. Esta razón se utilizó para determinar cuál sería la concentración de sólidos suspendidos totales que saldrían por el fondo del sedimentador, una vez conocida la concentración de estos en la corriente de entrada al sedimentador secundario. De este modo se obtuvo que:

$SST_5 = 9704,12$  mg/L, provenientes del balance al estanque de aireación, luego ocupando el factor de concentración que se obtuvo en el ensayo se tiene que:

$$SST_8 = SST_5 \cdot 1.75 = 9704.12 \cdot 1.75 \approx 17000 \left[ \frac{mg}{L} \right]$$

Una vez ya conocida las concentraciones de la corriente de entrada al sedimentador y la del lodo espesado, se puede determinar la superficie necesaria del sedimentador para

lograr estos propósitos.

$$H_u = \frac{C_0 \cdot H_0}{C_u} \quad \text{Ec. 5.66}$$

donde:

$C_0$  : es la concentración de sólidos suspendidos totales en la corriente de entrada (corriente 5).

$H_0$  : es la altura inicial de la interfase en la columna de sedimentación igual a 45 cm.

$C_u$  : es la concentración de sólidos suspendidos totales en la corriente de fango concentrado (corriente 8).

Reemplazando y realizando el cálculo se tiene que el valor de  $H_u$  es de:

$$H_u = \frac{9704,12 \cdot 0,45}{17000} = 0,257 \text{ [m]}$$

en la curva de sedimentación, adjunta en el Apénice 5, se traza una línea horizontal para  $H_u = 0,257$  m y una tangente a la curva de sedimentación en  $C_2$ , punto medio de la región comprendida entre la sedimentación zonal y por compresión. Biseccionando el ángulo formado por las dos tangentes, se determina el punto  $C_2$ . La intersección de la tangente en  $C_2$  con la línea  $H_u = 0,257$  m determina  $T_u$ . Por consiguiente  $T_u = 18$  min y la superficie necesaria estará dada por:

$$A_{ss2} = \frac{Q_s \cdot T_u}{H_0} \quad \text{Ec. 5.67}$$

$$A_{ss2} = \frac{1269,65 \cdot 18}{0,45 \cdot 60} = 846,43 \text{ [m}^2\text{]}$$

Con la obtención del area de sedimentación se puede dimensionar el diámetro del sedimentador. Se eligió operar con dos sedimentadores, puesto que se debe cumplir con ciertos criterios de diseño, entonces :

$$R_{ss2} = \sqrt{\frac{A_{ss2}}{2 \cdot \pi}} \quad \text{Ec. 5.68}$$

Donde:

$R_{ss2}$ : es el radio del sedimentador secundario en (m).

Calculando:

$$R_{ss2} = \sqrt{\frac{846,43}{2 \cdot \pi}} = 11,6 \text{ [m]} \approx 12 \text{ [m]}$$

Ya determinada la superficie de espesamiento es necesario calcular la superficie de clarificación. Para esto se determina primero la velocidad de sedimentación del lodo. Esta se determina calculando la pendiente de la tangente de la porción inicial de la curva de sedimentación. La velocidad calculada representa la velocidad de sedimentación no zonal del fango ( $V_s$ ):

$$V_s = \frac{45 - 25,7}{18} = 1,07 \left[ \frac{cm}{min} \right] = 0,64 \left[ \frac{m}{h} \right]$$

Del balance de masa se obtiene que el caudal sobrenadante a la salida de los sedimentadores es de 547,1 m<sup>3</sup>/h (corriente 6). Con este valor se puede determinar la superficie necesaria para la clarificación. La superficie necesaria se obtiene dividiendo el caudal sobrenadante por la velocidad de sedimentación, divididas por el número de sedimentadores, que en nuestro caso es 2.

$$A_{CSS2} = \frac{Q_6}{n \cdot V_s} \qquad \text{Ec. 5.69}$$

Donde;

$A_{CSS2}$ : es la superficie necesaria para la clarificación para cada sedimentador. (m<sup>2</sup>)

$n$ : número de sedimentadores.

Realizando el cálculo:

$$A_{css2} = \frac{547,1}{2 \cdot 0,64} = 427,42 [m^2]$$

De este modo se concluye que el elemento control es la superficie de clarificación, por ser levemente mayor, sin embargo si se determina el radio de los sedimentadores con el area necesaria para la clarificación se obtiene un radio de 11,66 m por lo que con el radio de diseño que ya se había determinado de 12 m ninguna de las dos funciones del sedimentador se verán afectadas.

El volumen de estos clarificadores estará determinado por el volumen del cono inferior, y por el volumen de una sección cilíndrica, que es el de la parte superior del clarificador. Para el cálculo de la altura total se utilizará la relación  $r : h = 3 : 1$  (W.E.F ,1992).

La pendiente de la parte inferior del clarificador será de  $5^\circ$  correspondiente a la relación 1:12 recomendada (WEF, 1992), entonces la altura del cono ( $h_2$ ) se calcula y estará dada por:

$$h_2 = \tan(5^\circ) \cdot R_{ss2} \qquad \text{Ec. 5.70}$$

Donde:

$R_{ss2}$  = es el radio de cada clarificador. (12 m)

$h_2$  = es la altura del clarificador secundario. (m)

Calculando:

$$h_2 = \tan(5^\circ) \cdot 12 = 1,05 \text{ [m]}$$

Resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$V_{SS2} = \pi \cdot R_{SS2}^2 \cdot h_1 + \frac{\pi \cdot R_{SS2}^2 \cdot h_2}{3} \quad \text{Ec. 5.71}$$

$$\frac{R_{SS2}}{h_1 + h_2} = 3 \quad \text{Ec. 5.72}$$

donde:

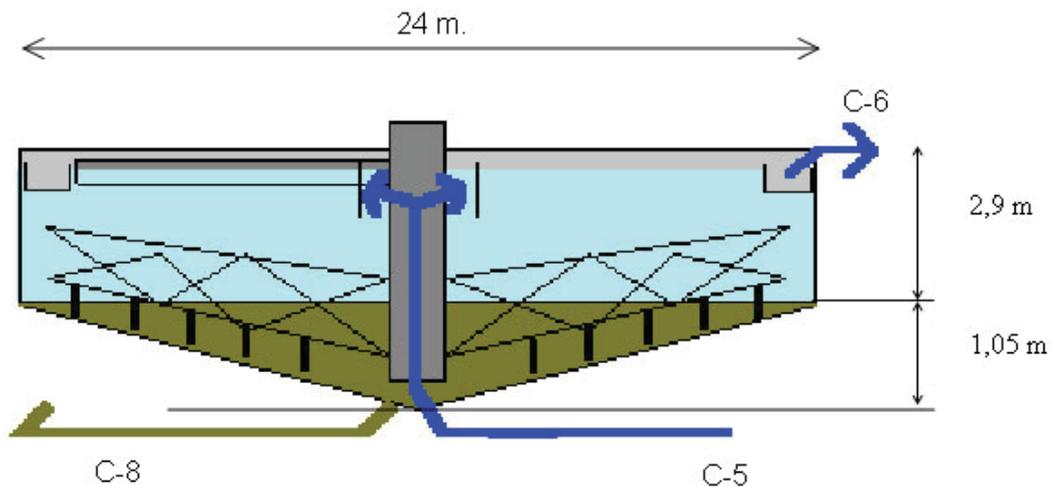
$V_{SS2}$ : es el volumen del sedimentador secundario en  $m^3$

$h_1$ : es la altura de la parte cilíndrica del sedimentador en m.

Se obtiene un volumen de  $1492,9 m^3$ , el valor de  $h_1 = 2,9 m$ , entonces la altura total de cada clarificador será de:

$$h_T = h_1 + h_2 = 1,05 + 2,9 = 3,95 \text{ [m]}$$

Figura 0.8 Esquema del sedimentador secundario de la planta lodo activo modalidad aireación extendida



La figura 5.8 muestra las dimensiones del sedimentador secundario.

### Cálculo de la Potencia de agitación

Esta potencia se calculó de igual forma que los clarificadores secundarios de lodo activo convencional, obteniéndose para este caso que la potencia es de:

La potencia se obtiene de la siguiente expresión:

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot N \cdot W \cdot R_{SS2}^2}{60} \quad \text{Ec. 5.73}$$

Donde

P: potencia de agitación en Watt.

N: son las RPM aplicadas (0,04)

W: es el trabajo al eje 467(N/m).

Calculando:

$$P = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,04 \cdot 467 \cdot 12^2}{60} = 281,69 [W]$$

Considerando eficiencias del 70% y 90% para la transferencia de energía de los motores y para la transferencia de energía eléctrica, respectivamente, se obtiene:

$$P_m = \frac{P}{0,7} \quad \text{Ec. 5.74}$$

$$P_e = \frac{P_m}{0,9} \quad \text{Ec. 5.75}$$

$$P_m = \frac{281,69}{0,7} = 402,41 [W]$$

$$P_e = \frac{402,41}{0,9} = 447,12 [W]$$

Debido a que son dos clarificadores de iguales dimensiones, la potencia eléctrica total será de 894,24 W.

El resumen del diseño del sedimentador secundario para la planta de aireación extendida esta en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Resumen del diseño del sedimentador secundario

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Área de sedimentador	427,42	m <sup>2</sup>
Radio calculado	11,66	m
Radio de diseño	12	m
Altura	3,95	m
Pendiente del cono	5	°
Potencia del motor	402,41	Watt
Potencia eléctrica	447,12	Watt

### 5.3.4 Espesador (E-2)

Se ocupó la carga de sólidos suspendidos totales recomendada de 1,2 kg SST/m<sup>2</sup>/h (ESVAL S.A, 1998). De esta manera se puede calcular el área del espesador según:

$$M_{SS10} = \frac{SST_{10} \cdot Q_{10}}{1000} \quad \text{Ec. 5.76}$$

**Donde:**

$M_{SS10}$ : son los kilogramos de sólidos suspendidos totales por hora de la corriente 10.

$SST_{10}$ : es la concentración de sólidos suspendidos totales (mg/L) en la corriente 10.

$$M_{SS13} = \frac{17000 \cdot 4.92}{1000} = 86,64 \left[ \frac{\text{KgSST}}{\text{h}} \right]$$

$$Ae = \frac{M_{SS10}}{1,2} \quad \text{Ec. 5.77}$$

Donde:

$Ae$ : área del espesador.

$M_{SS10}$ : es el flujo de sólidos suspendidos totales en la corriente 10, kg SST/h.

Reemplazando en la ecuación 5.77 se tiene que:

$$Ae = \frac{86,64}{1,2} = 72,2 \text{ [m}^2\text{]}$$

Al obtenerse el área del espesador se puede calcular el radio mediante la ecuación 5.78.

$$R_e = \sqrt{\frac{A_e}{\pi}} \qquad \text{Ec. 5.78}$$

**donde:**

$R_e$  : es el radio del espesador en m.

$$R_e = \sqrt{\frac{72,2}{\pi}} = 4,8[m]$$

Se utiliza para el diseño la altura recomendada de 3,5 m para este tipo de equipos (W.E.F, 1992).

Tabla 5.11 Resumen de diseño del espesador

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Área de espesado	72,2	m <sup>2</sup>
Radio de espesador	4,8	m
Radio de diseño	5	m
Altura	3,5	m

## 5.4 Sistema de desaguado de lodo

### 5.4.1 Diseño de filtro prensa para proceso convencional.

Para el diseño del filtro prensa es necesario recopilar datos de experiencias pilotos, ya que la aplicación de las ecuaciones de teoría de filtración obliga a tener datos tales como tamaño de partícula, resistencia del queque, entre otros.

Una forma de diseñar los filtros prensa, es en base a la capacidad hidráulica. La metodología de diseño corresponde a la utilizada por la empresa *Faure Equipements SA*<sup>8</sup>.

Para el proceso convencional se obtuvo un flujo de características especificadas en la tabla 5.12

Tabla 5.12 Característica de la corriente de entrada al filtro (C-16).

	Valor
Caudal a deshidratar (m <sup>3</sup> /h).	11,8
Flujo másico (kg/h).	11953,09
Concentración de sólidos totales (mg/L).	20564,64

### Cálculo de los sólidos a filtrar.

---

<sup>8</sup> FAURE EQUIPEMENTS SA. 21 Rue Santos Dumont, F-87002 LIMOGES Cedex, Francia.

FAX: (33)-05 55 30 06 16 03

$$DS = V \cdot C$$

Ec. 5.79

Donde:

V: flujo de lodo a deshidratar, m<sup>3</sup>/d.

C: concentración de sólidos en el lodo, (20,56 g/L.)

DS: masa de sólidos secos a deshidratar, kg/d.

Para valores de C igual a 20,56 g/L, se obtiene el valor de DS, correspondiente a 3032,6 Kg/d.

$$DS = 11,87 \cdot 24 \cdot 20,57 = 5858,3 \left[ \frac{Kg}{dia} \right]$$


---

**Cálculo del volumen de queque filtrado.**

$$V_d = \frac{DS \cdot 100}{D_c \cdot \rho}$$

Ec. 5.80

Donde:

D<sub>c</sub>: humedad del queque producido, 25%.

ρ : densidad del queque, kg/L (valor utilizado: 1,1).

$V_d$ : volumen de queque producido, L/d.

$$V_d = \frac{5858,3 \cdot 100}{25 \cdot 1,1} = 21303 \left[ \frac{L}{día} \right]$$

Luego,  $V_d$  equivale a 21303 L/d. Este caudal corresponde a un queque que presenta una humedad de 25%, lo exigido a este tipo de sólidos para su disposición en vertederos.

### **Cálculo del número de ciclos de filtrado.**

$$N = \frac{W_T}{T_C}$$

**Ec. 5.81**

Donde:

$W_T$ : tiempo de trabajo del filtro, h.

$T_C$ : tiempo del ciclo de filtrado, h.

$N$ : número de ciclos de filtrado.

Para un trabajo diario continuo (24 horas), y mediante ciclos de 8 horas, se obtiene  $N$  igual a 3 ciclos diarios. El número de ciclos es proporcionado por el fabricante del filtro<sup>9</sup>.

**Cálculo del volumen de queque producido por ciclo.**

$$V_f = \frac{V_d}{N \cdot n}$$

Ec. 5.82

Donde:

$V_f$ : Volumen del queque, L/ciclo.

$N$ : numero de ciclos por día.

$n$ : numero de filtros (se considera solo una unidad filtrante).

$$V_f = \frac{21303}{3 \cdot 1} = 7101 \left[ \frac{L}{\text{ciclo}} \right]$$

**Cálculo de la bomba de alimentación.**

El volumen hidráulico total se calcula con la ecuación A5.4.

---

<sup>9</sup> Comunicación personal con Sr. Miguel Correa, agente de ventas de *Nahuelco S.A.* y Srta. Pabla Giliberto, agente de ventas de *Ambitec S.A.*

$$V_k = \frac{V_f \cdot D_c \cdot \rho \cdot 1000}{100 \cdot C} \quad \text{Ec. 5.83}$$

$$V_k = \frac{7101 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1000}{100 \cdot 20,564} = 94960,85 \left[ \frac{L}{\text{ciclo}} \right]$$

### **Cálculo de la bomba de alimentación.**

El flujo inicial de la bomba pistón de membrana está dada por la ecuación 5.84

$$F = \frac{k \cdot V_k}{T_f} \quad \text{Ec. 5.84}$$

Donde:

$F$ : flujo de lodo, L/h.

$T_f$ : tiempo de filtrado, h.

$$k = -0,33 \cdot T_f + 2,3 \quad \text{Ec. 5.85}$$

El  $T_f$  se encuentra entre 2 y 3 horas, dependiendo de las características del medio filtrante, queque, y acondicionadores. Se utilizará un valor de tiempo de filtrado de 3

horas, luego  $k$  es igual a 1,3, por lo tanto al reemplazar se tiene que  $F$  es igual a:

$$F = \frac{1,3 \cdot 94960,85}{3} = 41149,7 \left[ \frac{L}{h} \right]$$

Luego como se conoce la cantidad de queque de lodo producido por ciclo de operación se puede elegir el filtro adecuado. Este volumen de queque producido es de 7101 L/ciclo, que corresponde al volumen de la cámara total requerido.

De las alternativas ofrecidas por el mercado se seleccionó un filtro marca Sperry HEI, modelo D-100. Este filtro posee las siguientes características, citadas en la tabla 5.13.

Tabla 5.13 Características filtro prensa lodo activo convencional

Nº platos	130
Largo	11,2 m
Dimensiones del plato	1500 × 1500 mm
Area de filtrado	292,5 m <sup>2</sup>

Por otro lado, la presión de trabajo se calculado la ecuación característica de un filtro prensa operando a presión constante suponiendo que el queque es compresible, es decir:

$$\Delta P = \frac{r \cdot C \cdot \mu}{2 \cdot A^2} \cdot \frac{V^2}{T_f}$$

Ec. 5.86

Donde:

$\Delta P$ : caída de presión en el filtro, Pa.

$T_f$ : tiempo de operación del filtrado, h

$r$ : resistencia específica media del queque ( $2,3 \times 10^{11}$  m/Kg) (E.P.A., 1987).

$A$ : área total de filtración., m<sup>2</sup>

$V$ : volumen de filtrado, m<sup>3</sup>

$C$ : masa de sólidos por volumen de filtrado

$\mu$ : viscosidad suspensión asumida de 0,001 (Kg/m/s)

El volumen de filtrado se calcula mediante la siguiente relación.

$$V = Q_{18} \cdot T_f = 10,97 \cdot 3 = 32,91 \left[ \frac{m^3}{ciclo} \right]$$

por otro lado la masa de sólidos por volumen de filtrado se obtiene de:

$$C = \frac{11,87 \cdot 20564,64}{\frac{1000}{Q_{18}}} = 25,25 \left[ \frac{KgSST}{m^3} \right]$$

Entonces con el siguiente cálculo se tiene que la caída de presión es de:

$$\Delta P = \frac{2,3 \times 10^{11} \cdot 22,25 \cdot 0,001}{2 \cdot 292,5^2} \cdot \frac{32,91^2}{3} = 10797187,04 [Pa] = 1566,82 [psig]$$

#### 5.4.2 Diseño de filtro prensa para el sistema aireación extendida.

Las ecuaciones de diseño son las mismas utilizadas en el diseño del filtro para la planta de lodo activo convencional, sólo que se realizan los cálculo con los valores de la corriente E-12.

Tabla 5.14 Características de la corriente E-12.

	Valor
Caudal a deshidratar (m3/h).	2,25
Flujo másico (kg/h).	2270,23
Concentración de sólidos totales (g/L).	35,32

Tabla 5.15 Resumen del diseño del filtro prensa para el sistema aireación extendida.

Factor	Valor	Unidad

DS	1907,28	Kg/d
V <sub>d</sub>	6935,6	Litros
N	3	Ciclos
V <sub>f</sub>	2311,87	L/h
V <sub>h</sub>	18000,12	Litros
T <sub>f</sub>	3	Horas.
F	7800,052	L/h.

---

La presión de trabajo se calcula con la ecuación característica de un filtro prensa operando a presión constante suponiendo que el queque es compresible, es decir:

$$\Delta P = \frac{r \cdot C \cdot \mu}{2 \cdot A^2} \cdot \frac{V^2}{T_f} \quad \text{Ec. 5.87}$$

Donde:

$\Delta P$ : caída de presión en el filtro, Pa.

$T_f$ : tiempo de operación del filtrado, h.

$r$  : resistencia específica media del queque ( $2,3 \times 10^{11}$  m/Kg) (E.P.A., 1987).

$A$ : área total de filtración., m<sup>2</sup>

$V$ : volumen de filtrado, m<sup>3</sup>

$C$ : masa de sólidos por volumen de filtrado

$\mu$ : viscosidad suspensión asumida de 0,001 (Kg/m/s)

El volumen de filtrado se calcula mediante la siguiente relación.

$$V = Q_{12} \cdot T_f = 2,25 \cdot 3 = 6,75 \left[ \frac{m^3}{ciclo} \right]$$

por otro lado la masa de sólidos por volumen de filtrado se obtiene de:

$$C = \frac{2,25 \cdot 35320}{1000} = 40,75 \left[ \frac{Kg_{SST}}{m^3} \right]$$

Entonces con el siguiente cálculo se tiene que la caída de presión es de:

$$\Delta P = \frac{2,3 \times 10^{11} \cdot 40,75 \cdot 0,001}{2 \cdot 89,28^2} \cdot \frac{6,75^2}{3} = 8929011,48 [Pa] \approx 1296 [psig]$$

el filtro presenta las siguientes características mosatradas en la tabla 5.16:

Tabla 5.16 Características filtro prensa lodo activo modalidad aireación extendida

Nº platos	62
Largo	6,3 m
Dimensiones del plato	1200 × 1200 mm
Area de filtrado	89,28 m <sup>2</sup>

### 5.5 Desinfección (Cl-1)

En esta etapa se pretende disminuir la concentración de microorganismos presentes en el agua a la cantidad que permite la normativa de descargas de aguas servidas (1000 m.o./100ml).

Se asumirá, ante la ausencia de datos locales, que el agua proveniente del estanque de aireación contiene una cantidad de  $10^7$  microorganismo por 100 ml (Metcalf, 1985).

Mediante la ecuación 5.88 se puede determinar la cantidad de cloro residual para una fracción determinada de remoción (Metcalf, 1985).

$$\Delta P = \frac{r \cdot C \cdot \mu}{2 \cdot A^2} \cdot \frac{V^2}{T_f}$$

**Ec. 5.87**

Donde:

$C_r$ : concentración de cloro residual en mg/L.

$\tau$  : tiempo de residencia hidráulico, igual a 30 minutos (Metcalf, 1995).

$N_0$ : m.o./100 ml a tratar, igual a  $10^7$  m.o./100ml.

$N$  : m.o./100 ml que se desean tener al final de esta etapa, igual a 1000 m.o./100ml.

Realizando el cálculo:

$$\frac{1000}{10^7} = (1 + 0,23 \cdot C_r \cdot 30)^{-3}$$

y despejando se tiene que la cantidad de cloro residual es de:

$$C_r = 2,98 \left[ \frac{mg}{L} \right]$$

Para alcanzar la concentración de cloro residual necesario se debe determinar la concentración necesaria de cloro inicial que se debe agregar. Esto se puede determinar mediante la siguiente expresión (U.S. EPA, 1986).

$$C_r = 0,7 \cdot C_i \cdot e^{-0,003 \cdot \tau}$$

**Ec. 5.89**

Donde:

$C_i$  : concentración de cloro necesaria a agregar para alcanzar  $C_r$  (mg/L).

$\tau$  : tiempo de residencia hidráulico en minutos (30 min recomendados (Metcalf, 1985)).

Reemplazando:

$$2,98 = 0,7 \cdot C_i \cdot e^{-0,00330}$$

$$C_i = 4,66 \left[ \frac{mg}{L} \right]$$

El volumen del estanque de desinfección se puede obtener con el caudal de entrada, que es de 547,1 m<sup>3</sup>/h y el tiempo de residencia anteriormente mencionado, 30 minutos.

Calculando:

$$V_{CL} = 547,1 \cdot \frac{30}{60} = 273,55 \left[ m^3 \right]$$

Donde:

$V_{CL}$ : es el volumen del clorador en m<sup>3</sup>.

**Declaración:**

Se necesita agregar disulfito para eliminar el cloro residual presente en el agua ya desinfectada. Recomendaciones de entidades como la E.P.A. señalan que se requiere 1 miligramo de disulfito por cada miligramo de cloro residual. (E.P.A.,1986). Por lo tanto se debe agregar 2,98 mg/L para eliminar el cloro residual.

El estanque de contacto del cloro con el agua fue diseñado con la relación recomendada entre largo y ancho de 1:50 (W.P.C.F, 1986). Esto con el fin de lograr la dispersión necesaria para que ocurra una buena acción del cloro sobre los microorganismos. Además se utilizó para cada canal la relación profundidad/ancho igual a 1,1.

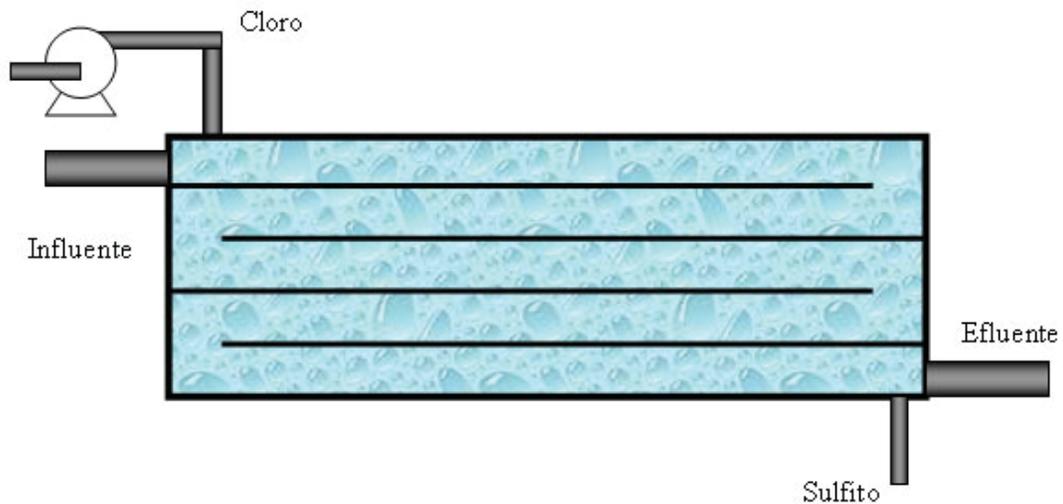
Tabla 5.17 Resultados del diseño del sistema de desinfección

	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
$\tau$	30	Minutos
Volumen calculado	273,55	m <sup>3</sup>
Volumen de diseño	275	m <sup>3</sup>
Largo	50	m.
Ancho cada canal	1	m.
Ancho total	5	m.
Nº de canales	5	m.
Altura de concreto	1,6	m.
Cr (cloro residual)	2,98	mg/l

Ci (cloro inicial)	4,65	mg/l
Bisulfito	2,98	mg/l

Debido a que la reacción del sulfito es muy rápida (Metcalf, 1995), este se agregará en el último canal tal como lo muestra la figura 5.9.

Figura 0.9 Esquema etapa de desinfección



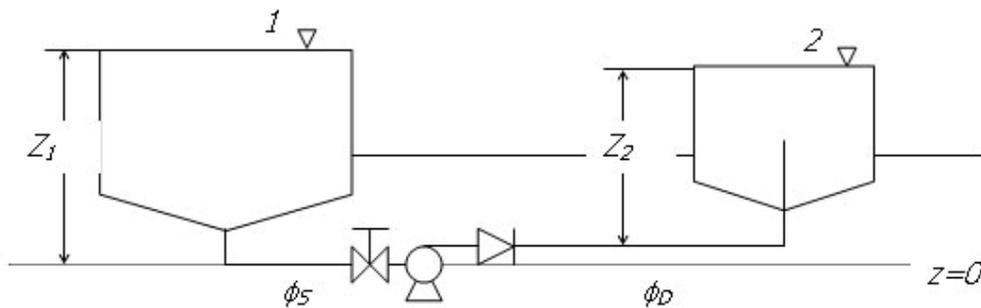
### 5.6 Sistema de Bombeo.

Mediante la ecuación de Bernoulli se puede determinar la altura necesaria que debe elevar una bomba y, de este modo, lograr transportar el fluido. Para esto se plantea un balance desde la toma del líquido hasta el punto de succión de la bomba, y otro desde la descarga de la bomba hasta el punto donde se desea transportar el fluido.

### 5.6.1 Selección de bomba para evacuación de lodo primario (B-1).

La etapa de bombeo desde el sedimentador primario hasta el espesador se esquematiza en la figura 5.10.

Figura 5.10 Representación de la línea de bombeo desde el sedimentador primario al espesador.



La ecuación de Bernoulli establece el balance de energía entre los puntos de succión y descarga en una línea de transporte de fluidos.

$$\frac{P_1}{\rho_1} + z_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = \frac{P_2}{\rho_2} + z_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + h_s + h_f \quad \text{Ec. 5.90}$$

Donde:

$P_1, P_2$ : presiones en los puntos 1 y 2, Pa.

$v_1, v_2$ : velocidad del fluido en los puntos 1 y 2, m/s.

$z_1, z_2$ : alturas sobre nivel de referencia arbitrario, m.

$h_s$ : pérdida de carga en el punto de succión, m.

$h_f$ : pérdida de carga por fricción del fluido con la tubería, m.

De la sección de diseño del sedimentador primario y espesador se estableció la profundidad de líquido en el estanque (altura del sedimentador), y se determinó el nivel de construcción enterrada. Luego, el dimensionamiento de todo el sistema de bombeo se calculará como se muestra a continuación.

### **Selección de cañería.**

Para la selección del diámetro de cañería se considerará una velocidad lineal de flujo a través de la cañería, entre el rango de 3 a 8 pies/s (0,9 a 2,4 m/s), recomendado para el transporte de fluidos. Considerando el caudal de la corriente C-12, cada sedimentador aportará con la mitad de este caudal, luego:

$$Q = \frac{1,07}{2} = 0,54 \left[ \frac{m^3}{h} \right]$$

El diámetro de cañería se calcula con la ecuación 5.91.

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v_s \cdot 3600}}$$

**Ec. 5.91**

Donde:

$v_s$ : velocidad de succión entre 0,9 y 2,4 m/s. Se utilizará la menor, por las razones

señaladas a continuación.

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,54}{\pi \cdot 0,9 \cdot 3600}} = 0,015 [m]$$

Si bien para estar dentro del rango recomendado para  $v_s$  se debe disponer de una cañería de diámetro igual a 15 mm. (casi una pulgada), un área de sección tan pequeña presenta grandes riesgos de taparse, ya que por las características del lodo primario, el acumulamiento de sólidos pequeños en el ducto o en algún fitting podrían obstruir la salida e impedir llevar a cabo un proceso de tratamiento eficiente. Considerando esto, se ha seleccionado una cañería de diámetro igual a 1½ pulgadas (3,81 centímetros):

$$v_s = \frac{0,54}{\pi \cdot \frac{0,0381^2}{4} \cdot 3600} = 0,13 \left[ \frac{m}{s} \right]$$

El fluido conducido por una cañería de 0,0381 m. de diámetro, que lleva una velocidad igual a la determinada anteriormente, presentará el siguiente número de Reynold:

$$Re = \frac{D \cdot v_s \cdot \rho}{\mu} \quad \text{Ec. 5.92}$$

Donde:

$D$ : diámetro de la cañería, m.

$\rho$ : densidad del fluido,  $\text{kg/m}^3$ .

$\mu$ : viscosidad del fluido, igual a  $0,001 \text{ Kg}\cdot\text{m/s}$  ( $\text{Pa}\cdot\text{s}$ ).

$$\text{Re} = \frac{0,0381 \cdot 0,13 \cdot 1030}{0,001} = 5101,59$$

Para consultar el gráfico de Moody y obtener el coeficiente de fricción, se requiere conocer el término  $\varepsilon/D$ , coeficiente de rugosidad relativa, que dependerá de cada diámetro de cañería especificado. Para el tipo de tubería seleccionada, de hierro fundido y diámetro interno  $1\frac{1}{2}$ ", se tiene que:

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0,007$$

Luego, el factor de fricción leído del gráfico de Moody, intersectando el Re obtenido y la correspondiente curva de  $\varepsilon/D$  será igual a:

$$f = 0,042$$

Se estimará el largo equivalente de la cañería que conduce el lodo primario desde el sedimentador hacia el espesador y su correspondiente fitting. Se resume en la tabla 5.18 la cantidad de tramos de tubería y los largos equivalentes a los fittings que en esta línea se encuentren. En el anexo 5 se estipula un trazado para cada nodo de bombeo,

indicando los largos de cada tramo.

Tabla 5.18 Largos equivalentes de la línea de cañerías de B-1.

Sección	Largo equivalente (m)	Número de fittings	Largo equivalente total (m).
L <sub>1</sub>	23	-	23
L <sub>2</sub>	73	-	73
L <sub>3</sub>	10	-	10
L <sub>4</sub>	26	-	26
L <sub>5</sub>	2,3	-	2,3
Válvula globo D=1½”.	12,19	1	12,19
Codo 45° D=1½”.	0,6	1	0,6
Codo 90° D=1½”.	0,8	4	3,2
Válvula Check D=1½”.	3,05	1	3,05
TOTAL			153,34

Para el cálculo de las pérdidas de carga producidas por la fricción,  $h_f$ , se ocupará la ecuación 5.93:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ec. 5.93}$$

Reemplazando:

$$h_f = 0,042 \cdot \frac{153,34}{0,0381} \cdot \frac{0,13^2}{2 \cdot 9,8} = 0,15 \text{ [m]}$$

Utilizando la ecuación 5.90, se despeja  $h_s$ . Utilizando los correspondientes valores para cada variable se tiene que:

$$h_s = \frac{(P_1 - P_2)}{\rho \cdot g} + (z_1 - z_2) + \left( \frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g_c} \right) - h_f$$

Al no considerar cambio de diámetro de cañería entre la succión y la descarga de la bomba, se tiene que el tercer término de la ecuación anterior es igual a cero, puesto que no habrá cambio entre las velocidades entre los puntos 1 y 2.

Para el sedimentador primario y el espesador se tienen las siguientes consideraciones:

$$P_1 = 101300 \text{ [Pa]}$$

$$P_2 = 101300 \text{ [Pa]}$$

$$z_1 = 3,4 \text{ [m]}$$

$$z_2 = 3,5 \text{ [m]}$$

Se considerará un factor de 1,3 para estimar las pérdidas de carga para el lodo, esto quiere decir que:

$$h_{f\text{ lodo}} = 1,3 \cdot h_{f\text{ agua}}$$

Luego:

$$h_s = \frac{(101300 - 101300)}{1030 \cdot 9,8} + (3,4 - 3,5) - 1,3 \cdot 0,15 = -0,30 \text{ [m]}$$

El trabajo teórico realizado por la bomba será igual a:

$$-w = \rho \cdot g \cdot h_s \cdot \frac{Q}{3600} \quad \text{Ec. 5.94}$$

Donde:

-w: trabajo teórico desarrollado por la bomba, W.

$$-w = -1030 \cdot 9,8 \cdot 0,30 \cdot \frac{0,54}{3600} = 0,45 \text{ [W]}$$

Se debe resaltar que el caudal de lodo purgado es bajo, y la bomba sólo debe superar las

pérdida por fricción, por esto es que la potencia resulta baja.

La eficiencia de una bomba se mide en base al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. El rendimiento de la bomba viene dado por:

$$E_p = \frac{\text{potencia útil}}{P_i} = \frac{-w}{P_i} \quad \text{Ec. 5.95}$$

Donde:

$E_p$ : eficiencia de la bomba, entre 60 a 85% (Metcalf, 1996).

Asumiendo una eficiencia de motor igual a 0,6, se tiene que la potencia absorbida por la bomba ( $P_i$ ) es igual a:

$$P_i = \frac{0,45}{0,6} = 0,75 [W]$$

Considerando una eficiencia de motor igual a 0,7 se tiene que la potencia absorbida por el motor ( $P_m$ ) será de:

$$P_m = \frac{0,75}{0,7} = 1,1 [W]$$

La bomba seleccionada para esta etapa y sus características están en la tabla 5.19.

Tabla 0.19

Parámetro	Valor	Unidad
$Q$	0,54	m <sup>3</sup> /h
$v$	0,13	m/s
$D$	1½	pulgadas
$Re$	$5 \cdot 10^3$	-
$\varepsilon/D$	0,007	-
$f$	0,042	
$-h_s$	0,45	W
$p_i$	0,75	W
$P_m$	1,1	W

Explicado el procedimiento de cálculo, el resto de la selección del sistema de bombeo se encuentra en el apéndice 5.

## 5.7 Equipos de intercambio de calor.

Los requerimientos de energía de la planta de lodo activo convencional son los necesarios para entregar calor al intercambiador de calor que se encargará de calentar el lodo antes de entrar al digestor, debido a que este viene a una temperatura bastante inferior a los 35°C a los que opera el digestor.

Por otro lado, se generan pérdidas de calor a través de las paredes, tapa y suelo del

digestor, lo que puede causar la disminución de la temperatura de digestión, bajando la actividad microbológica.

### **Requerimientos de Fluido Calefactor.**

Para entregar el calor necesario para calentar el lodo que entra al digestor y para mantener este a las condiciones térmicas de operación, se utilizará vapor de caldera a 121°C y 2 atm absolutas. Los consumos de vapor están dados por la siguiente ecuación

$$F_v = \frac{Q_{caldera}}{\lambda} \quad \text{Ec. 5.96}$$

Donde:

$F_v$ : consumo de vapor para calentar el lodo y mantener el digestor. (Kg/h)

$\lambda$ : calor latente de vaporización del vapor a 121°C (525,7 Kcal/Kg)

$$F_v = \frac{487045,8}{525,7} = 926,47 \text{ [Kg/h]}$$

Aproximando, el requerimiento de vapor será de 950 Kg/h.

### **Diseño de Intercambiador de calor**

El intercambio de calor se llevará a cabo a través de un equipo del tipo doble-tubo, con

flujo contracorriente (Kern, 1974). La ecuación que gobierna el proceso de transferencia de calor es la siguiente:

$$Q_{\text{vap}} = U_D \cdot A \cdot \Delta T_{\text{LMTD}} \quad \text{Ec. 5.97}$$

Donde:

$Q_{\text{vap}}$  : calor transferido por el equipo (Btu/h).

$U_D$  : Coeficiente Global de Transferencia de Calor (Btu/h pie<sup>2</sup> °F).

$A$  : Area de transferencia (pie<sup>2</sup>)

$\Delta T_{\text{LMTD}}$  : Temperatura media logarítmica (°F).

Del balance de energía al digestor se sabe que el calor necesario para elevar la temperatura del lodo desde 11,96 a 35°C es de:

$$Q_{\text{vap}} = M_{15} \cdot C_{P_{\text{LODO}}} \cdot (35 - 11.96) = 280271,46 \left[ \frac{\text{kcal}}{\text{h}} \right] = 111147,282 \left[ \frac{\text{Btu}}{\text{h}} \right],$$

El fin de diseñar el intercambiador de calor es determinar el área requerida y con esto determinar la longitud requerida del doble tubo.

Como primer paso se determina la temperatura media logarítmica de manera de establecer una temperatura promedio a la cual ocurre el fenómeno de transferencia de calor, puesto que a lo largo del equipo se van produciendo variaciones diferenciales de temperatura, lo que se traduce en que el calor no se transfiere en forma homogénea a lo

largo del tubo.

El valor de la temperatura media se determina mediante la ecuación:

$$\Delta T_{LMTD} = \frac{(T_1 - t_2) - (T_2 - t_1)}{\ln \frac{T_1 - t_2}{T_2 - t_1}} \quad \text{Ec. 5.98}$$

Donde:

$T_1$  : temperatura de entrada del fluido caliente.

$T_2$  . temperatura de salida del fluido caliente.

$t_1$  : temperatura de entrada del fluido frío.

$t_2$  : temperatura de salida del fluido frío

Realizando el cálculo, sabiendo que el lodo viene a 11,96 °C y es necesario elevar su temperatura a 35 ° C el valor de la temperatura media logaritmica es:

$$\Delta T_{LMTD} = \frac{(121 - 35) - (121 - 11,96)}{\ln \frac{121 - 35}{121 - 11,96}} = 97,2^\circ C = 174,96^\circ F$$

Notar que la temperatura de salida del fluido caliente es la misma que la de entrada de este, puesto que sólo entrega el calor latente de vaporización quedando el condensado a 121 ° C.

Una vez determinada la temperatura media logarítmica, es necesario calcular el coeficiente global de transferencia de calor que se determina mediante la siguiente ecuación.

$$U_D = \frac{h_{i0} \cdot h_o}{h_{i0} + h_o} \quad \text{Ec. 5.99}$$

Donde:

$h_{i0}$  : Coeficiente de convección libre en el fluido interno (Btu / h pie<sup>2</sup> °F).

$h_o$  : Coeficiente de convección libre en el fluido externo (Btu / h pie<sup>2</sup> °F).

En un intercambiador de doble tubo  $h_{i0}$  es el coeficiente del lodo que fluye por los tubos, mientras que el coeficiente  $h_o$  esta referido al vapor que fluye por el ánulo y cuyo valor es de 1500 (Btu/h pie<sup>2</sup> °F).

### **Determinación del coeficiente de convección para el tubo $h_{i0}$**

Como primer paso se determina el número adimensional de Reynolds de la siguiente manera:

$$Re = \frac{D \cdot G}{\mu} \quad \text{Ec. 5.100}$$

Donde

$D$  : es el diámetro de la sección de flujo (pies)

$\mu$  : viscosidad del fluido (lb / pie h)

$G$  : velocidad másica del lodo (lb/pie<sup>2</sup> h)

Para los cálculos se utiliza las dimensiones de los tubos utilizados por los intercambiadores que se muestran en la tabla 5.20

Tabla 5.20 Diámetros de los tubos de los Intercambiadores.

Diámetro	Nominal (pulg)	DI (pies)	DE (pies)
Tubo	4	0,336	0,375
Anulo	6	0,505	0,552

La velocidad másica de lodo se puede determinar con la siguiente relación.

$$G = \frac{F}{a} \qquad \text{Ec. 5.101}$$

Donde:

$F$  : es el flujo másico de lodos (26752 lb/h)

$a$  : Area de la sección de flujo (pie<sup>2</sup>)

El area puede ser determinada como:

$$a = \pi \cdot \left( \frac{0,336}{2} \right)^2 = 0,089 \text{ [pie}^2\text{]}$$

por lo tanto, si se reemplaza se tiene que la velocidad másica de los tiene un valor de  $G$  igual a  $300584,3 \text{ lb/h}\cdot\text{pie}^2$ .

Considerando un viscosidad de lodo de  $72,6 \text{ lb/pie}\cdot\text{h}$  se tiene que el número adimensional de Reynolds alcanza un valor de:

$$\text{Re} = \frac{0,336 \cdot 300584,3}{72,6} = 1391,31$$

Con el valor de este número adimensional se calcula de gráfico el valor de  $j_H$  lo que permitirá obtener el valor de  $h_i$  que es de 6,8 (Kern, 1974).

Para el cálculo de  $h_i$  se utiliza la correlación:

$$h_i = j_H \cdot \frac{k}{D} \cdot \left( \frac{C_p \cdot \mu}{k} \right)^{1/3}$$

Donde:

$k$  : conductividad térmica del lodo, asumida igual que la del agua (0,363 Btu/h·pie·°F)

$D$ : diámetro interno del tubo (pie).

$C_p$  : poder calorífico del lodo, asumido el del agua (1 Btu / lb·°F).

$\mu$  : viscosidad del lodo (72,6 lb/pie h).

Por lo tanto al reemplazar se obtiene un valor de:

$$h_i = 6,8 \cdot \frac{0,363}{0,336} \cdot \left( \frac{1 \cdot 72,6}{0,363} \right)^{1/3} = 42,93 \left[ \frac{\text{Btu}}{\text{h} \cdot \text{pie}^2 \cdot \text{°F}} \right]$$

Este valor de  $h_i$  debe ser corregido por la razón  $DI$  (diámetro interno) y  $DE$  (diámetro externo) del tubo por donde fluye el lodo, entonces:

$$h_{so} = h_i \cdot \frac{DI}{DE} = 42,93 \cdot \frac{0,336}{0,375} = 38,46 \left[ \frac{\text{Btu}}{\text{h} \cdot \text{pie}^2 \cdot \text{°F}} \right]$$

Después de realizado todos los cálculos antes señalados se puede determinar el coeficiente global de transferencia de calor sin ensuciamiento:

$$U_c = \frac{38,46 \cdot 1500}{1500 + 38,46} = 37,498 \left[ \frac{Btu}{h \cdot pie^2 \cdot ^\circ F} \right]$$

Sin embargo, este coeficiente asume un comportamiento ideal del sistema. Como esto no ocurre debido a la acumulación de impurezas en las paredes del tubo, se compensa diseñando con el coeficiente global de transferencia cuando el tubo se encuentra lleno de incrustaciones. Esto se expresa como:

$$\frac{1}{U_D} = \frac{1}{U_c} + R_d \quad \text{Ec. 5.102}$$

Donde.

$U_c$  : coeficiente global de transferencia limpio.

$U_D$  : coeficiente global de transferencia considerando incrustaciones.

$R_d$  : factor de ensuciamiento igual a 0,002 para aguas lodosas.

El valor del coeficiente de transferencia de calor es de:

$$U_D = 34,88 \left[ \frac{Btu}{h \cdot pie^2 \cdot ^\circ F} \right]$$

conocido el valor de  $U_D$  y reemplazando en la ecuación 5,97 para determinar el área del

intercambiador de calor, se obtiene que este tiene un area de

$$A = 182,13 \cdot \text{pie}^2 = 16,92 \cdot \text{m}^2$$

El largo del intercambiador se determina según la siguiente expresión:

$$L = \frac{A}{A_{\text{ipl}}}$$

Donde

L : longitud del intercambiado requerida (pie)

A : área de intercambio requerida (pie<sup>2</sup>)

A<sub>ipl</sub> : área de intercambio por longitud de tubo de 4 pulgadas (1,178 pie<sup>2</sup>/pie).

$$L = \frac{182,13}{1,178} = 154,6 [\text{pie}] = 47,12 [\text{m}]$$

## CAPÍTULO VI Administración y Organización.

### 6.1 Organización de la planta.

La organización de la planta consiste en determinar la dotación de personal requerido en cada una de las áreas de la empresa, además de determinar como se interrelacionan cada una de éstas, de manera de conformar una unidad.

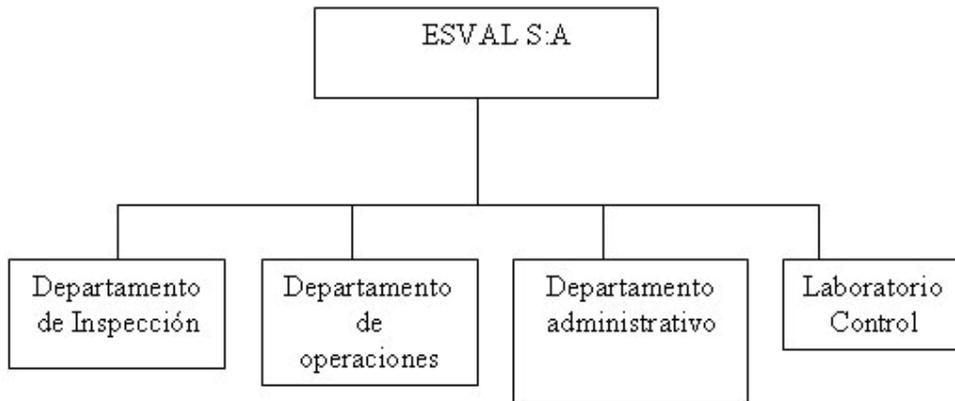
Para estos efectos es necesario determinar como primer paso los requerimientos de la planta, para luego, en base a éstos, poder determinar las funciones específicas a desempeñar en cada una de las áreas que la conforman. Estas funciones son la siguientes:

Operación
Mantenimiento
Administración
Control de proceso

Cada una de estas funciones deben estar asignadas a los respectivos departamentos, los que dependerán directamente de la gerencia de ESVAL. Por otro lado, dichos departamentos poseerán una organización interna que incluye una persona a cargo de la jefatura de cada departamento.

La siguiente figura esquematiza la organización de la planta

Figura 0.1 Esquema de la organización de la planta



### 6.1.1 Dotación del personal

La dotación del personal se determinó basándose en la capacidad de la planta y en el tipo de proceso. Por tratarse de una planta que funciona de manera continua, el trabajo se organizó en tres turnos diarios, constando cada turno de ocho horas.

A continuación se da cuenta del personal requerido para el completo funcionamiento de la planta:

#### Profesionales

Tabla 0.1 Requerimiento de profesionales para Operación y Mantenimiento.

Cargo	Profesional	Sueldo
Jefe de Planta	1 Ingeniero Civil Bioquímico	\$ 500.000
Secretaria	Secretaria Administrativa	\$ 150.000

Otros empleados que se requieren

Laboratorio:

Se necesitará un Laboratorista Químico.

Operarios:

El número de operarios necesarios se determinó en relación a los equipos y las tareas específicas a desarrollar. Esto se determinó mediante tablas que indican el requerimiento típico de mano de obra para diferentes equipos (Vilbrant, 1959).

De este modo se llegó a lo siguiente:

**Para el lodo activo convencional de tiene el siguiente requerimiento**

Tabla 0.2 Número de operarios necesario para lodo activo convencional

Equipos	Nº de Equipos	Operario/Equipo	Nº Operario
Cámara de rejas y desarenador	1	0,5	0,5
Sedimentador Primario	2	0,5	1
Lodo activo	1	0,5	0,5
Sedimentador Secundario	2	0,5	1
Digestores	3	0,5	1,5
Calderas y línea de vapor y gas	1	1	1
Espesadores	1	0,5	0,5
Prensa	1	0,5	0,5

<b>Total</b>	<b>7</b>
--------------	----------

**Para el lodo activo modalidad aireación extendida:**

Tabla 0.3 Número de operario para el lodo activo, modalidad aireación extendida

Equipos	N° de Equipos	Operario/Equipo	N° Operarios
Cámara de rejillas y desarenador	1	0,5	0,5
Lodo activo	1	0,5	0,5
Sedimentador Secundario	2	0,5	1
Espesador	1	0,5	0,5
Prensa	1	0,5	0,5
		<b>Total</b>	<b>3</b>

## 6.2 Distribución de los equipos

El área total del terreno elegido para la instalación de la planta tiene una superficie de 3 hectáreas aproximadamente.

Para una adecuada distribución de los equipos se tomó en consideración la mejor manera de aprovechar el espacio disponible en el terreno seleccionado. Algunas de las consideraciones que ayudan a un óptimo aprovechamiento del terreno son:

La distancia entre los equipos debe ser la mínima debido a los grandes flujos que deben transportarse.

La distancia entre los equipos adyacentes debe ser tal que se permita un fácil

acceso. Esto es un factor importante para poder realizar una adecuada mantención a los equipos.

Se intenta que todos los equipos de una misma línea de proceso se ubiquen los más próximos posibles, permitiendo con esto facilitar el trabajo de los operadores que están a cargo de varios equipos a la vez.

Fácil acceso a la planta, dejando diferenciada la entrada que tendrán los camiones que recogerán el agua destinada a venta y de los camiones que extraerán los lodos a depositar en los vertederos.

La distribución de los equipos en el terreno seleccionado se encuentran en las láminas adjuntas.

### **6.3 Medición y análisis en planta.**

La medición y los análisis están orientados a evaluar la calidad del agua en las diferentes etapas del tratamiento. Para esto se realizará un muestreo con el fin de llenar una planilla de control que permitirá evaluar el rendimiento de la planta e identificar, en el caso de alguna falla, cuál es la etapa que no está funcionando de manera adecuada.

Dentro de los análisis a realizar, es necesario distinguir dos tipos de muestras: las muestras compuestas, que son proporcionales al flujo medido en el punto de muestreo, y las muestras puntuales, tomadas en cualquier momento.

En conjunto con lo anteriormente mencionado, se realizarán muestreos compuestos a la salida y entrada de los principales equipos. A estas muestras se les medirá la DBO<sub>5</sub>, SST, SSV, pH, y número de microorganismo por cada 100 ml.

## CAPÍTULO VII Evaluación económica

### **7.1 Generalidades**

En este capítulo se presenta el análisis económico realizado a las dos alternativas propuestas para el tratamiento de las aguas servidas de la comuna de Concón, con el fin de poder determinar, por medio de esta herramienta cuantitativa, cuál de las alternativas es la más favorable.

La evaluación económica de cada alternativa consta de un ítem donde se determina los costos iniciales (Inversión inicial) y los costos por operación y mantención. Luego se analiza la alternativa determinándose el Valor Actual de Costo (VAC).

#### **7.1.1 Inversión Inicial**

En esta sección se pretende determinar el costo inicial para instalar una planta de tratamiento de aguas para la comuna de Concón.

Se determinó primero el costo de inversión de cada equipo, incluyendo en cada uno de estos los costos por obra civil, excavaciones y movimiento de tierra. Además se incluye la inversión necesaria para instalar los principales equipos auxiliares que deben estar presente en cada uno de los procesos y operaciones unitarias, junto con los costos fijos asociados a otras instalaciones.

También se incluyen, en esta sección, la determinación de los costos Indirectos tales como los de Ingeniería, imprevistos y puesta en marcha.

#### **7.1.2 Costo de operación.**

Para realizar una evaluación económica es necesario determinar los costos anuales que se producen al estar funcionando la planta, es decir, los costos de mantención y laboratorio, costos por consumo eléctrico de equipos, los derivados de las

remuneraciones, y los costos por insumos. Estos costos descritos corresponden a los costos directo de operación

Además de los costos directos de operación es necesario determinar los costos indirectos de operación correspondiente a la depreciación, la que es calculada en forma lineal a 35 años de vida útil considerando que al final del período el valor residual es cero.

### 7.1.3 Análisis de la alternativa

Para realizar el análisis de la alternativa se determinó el Valor Actual de Costo (VAC). Este valor se obtiene con los valores de la inversión inicial y con los costos de operación anuales que presenta cada alternativa.

Para la determinación del VAC se utiliza la siguiente ecuación:

$$VAC = \sum \frac{I_0 \cdot (A/P, i\%, n) + A}{(1+i)^n} \quad \text{Ec. 7.1}$$

Donde:

VAC : el valor actual de costo US\$

$I_0$  : es la Inversión inicial US\$

$i\%$  : es la tasa de interés (12% para compara las alternativas)

A: costos de operación por año, US\$/año

$n$  : número de períodos (35 años)

$(A / P, i\%, n)$  : factor (obtener anualidad dado valor presente.)

## 7.2 Lodo Activo Convencional

### 7.2.1 Inversión Inicial

Para calcular la inversión se consideraron los costos de las obras civiles necesarios para construir la gran mayoría de los equipos y el costo del equipamiento de estos. El detalle de los costos por equipos se encuentran en el Apéndice 7.

En la tabla 7.1 se muestra el costo final de cada equipo involucrado en la planta de lodo activo convencional.

Tabla 7.1 Costos fijos por equipo, planta lodo activo convencional.

Equipo	Costo fijo Final U\$
Sedimentadores primarios	356755,36
Estanque de aireación	217514,61
Sedimentadores secundarios	419388,92
Espesador	87734,94
Digestores Anaerobios	698820,24
Recirculación y purga	68300,01
Cámara de rejillas y desarenador	106418,37
Desinfección	118949,28
Planta elevadora	60864,61
Deshidratado (Rotamat Rso3)	278310,00

Bombas de Retorno	7917,64
<b>Costo fijo total de equipos</b>	<b>2420973,98</b>

Otra costo involucrado en la instalación de la planta es el acondicionamiento del terreno que se necesita para la construcción de la planta. La superficie de este terreno necesaria es de 12.317 m<sup>2</sup>. En este costo se incluye el precio del terreno, despeje de terreno, escarpe y cerco, estipulado en el Apéndice 7.

A de terreno	US \$ 329852,05
--------------	-----------------

Existe otro costo asociado a la construcción de edificios donde se ubiquen la administración, edificio técnico y equipamiento. Este costo fijo es de US\$ 174785,84.

Otras instalaciones como las cañerías, instrumentación, instalación eléctricas y terminaciones se pueden estimar como porcentajes del costo total de los equipos instalados que se muestran en la tabla 7.1. En la tabla 7.2 se especifican los costos de estas otras instalaciones

Tabla 7.2 Costo fijo de otras instalaciones

Instalación	US\$	% de costo fijo de equipos (Zomosa, 1983)
Cañerías	484194,80	20%
Instrumentación	193677,92	8%

Instalación Eléctrica	242097,40	10%
Terminación	48419,48	2%
<b>Total</b>	<b>968389,6</b>	

**Costos indirectos**

Estos pueden ser estimado como porcentajes del costo fijo final, igual a *US\$ 3894001,47* como lo muestra la tabla 7.3.

Tabla 7.3 Detalle de los costos indirectos, planta de lodo activo convencional.

Costos indirectos	US\$	Estimación (Zomosa, 1983)
Costos de Ingeniería	661980,25	17% Costo fijo final
Costos de imprevistos	778800,29	20% Costo fijo final
Puesta en marcha	389400,15	10% Costo fijo final
<b>Total</b>	<b>1830180,69</b>	

Por lo tanto la inversión inicial de esta alternativa esta dada por la suma del costo fijo final y el costo indirecto como se muestra en la tabla 7.4

Tabla 7.4 Determinación de la Inversión Inicial

Costo	US\$
C. fijo final	3894001,47
C. indirecto final	1830180,69
<b>Inversión Inicial</b>	<b>5724182,16</b>

### 7.2.2 Costos por Operación.

- *Costos Directos de Operación.*

#### Mantenimiento y Laboratorio

Al igual que en el caso del costo indirecto estos se pueden determinar mediante un porcentaje del costo fijo final (Zomosa, 1983), citados en la tabla 7.5.

Tabla 7.5 Costos de operación por mantenimiento y laboratorio

Descripción	US\$/año	Porcentaje
Mantenimiento equipos	de 116820,04	3% costo total fijo
Laboratorio y análisis	38940,01	1% costo total fijo
<b>Total</b>	<b>155760,05</b>	

**Recursos Humanos**

En los costos de operación también se encuentran involucrados los salarios que deben cancelarse al personal que laboren en la planta. Según el personal necesario indicado en el capítulo VI se tiene que el costo anual por concepto de remuneraciones (tabla 7.6).

Tabla 7.6 Costo anual por concepto de remuneraciones

Recurso	US\$	US\$/año
1 Jefe Planta	1276,6	15319,2
1 Secretaria	319,15	3829,8
1 Laboratorista	531,91	6382,92
7 Operarios	2978,72	35744,64
<b>Total</b>		<b>61276,56</b>

Los principales insumos son el consumo de cloro, sulfito y polielectrolito. La tabla 7.7 muestra el costo anual asociado al consumo de estos reactivos.

Tabla 7.7 Consumo y Costo anual de reactivos

Reactivo	Consumo (Kg/año)	US\$/kg	US\$/año
Cloro	22286	0,304	6774,94
Sulfito	14282	0.253	3613,35

Polielectrolito	6327	5	31635
Total	-	-	<b>42023,29</b>

El consumo energético de los equipos también es un costo anual de operación, este alcanza para una valor de 0,04 US\$/Kw·h (Chilquinta) un total de US\$ 140198,68 por año.

Por lo tanto el costo de operación y mantenimiento directo es de : **US\$ 399258,58**

• **Costos Indirectos de Operación..**

Como ya fue mencionado, este costo corresponde a la depreciación, que en este caso se asumirá lineal y con un valor residual cero. La depreciación se calcula según la ecuación 7.2.

$$D = \frac{C_{CF} - VR}{n} \qquad \text{Ec. 7.2}$$

Donde:

$D$  : depreciación (US\$/año)

$C_{CF}$ : costo fijo final (US\$)

$VR$  : valor residual (cero)

$n$  : número de períodos que la planta prestará servicio (35 años)

Luego:

$$D = \frac{3894001,47 - 0}{35} = 111257,2 \left[ \frac{\text{US\$}}{\text{año}} \right]$$

### 7.2.3 Cálculo del Valor Actual de Costo.

Para determinar el Valor Actual de Costo se utilizó un inteés de 12% y un período de recuperación de capital de 35 años, que son los años de prestación de servicio de la planta

Este valor se obtiene de la aplicación de la siguiente ecuación (ver Apéndice 7)

$$VAC = \sum \frac{I_0 \cdot (A/P, i\%, n) + A}{(1+i)^n} \quad \text{Ec. 7.3}$$

Donde:

$I_0$  : inversión.

$(A/P, i\%, n)$  : factor para llevar de valor presente a anualidad..

A: suma de los costos de operación directo más los indirectos (depreciación).

VAC : valor actual de costo

Aplicando la ecuación 7.3 se obtiene que el  $VAC = \text{US\$ } 10692741,75$

## **7.4 Comparación entre sistemas de tratamiento**

Según el Ministerio de planificación (MIDEPLAN) para realizar un informe de inversión de proyectos de tratamiento de aguas servidas es necesario ejecutar los siguientes pasos.

Diagnóstico
Análisis y selección de alternativas
Evaluación de la alternativa seleccionada

El análisis y selección de alternativas consiste en determinar los costos de inversión y de operación de cada alternativa, en este caso, la planta de lodo activo convencional, versus la de aireación extendida. Luego, para tomar la decisión de cuál ejecutar, se debe calcular el VAC, y la que posea un menor valor actual de costo será la que se seleccione.

Siguiendo este procedimiento, se seleccionó la planta de Lodo Activo Modalidad Aireación Extendida, por poseer un menor VAC.

## **7.5 Cálculo de tarifa por concepto de tratamiento de agua.**

Según el Artículo 10° del Párrafo IV del Decreto 316, Reglamento de Prestación de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado, publicado el 17 de Enero de 1985, del precio y la medición del consumo:

"No existe gratuidad de servicios, salvo las establecidas en conformidad a la ley, y las otorgadas por los servicios particulares concedidos a sus usuarios sin distinción o discriminación alguna o a expensas del propio concesionario."

Luego, existirá una cobranza por el servicio prestado por la planta.

Se considerará, para efectos comparativos respecto al costo del "tratamiento" por

emisario submarino, la TIR utilizada por la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS) en la evaluación de sus proyectos, que es del 9,16%.

Por efectos legales, las empresas sanitarias deben presentar VAN igual a cero. Teniendo estos datos por antelación, es posible calcular una tarifa por el tratamiento de las aguas servidas.

La ecuación 7.1 se utilizará para determinar la tarifa  $T$ .

$$VAN = I_0 + O \& M \cdot (P/A, 9.16\%, 35) - T \cdot 24 \cdot 365 \cdot Q_j \cdot (P/A, 9.16\%, 35) \quad \text{Ec. 7.6}$$

Donde:

VAN: Valor Actual Neto, US\$.

$I_0$ : Costo de inversión al año 0, US\$.

$O\&M$ : Costos de operación y mantención, US\$/año.

$(P/A, i, j)$ : factor de conversión de serie anual a valor presente, para una tasa  $i$ , período  $j$ .

$T$ : Costo de tratamiento de aguas servidas, US\$/m<sup>3</sup>.

$Q_j$ : Caudal al final del año  $j=35$ , m<sup>3</sup>/h.

Para la planta de aireación extendida se presentaron los siguientes valores de  $I_0$  y  $O\&M$ .

Tabla 7.8

$I_0$	4315876,49	US\$
-------	------------	------

O&M	3530510,56	US\$/año
-----	------------	----------

Luego, para utilizar la ecuación 7.6 será necesario calcular el factor P/A, detallado en la siguiente tabla.

Tabla 7.9 Factor de conversión utilizados.

Factor	Valor
P/A, 9,16%, 35	10,409

Reemplazando en la ecuación 7.6 estos valores, se calcula la tarifa a cobrar a la comunidad por metro cúbico de agua dispuesta, la que corresponde a **0,22 US\$/m<sup>3</sup>** (103,4 \$/m<sup>3</sup>, valor del dólar utilizado: 1 US\$=\$470).

Cabe señalar que el costo de tratamiento que Esva S.A. está cobrando en las ciudades conectadas al “Colector de Aguas Servidas” es cercano a \$15/m<sup>3</sup> (Esva S.A., 1998). Por lo tanto, la tecnología aquí analizada conllevará a un aumento de un 380%, como mínimo.

Para la planta de lodo activo convencional es importante

De acuerdo al Artículo 4° del D.F.L. 70/1988, “la determinación de las fórmulas tarifarias, constituidas por las tarifas y sus mecanismos de indexación, se hará sobre la base de costos incrementales de desarrollo.

La SISS posee un modelo optimizado con el cual fijan sus tarifas, el que no fue posible revisar durante las visitas realizadas a Esva S.A. Luego, la cobranza antes calculada es sólo un valor “intuitivo” o “académico”.

## CAPÍTULO VIII Evaluación Social y Ambiental.

### 8.1 Evaluación Social.

La evaluación social constituye uno de aspectos formales más importantes en cualquier tipo de proyecto que tenga un impacto, directo o indirecto, sobre la sociedad. Entendiendo esta última como un conjunto de personas que conviven bajo ciertas reglas, no se puede dejar de lado de este concepto de sociedad al medio ambiente, por cuanto la “sociedad humana” convive con su medio, luego, cualquier incidencia sobre éste será de incumbencia de la comunidad.

Tal vez las preguntas que se debe hacerse un “evaluador social” son: ¿qué gana la sociedad con este proyecto?, ¿cómo cuantifico esas ganancias (o pérdidas)?.

Diversas metodologías han sido desarrolladas en este campo, unas más o menos subjetivas que otras. En esta sección se pretenderá evaluar de manera objetiva y subjetiva el proyecto de la instalación de una planta de tratamiento de aguas municipales en la comuna de Concón, tratando de hacer una evaluación paralela a la alternativa propuesta por Esva S.A.

#### 8.1.1 Identificación y Cuantificación de Beneficios y Costos.

##### Beneficios.

Se han identificado los siguientes beneficios por parte de ambas propuestas:

Tabla 0.1 Beneficios producidos por ambos proyectos.

---

Emisario Esva S.A.

Planta de tratamiento.

---

Bajo costo operativo y de inversión, lo que se reflejaría en la tarifa que el usuario tendrá que sustentar.

Recuperación de agua, con la cierta posibilidad de reutilizarla en actividades de regadío de plazas, áreas verdes, bosques, etc.

Sanear el borde costero, al disponer las aguas servidas, previo a un pretratamiento, 800 metros al interior del mar.

Sanear el borde costero, al disponer en el mar agua tratada, minimizando el impacto sobre la vida acuática.

Potencial uso de bio-sólidos en el campo de la agricultura, forestación, etc.

---

Para la realización de ambos proyectos es necesario una red de alcantarillado, la cual está presente, actualmente, sólo en algunos sectores de la comuna. Se ha visualizado, en diversas visitas a terreno, que los pobladores con fosas sépticas tienen grandes problemas “operativos” con sus cámaras, llegando, a veces, a situaciones realmente catastróficas. Luego, para ninguno de los dos proyectos el “saneamiento urbano” comunal será considerado como beneficio.

### **Costos.**

Existen costos de operación y mantención fácilmente cuantificables, por cuanto dependen de una cuestión técnica de cada proyecto. Además, se ha determinado un costo “ecológico”, que es lo que significaría para la comuna el vertido de sus aguas servidas al mar, siendo este último recurso explotado en casi todo aspecto (turístico, pesquero, etc.) por la comuna.

Tabla 0.2 Costos asociados por ambos sistemas de tratamiento propuestos.

---

Emisario Esva S.A.

Planta de tratamiento.

---

Costos de operación y mantención.	Costos de operación y mantención. Por antecedentes, serían mayores a los producidos por un sistema de emisario.
Deterioro del ecosistema marino, al vertir las aguas en éste se podría dañar un recurso explotado muy fuertemente por la comuna.	Costo asociado a la disposición final de biosólidos. La legislación exige ciertos parámetros a cumplir para la disposición de lodos deshidratados en vertederos tipo “Monofill”.
Costo de disposición de lodos provenientes de etapa de desbaste.	Costo de disposición de lodos provenientes de etapa de desbaste.

---

Una de las características de la alternativa correspondiente a la planta de tratamiento es la posible reutilización del agua para regadío. En los tiempos de sequía que se han vivido durante los últimos años, se ha hecho hincapié a los usuarios sobre el ahorro de agua. Sin embargo, en la comuna de Concón se detectó un grado de “incoherencia”, puesto que varias entidades, entre ellas la propia I. Municipalidad de Concón, realiza sus tareas de regadío con agua potable. Otra empresa con un alto consumo de agua potable por causa de obras de riego es el cementerio Parque del Mar.

Tabla 0.3 Consumos de agua potable para uso en regadío.

I. Municipalidad de Concón.	Cementerio Parque del Mar.
Consumo de agua (m <sup>3</sup> /mes)	8724,7 1777

Lo anterior no es otra cosa que la confirmación de que *“en Chile se riega el pasto del*

*jardín con agua potable, mientras que las lechugas se riegan con aguas servidas”.*

La alternativa del emisario no permite la utilización de sus aguas “tratadas”, mientras que las aguas provenientes de la planta de tratamiento sugerida en este estudio son de una calidad tal que pueden ser utilizadas en riego de áreas verdes, bosques, u otros cultivos en que el hombre no tenga que utilizar la materia regada directamente como alimento.

### **Sistemas de valoración social del proyecto.**

#### **a) Relación *Costo-Eficiencia* para proyectos de Alcantarillado con sistemas de tratamiento de aguas servidas.**

Para proyectos de alcantarillado existe el parámetro denominado *Costo-eficiencia*, que guarda relación entre los costos del tratamiento versus la cantidad de gente beneficiada por el proyecto (Mideplan, 1996).

$$\text{Costo - Eficiencia} = \frac{VPC}{P_5} \quad \text{Ec. 8.1}$$

Donde:

*VPC*: Valor presente de costos (VAC).

*P<sub>5</sub>*: número de personas beneficiadas al 5<sup>to</sup> año de operación del proyecto.

Para proyectos de alcantarillado más sistemas de tratamiento, el indicador *Costo-Eficiencia* deberá ser inferior a 576 dólares por beneficiario. Según la estimación

realizada en el capítulo II, al quinto año de operación de la planta (2005), la población comunal sería de aproximadamente 37000 habitantes. Considerando el VAC obtenido para la alternativa de aireación extendida, tenemos que dicho cociente es del orden de 205 US\$/hab. Si bien el presente proyecto no considera la instalación del alcantarillado, los fondos que en un principio se dispusieron para el programa de saneamiento de Concón son 17 millones de dólares, sólo para la planta de pretratamiento, por lo que el índice anterior será mucho menor del límite exigido por el Mideplan.

**b) Costo:Beneficio.**

Tal vez es el sistema de medición más difundido y popular para este tipo de evaluación. Consiste en determinar el cociente entre los costos del proyecto y los beneficios del mismo. Acá se vuelve a la problemática de la valoración monetaria de beneficios “invaluables”, tales como “saneamiento del litoral”, u otros señalados anteriormente. Los beneficios monetarios sólo consideran la posible venta de agua tratada, que es el residual más importante de ambos sistemas.

Tabla 0.4 Beneficios producidos por venta de agua residual tratada.

	Consumo agua regadío	Consumo estimado
	Año 1998 (m <sup>3</sup> /mes)	Año 2035 (m <sup>3</sup> /mes)
I. Municipalidad de Concón	8724	
Parque del Mar	1777	—
Campo deportivo de Tenis	1823	—

El valor del agua potable se muestra en la tabla 8.6

Tabla 0.5 Precio de facturación de agua potable y alcantarillado (IVA incluido).

		Período No Punta (1 Periodo abril 30 nov.)	Punta	(1 Periodo Punta	Sobreconsumo en período punta
Cargo Variable Agua Potable		\$ 252,15 /m <sup>3</sup>		\$247,91	\$ 672,14 /m <sup>3</sup>
Cargo Variable Alcantarillado	de	\$ 91,7 /m <sup>3</sup>		\$ 89,81 /m <sup>3</sup>	\$229,00 /m <sup>3</sup>

Si bien no se fijó una tarifa para la venta de aguas tratadas, queda de manifiesto que el único tratamiento capaz de lograr una relación costo:beneficio cercana a 1 es la alternativa de lodos activados.

## 8.2 Evaluación Ambiental.

Los impactos sobre el medio ambiente producidos por ambos sistemas se detallan en la tabla 8.7.

Tabla 0.7 Impactos sobre el medio ambiente de cada método de saneamiento.

Emisario Esva.	Planta de tratamiento.
Impacto sobre la flora y fauna marina en el punto mismo de descarga.	Con un buen manejo de los lodos proveniente de este sistema, el impacto sobre el medio ambiente es NULO.

---

Impacto microbiológico-sanitario en el punto de descarga.

---

Los emisarios submarinos son diseñados posterior a un estudio de corrientes del mar en la posible zona de descarga. Bajo el término “dilución inicial”, el estudio se realiza con el objetivo de determinar el potencial de dilución en dicho punto, para lograr que las corrientes que son descargadas hacia el mar sean diluidas rápidamente y asegurar que dichas descargas no logren llegar a la superficie marina, por tanto, no existiría riesgo que se “devolviera” el residuo a las playas, dependiendo de las corrientes predominantes ya estudiadas. Existen trabajos en que se señala que dicho factor “dilución inicial” no es suficiente para lograr determinar el poder de dilución del mar sobre las aguas servidas. Cabe señalar que las aguas servidas presentan una densidad menor que el agua de mar, por su menor concentración de sales, por lo que siempre este tipo de corrientes ascenderán hacia la superficie marina.

El que la dilución inicial no sea suficiente para evitar el regreso de las aguas vertidas presenta un riesgo económico-sanitario importante. En el caso fortuito que esto ocurriera, se verán afectados de manera inmediata los pescadores del sector; el turismo se vería en riesgo al no ofrecer a sus visitantes playas sanitariamente seguras. Se logró conocer la situación del emisario de Essbio S.A., ubicado en Penco, en donde se ha detectado, en algunas ocasiones, presencia de material de desecho en la zona de protección de litoral, por acción de los vientos predominantes del área, los que, al parecer, no son tomados en cuenta al momento de realizar dichos estudios.

La práctica de emisarios submarinos es utilizada también en países industrializados, como el caso de EE.UU. La gran diferencia radica en que, al existir un organismo regulador fuerte como la U.S. EPA, las exigencias de disposición de aguas al interior del mar son sustancialmente más exigentes que las chilenas. Merece comentario el hecho que en Los Angeles, California, la disposición en el mar es posterior a un tratamiento “primario avanzado”, donde se reducen las concentraciones de materia

orgánica y DBO<sub>5</sub>.

## **8.2.1 Utilización de aguas residuales en riego.**

### **Riego de zonas verdes.**

Las aguas residuales se usan ampliamente para el riego de zonas verdes del sector urbano, tales como canchas de golf y jardines (OMS, 1989). Por tanto, se necesita proteger al público de los riesgos sanitarios del contacto directo con pasto, arbustos, árboles y otros focos de contaminación. En países donde han sido adoptadas estas prácticas, se administra, además, de un tratamiento secundario convencional, un tratamiento terciario mediante filtración rápida en arena y cloración. En Ciudad de México, las aguas residuales sometidas a tratamiento secundario se emplean para regar los parques públicos y las zonas verdes a lo largo de las carreteras con un sistema de redes de tubería y camiones cisternas (OMS, 1989).

Como sustituto del agua fresca empleada en riego (o acuicultura), las aguas residuales desempeñan una importante función en la ordenación de los recursos hídricos. Puesto que el aprovechamiento de aguas residuales libera diversas fuentes de agua fresca para beber y para otros usos prioritarios, contribuye a la conservación del agua y tiene ciertas ventajas económicas.

Los estudios efectuados en muchos países han demostrado que, con manejo apropiado, es posible incrementar el rendimiento de los cultivos regándolos con aguas residuales en estado bruto o con efluentes sometidos a tratamiento primario y secundario (OMS, 1989). Puesto que las aguas servidas presentan niveles de nitrógeno y fósforo, el riego con este tipo de agua permite prescindir de fertilizantes de suelo.

Los únicos costos de tratamiento de aguas residuales que podrían imputarse razonablemente a un proyecto de aprovechamiento son los de cualquier tratamiento que no se habría necesitado para fines de control de la contaminación (OMS, 1989). Como es sabido, las metas del actual gobierno en el ámbito sanitario son la instalación de

sistemas de alcantarillado en 100% del país, y tratar el 75% de las aguas servidas. Según el criterio de la OMS, cualquier sistema de tratamiento de aguas bien concebido no reporta, en concepto, costos.

Un problema que puede crear a la larga el riego con aguas residuales es la acumulación de materiales tóxicos o de salinidad en el suelo. A medida que la capa no saturada retira los contaminantes químicos, sobre todo los metales pesados, su concentración en el suelo aumentará en el tiempo y, después de muchos años de riego, los cultivos pueden absorber los tóxicos en concentraciones significativas para el hombre. La salinización del suelo es común en las regiones áridas donde el agua de riego es salina y el riego con aguas residuales salinas podría tener el mismo resultado a largo plazo.

Según la OMS, las aguas residuales de los servicios municipales son un recurso valioso que debería emplearse siempre que fuera posible con las debidas medidas de protección sanitarias. Las ventajas de tal uso incluyen la consiguiente reducción de la contaminación ambiental así como el incremento de la producción agrícola. Donde sea posible el aprovechamiento de aguas residuales en agricultura debe ser el método preferido de evacuación de aguas residuales y debe ser parte integrante de la planificación del empleo de los recursos hídricos.

Al aprovechar las aguas residuales, se puede proteger la salud con un conjunto integrado de medidas, tales como tratamiento y técnicas apropiadas de utilización de las mismas, restricción de cultivos y control de la exposición humana.

Con mejor información epidemiológica y mejor comprensión se pueden adoptar normas más racionales para la calidad microbiológica.

Al seleccionar técnicas de tratamiento de aguas residuales para planes de aprovechamiento, la consideración primordial debe ser su capacidad de eliminación de microorganismos.

Tabla 8.8 Directrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura.

Categoría	Condiciones de aprovechamiento	de Grupo expuesto	Coliformes fecales	Tratamiento de aguas residuales necesario para lograr la calidad microbiológica exigida
A	Riego de cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos de deportes, parques públicos.	Trabajadores, consumidores públicos.	<1000	Serie de estanques de estabilización que permiten lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento equivalente.
B	Riego de cultivo de cereales industriales y forrajeros, praderas y árboles.	Trabajadores	No se recomienda ninguna norma.	Retención en estanques de estabilización por 8 a 10 días equivalentes de helmintos y coliformes fecales.
C	Riego localizado de cultivos en la categoría B cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos.	Ninguno	No es aplicable	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego por no menos que sedimentación primaria.

La tabla 8.8 indica la posibilidad de reutilizar las aguas servidas, opción posible sólo con un sistema de tratamiento propuesto en este trabajo. ESVAL S.A., en una actitud de resguardo del patrimonio regional, como lo es el agua, debiera considerar su reuso, evitando así el uso de agua potable en sistemas de regadío, sobre todo en los tiempos actuales donde el agua es un bien escaso.



## CAPÍTULO IX Conclusiones y Discusiones

Los objetivos que se plantearon en el inicio de este proyecto fueron plenamente logrados, puesto que se logró encontrar una alternativa de tratamiento de aguas servidas para la comuna de Concón que permitiera a esta comunidad, disponer de sus aguas servidas de manera segura.

De las dos alternativas seleccionadas para realizar este estudio se encontró que la planta de lodo activo modalidad aireación extendida presenta una menor Inversión y menor VAC que la planta de lodo activo convencional. Esto se debe a que a pesar de tener un estanque de aireación significativamente mayor, la planta de lodo activo modalidad aireación extendida no posee la etapa de sedimentación primaria ni la de digestión de lodo. El costo que aportan estos equipos es mucho mayor que el que aporta un estanque de aireación de mayor volumen.

Por lo tanto se puede concluir que para poblaciones de 50.000 habitantes la alternativa de lodo activo modalidad aireación extendida es más conveniente que un lodo activo convencional.

Es lamentable darse cuenta que en la política de ESVAL SA no se encuentra una instancia en donde se analicen varias alternativas para tratar una agua servida de la zona costera, de manera de dar mejor solución al problema de disposición estas aguas. En este estudio no solo se demuestra que la alternativa planteada es mejor, en términos económicos, sino que también se demuestra que es la mejor solución al problema debido a que se trata de una planta que realiza un tratamiento integral del agua, que permite obtener un agua con una calidad tal que puede ser usada para regadío, lo que indica que la inversión puede tener más beneficios sociales que el solo saneamiento del litoral de Concón.

### *Aspectos técnicos*

Cuando uno se sumerge en el tema de tratamiento de aguas servidas se encuentra con

que para todas las etapas del tratamiento existen algunos parámetros de diseño que permiten obtener dimensiones de los equipos. En la medida que se pudo los diseños no fueron tan empíricos, especialmente en las etapas de estanque de aireación, digestor anaerobio y sedimentador secundario (Planta de todo activo modalidad aireación extendida).

En este proyecto fue posible modelar la cinética de los microorganismos encargados de la remoción de la materia orgánica en el estanque de aireación, obteniéndose resultados satisfactorios al verificar aquellos parámetros de diseño empíricos encontrados en la bibliografía.

Al contar con un lodo proveniente de una planta de lodo activo, modalidad aireación extendida, fue posible diseñar el sedimentador secundario de la planta de este tipo propuesta. Este diseño se pudo realizar gracias a un ensayo de sedimentabilidad por lotes. A través de este método se obtuvieron resultados similares a los que se obtiene al diseñar este equipo con parámetros empíricos, sin embargo al constar con datos experimentales se asegura que el equipo no se encuentre sobredimensionado o subdimensionado.

La gran dificultad en la Evaluación Económica de las plantas propuestas es que la mayoría los costos están asociados a obras civiles, que son difíciles de estimar con precisión. De esto se puede desprender que para un diseño más fino de las alternativas aquí estudiadas es necesario constar con la ayuda de un Ingeniero en Construcción Civil que se puede encargar de estos aspectos con más certeza. Por lo que sería interesante realizar este tipo de bajo en conjunto con un alumno memorista de la carrera de Construcción Civil.

## **Bibliografía**

### **Capítulo I**

CONAMA. 1996. Estudio de Impacto Ambiental de las descargas de aguas servidas Industriales y otras en la cuenca del río Aconcagua.

CONAMA. 1998. Anteproyecto de norma para la regulación de contaminantes

asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas superficiales.

Contacto personal con Sr. Daniel Molina, Inspector de Obra de la I. Municipalidad de Concón.

ESVAL S.A, 1997. Actualización de Catastro Nacional de Descarga de Residuos Industriales Líquidos. Superintendencia de Servicio Sanitario.

Gaete, G, Espinosa, C, Varela, C.1997. Diagnóstico territorial de la comuna de Concón.

## **Capítulo II**

Contacto personal con Sr. Daniel Molina, Inspector de Obra de la I. Municipalidad de Concón.

Contacto personal con Sr. Patricio Oportus, funcionario MIDEPLAN V Región.

ESVAL S.A, 1998. Informe de descargas de aguas servidas en Concón.

Metcalf & Eddy. 1995. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutilización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.

Water Environmental Federation, 1992. Vol I. Manual of Practice N°8, 825 pp. Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.

## **Capítulo III**

Becerra, E. y O. Bianchi. 1979. Situación actual de las plantas de tratamiento de aguas servidas en Chile. En: E. Becerra (editor), 2° Congreso de Ingeniería Sanitaria. Santiago: multicopias EMOS.

Castillo, G., Ortega, A. Noviembre 1985. Caracterización sanitaria de lodos de agua servidas. 6° Congreso Chileno de ingeniería sanitaria y ambiental.

Collado, Raúl. 1999. En: Curso “Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales”, Cátedra Unesco de Ingeniería Ambiental. Valparaíso. Chile.

Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. 1993. Tratamiento.

ESVAL S.A. 1998. Comunicación Personal con don Carlos Ordenes M.

Martin, e. J. y Martin, E.T. 1991. Technologies for small water and wastewater systems. 366 pp. New York: Van Nostrand Reinhold.

Metcalf & Eddy. 1972. Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal.,782

pp. USA: McGraw Hill, Inc.

Metcalf & Eddy. 1985. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutilización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.

Metcalf & Eddy. 1995. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutilización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.

Sundstrom, D., H. Klei. 1979. Wastewater Treatment, Primera edición, 444 pp. New Jersey: Prentise - Hall.

U.S EPA. 1979 Procees Desing Manual: Sludge treatment and disposal. EPA/625/1-87/014G. 345 pp. Center for Environmental Research Information, Cincinnati, Ohio.

U.S EPA. 1987. Desing Manual: Dewatering Municipal Wastewater Sludge. EPA/625/1-87/014. 193 pp. Office of Research and Development. Washington D.C.

U.S EPA. 1989. Desing Manual: Fine pore Aeration Systems EPA/625/1-89/023. 305 pp.Center for Environmental Research Information. Cincinnati, Ohio.

U.S. EPA. 1978a. Proces Desing Manual: Municipal Sludge Landfills EPA/625/1/010. 147 pp. Cincinnati, OH.

U.S. EPA. 1995. Process Desing Manual: Surface Disposal of Sewage Sludge and Domestic Septage EPA/625/R-95/002. 275 pp. Washington D.C.

Water Enviromental Federation, 1992. Vol I. Manual of Pratices N°8, 825 pp. Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.

Water Pollution Control Federation, 1986. Manual of Practice FD-10. Wastewater Desinfections. pp 5-12. Virginia: Water Pollution Control Federation.

Water Pollution Control Federation. 1991.Activated Sludge.

#### **Capítulo IV**

Fitzpatrick, J. "Sludge Processing by Anaerobic Digestion and Superheated Steam Drying". Water Research, 32 (1998): 2897 – 2902.

Henz, M., et al. "Activated Sludge Model No. 2D, ASM2D". Water Science and Technology, 39 (1999): 165 – 182.

Kern, D.1971. Process Heat Transfer. 805 pp. McGraw-Hill Kigakusha.

Metcalf & Eddy. 1995. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutilización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.

Rankin, R.S. 1956. High-Rate Filters on Biofiltration Type and their application to

- biologic treatment of sewage. En: Biological Treatment of Sewage and Industrial Wastes. Volume I Aerobic oxidation . McCabe, J., W.W. Eckenfelder, Jr. pág. 304 – 323. (libro: 393 pp.). Reinhold Publishing Corporation. New York. U.S.A.
- Sedory, P. y M. Stentrom. “Dinamic Prediction of Wastewater Aeration Basin Temperature”. Journal of Environmental Engineering, 121 (1995): 609-618.
- Smith Van Ness. 1980 Termodinámica para Ingeniería Química. McGraw-Hill.
- Sundstrom, D., H. Klei. 1979 . Wastewater Treatment, Primera edición, 444 pp. New Jersey: Prentise - Hall.
- Trejero, I. 1998. Curso "Manejo Integral y tratamiento de residuos urbanos líquidos y sólidos", Cátedra UNESCO de Ingeniería Ambiental. Valparaíso, Chile.
- U.S EPA. 1987. Desing Manual: Dewatering Municipal Wastewater Sludge. EPA/625/1-87/014. 193 pp. Office of Research and Development. Washington D.C.
- Water Enviromental Federation, 1992. Vol I. Manual of Pratrice N°8, 825 pp. Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.
- Water Enviromental Federation, 1992. Vol II. Manual of practice N°8, 1541 pp Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.

## **Capítulo V**

- Metcalf & Eddy. 1995. Ingenieria de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutiización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.
- Water Enviromental Federation, 1992. Vol I. Manual of Pratrice N°8, 825 pp. Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.
- Water Enviromental Federation, 1992. Vol II. Manual of practice N°8, 1541 pp Book Press, Inc., Brattleboro, Vermont.
- Pankratz, J. 1988. Screening Equipments.
- Esparza, M. 1998, Diseño de Vertedero para Lodos Biológicos. Memoria para la obtención del título de Constructor Civil, Universidad Católica de Valparaíso, Chile.
- Metcaf & Eddy. 1972. Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal.,782 pp. USA: McGraw Hill, Inc.
- U.S EPA. 1987. Desing Manual: Dewatering Municipal Wastewater Sludge. EPA/625/1-87/014. 193 pp. Office of Research and Development. Washington D.C.
- Collado, Raúl. 1999. En: Curso “Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas

- Residuales”, Cátedra Unesco de Ingeniería Ambiental. Valparaíso. Chile.
- Water Pollution Control Federation. 1988. Aeration and Wastewater Treatment Process. Manual of Practice FD-13. Lancaster Press: Washington D.C.
- Marsili – Libelli, 1989.
- U.S EPA. 1989. Desing Manual: Fine pore Aeration Systems EPA/625/1-89/023. 305 pp.Center for Environmental Research Information. Cincinnati, Ohio.
- Negulescu. 1985.
- W.E.F., 1988.
- Hermanowicz, S. “Secondary clarification of activated sludge: development of operating diagrams”. Water Enviroment Research, 70 (1998): 10 – 13.
- Perry, R.H. y C.H. Chilton. 1973. Chemical Engineering Handbook. 5<sup>TH</sup> edition. Section 19, p. 49. N. York: Mc Graw-Hill Book Co.
- ESVAL.S.A. 1998. Comunicación Personal con don Carlos Ordenes M.
- Witzgall, R, Volpe, G, Haug, H, Lawson, W, Kido, W. “Digester Evaluation”. Water Environment & Technology, Mayo 1998: 59-65.
- Metcalf & Eddy. 1985. Ingenieria de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutiización. Tercera edición, 1485 pp: McGraw-Hill, Inc.
- U.S. EPA. 1986.
- Water Pollution Control Federation, 1986. Manual of Practice FD-10. Wastewater Desinfections. pp 5-12. Virginia: Water Pollution Control Federation.
- Metcalf & Eddy. 1996. Ingenieria de aguas residuales. Redes de alcantarillado y bombeo. Tercera edición, pp: McGraw-Hill, Inc.
- Kern, D.1974. Process Heat Transfer. 805 pp. McGraw-Hill Kigakusha.

## **Capítulo VI**

Vilbrandt, F. C. and C.E. Dryden. 1959. Chemical Engineering Plant design. IV edición, New York. McGraw-Hill Book Co.

## **Capítulo VII**

Cotización barredora *EIMCO*.

Cotización bombas *Tecfluid. S.A.*

Cotización filtro prensa y difusores *Nahuelco S.A.*

Cotización instrumentación *Ambiente y Tecnología S.A.*

Cotización instrumentación *Dilaco S.A.*

ESVAL S.A Departamento Medio Ambiente.

MIDEPLAN. 1991. Preparación y presentación de proyectos de inversión.

MIDEPLAN. Seminario de Capacitación en formulación, preparación y evaluación de proyecto.

ESVAL S.A. 1998. Comunicación personal con don Carlos Ordenes M.

ONDAC, 1998. Manual del Constructor Civil.

Zomosa, A. 1983. Manual de Proyecto de Ingeniería Química. Capítulo 9, p.279.

Santiago: Universidad de Chile.

### **Capítulo VIII**

Grupo Científico de la OMS. 1989. Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura., pp.90., España, Organización Mundial de la Salud.

Huang, H, Proni, J, Tsai, J. 1994. Probabilistic approach to initial dilution of ocean outfalls. *Water Environment Research*. **66**. 787-793.

ILPES. Preparación y Evaluación de Proyectos de desarrollo local. (versión preliminar), pp. 124. Cepal, Santiago, Dirección de proyectos y programación de inversión.

Ministerio de Planificación y Cooperación, Mideplan. 1996. Procedimiento y formularios para el sistema de estadísticas básicas de inversión SEBI. Sección: Precios sociales para la evaluación de proyectos.

Sanin H. 1995. Dirección en proyecto y programación de inversión. Guía metodológica para la preparación y evaluación en proyectos de inversión social, pp. 172. Instituto Latinoamericano y del Caribe de planificación económica y social ILPES.