0
F.331.9
C11
C.Rival.
V
Final 1
Etapa I
32560

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DE CHUBUT

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel Belgrano

COMODORO RIVADAVIA

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

ANTEPROYECTO PRELIMINAR

INFORME FINAL

ETAPA I

TOMO I

ING. CARLOS S. CARRIQUE (h)

I N D I C E

Página

Parámetros de diseño 1

1 - PLANTA OESTE

1.1 Planteo de Alternativas (Memoria Descriptiva) 3

1.1.1 ALTERNATIVA I : LAGUNAS AIREADAS 4

1.1.2 ALTERNATIVA II: BARROS ACTIVADOS EN AERACION EXTENDIDA 8

1.1.3 ALTERNATIVA III: BARROS ACTIVADOS CONVENCIONAL 10

1.2 Predimensionamiento hidráulico-sanitario de las unidades del sistema en cada Alternativa (Parámetros de diseño para cada Etapa) 13

1.2.1 Estación Elevadora en la Ciudad 14

1.2.2 ALTERNATIVA I: Lagunas Aireadas 19

1.2.2.1 Lagunas 20

1.2.2.2 Equipos Aireadores 24

1.2.2.3 Barros acumulados 29

1.2.2.4 Desinfección final 33

1.2.2.5 Bombeo efluente tratado 34

1.2.2.6 Perfil hidráulico 38

1.2.3 ALTERNATIVA II: Aeración Extendida 40

1.2.3.1 Desarenadores 40

1.2.3.2 Celdas Aireadas 42

1.2.3.3 Barros excedentes 44

1.2.3.4 Equipos Aireadores 50

./.

1.2.3.5 Sedimentadores Secundarios . . . 53
1.2.3.6 Concentrador de Barros 58
1.2.3.7 Desinfección final 59
1.2.3.8 Bombeo efluente tratado 59
1.2.3.9 Perfil hidráulico 60

1.2.4 ALTERNATIVA III: Barros Activados Convencional 62
1.2.4.1 Desarenadores 62
1.2.4.2 Sedimentadores Primarios 62
1.2.4.3 Cámaras de Aeración 64
1.2.4.4 Equipos Aireadores 65
1.2.4.5 Sedimentadores Secundarios . . 67
1.2.4.6 Barros excedentes 69
1.2.4.7 Concentrador de Barros 71
1.2.4.8 Digestión Aeróbica 72
1.2.4.9 Playas de Secado 75
1.2.4.10 Desinfección Final 76
1.2.4.11 Bombeo Efluente tratado 76
1.2.4.12 Perfil hidráulico 77

2 - PLANTA SUR

2.1 Estaciones Elevadoras N° 1 y N° 2 . . . 79

2.2 Parámetros de Diseño 87

2.3 Predimensionamiento hidráulico-sanitario 88
2.3.1 Generalidades 88

2.3.2 ALTERNATIVA I: LECHOS PERCOLADORES 88
2.3.2.1 Desarenadores 90
2.3.2.2 Sedimentadores Primarios 93
2.3.2.3 Lechos Percoladores 96

./.

2.3.2.4 Sedimentadores Secundarios 100
2.3.2.5 Concentradores de Barro 102
2.3.2.6 Digestores Anaeróbicos 103
2.3.2.7 Deshidratación de Barro 113
2.3.2.8 Cámara de Cloración 115
2.3.2.9 Estación Elevadora para Recirculación 116
2.3.2.10 Estación Elevadora efluente tratado 116
2.3.2.11 Perfil hidráulico 119

2.3.3 ALTERNATIVA II: SISTEMA DE BARRO ACTIVADO CONVENCIONAL 125
2.3.3.1 Desarenadores 126
2.3.3.2 Sedimentadores Primarios 127
2.3.3.3 Pozo de Bombeo Barros Primarios . . . 127
2.3.3.4 Cámaras de Aeración 127
2.3.3.5 Recirculación de Barro 131
2.3.3.6 Sedimentadores Secundarios 132
2.3.3.7 Producción de Barro excedente 134
2.3.3.8 Concentradores de Barro 136
2.3.3.9 Digestión Aeróbica 138
2.3.3.10 Potencia de los equipos en Cámara de Aeración 141
2.3.3.11 Deshidratación de barro 142
2.3.3.12 Cloración y Estación Elevadora desagüe tratado 143
2.3.3.13 Pozo de bombeo recirculación de barro 143
2.3.3.14 Perfil Hidráulico 144

2.3.4 ALTERNATIVA III: AERACION EXTENDIDA 150
2.3.4.1 Desarenadores 151
2.3.4.2 Celdas Aireadas 152
2.3.4.3 Sedimentadores Secundarios 154
2.3.4.4 Barros excedentes 158
2.3.4.5 Equipos Aireadores 161

./.

2.3.4.6 Concentradores de Barro 164
2.3.4.7 Deshidratación del Barro 165
2.3.4.8 Digestión 165
2.3.4.9 Cloración y Estación Elevadora de desagüe tratado 165
2.3.4.10 Pozo de bombeo para recirculación de barro 165
2.3.4.11 Perfil Hidráulico 166

3 - DISPOSICION POR RIEGO

3.1 Superficie a regar 171
3.1.1 Determinación de la dotación de riego 171
3.1.2 Cálculo de la superficie regable 176

3.2 Selección de especies forestales 178

4 - PRESUPUESTO

4.1 Planta Oeste 196
4.1.1 Planta de Tratamiento 196
4.1.2 Estaciones Elevadoras 206

4.2 Planta Sur 208
4.2.1 Planta de Tratamiento 208
4.2.2 Estación Elevadora N° 2 y Cañería de Impulsión a Planta Sur 221
4.2.3 Cañería de Impulsión Efluente Tratado . . . 222

5 - EVALUACION ECONOMICA PARA LA SELECCION DE ALTERNATIVAS

5.1 Generalidades 223
5.2 Planta Oeste - Inversiones y Gastos Anuales . . 228
5.3 Planta Sur - Inversiones y Gastos Anuales . . . 239

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

PLANTAS DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES PARA COMODORO RIVADAVIA

ANTEPROYECTO PRELIMINAR

PLANTAS ZONA SUR

INFORME FINAL

Para el Anteproyecto de las Plantas depuradoras y comparación de las diferentes alternativas, se parte de la base de los parámetros definidos en el Informe Parcial N° 3 y que se indican a continuación:

Población Ciudad de Comodoro Rivadavia (Zona Sur):

AÑO 2002 = 114.634 habitantes

AÑO 2017 = 136.932 habitantes

El desagüe cloacal de la ciudad de Comodoro Rivadavia (Zona Sur) será depurado en dos Plantas de Tratamiento, una ubicada al sur y la otra al oeste, lo cual se indica en el Plano N° 8 . Las poblaciones servidas para cada una de ellas son las siguientes:

PLANTA OESTE

AÑO 2002 = 21.760 habitantes

AÑO 2017 = 29.700 habitantes

./.

PLANTA SUR

AÑO 2002 = 92.374 habitantes

AÑO 2017 = 107.232 habitantes

Las dotaciones de agua potable fijadas en el Informe N° 3 para el cálculo de las Plantas son:

AÑO 2002 = 385 l/hab.día

AÑO 2017 = 420 l/hab.día

./.

1.- PLANTA OESTE

1.1 PLANTEO DE ALTERNATIVAS.

La selección de las posibles alternativas de tratamiento se realizó sobre la base de lograr:

. Un efluente compatible con las condiciones establecidas en el INFORME PARCIAL N° 2.

. Un sistema de tratamiento totalmente aeróbico, toda vez que la Planta se ubica al oeste de la población (dirección de ingreso en el área de los vientos dominantes).

. Plantas de fácil operación, funcionamiento "tranquilo" y reconocida eficiencia.

. Sistemas de tratamiento que se adapten a las condiciones climáticas del lugar.

. Sistemas con componentes y equipamiento de fabricación nacional cuya adquisición pueda realizarse en condiciones de competencia entre varios proveedores locales.

. Plantas que pudieran ampliarse modularmente.

De acuerdo a estas pautas y en base a bibliografía y a nuestra propia experiencia en el tema, se seleccionaron para la "Planta Oeste" tres sistemas:

ALTERNATIVA I : LAGUNAS AIREADAS
ALTERNATIVA II: BARROS ACTIVADOS EN AERACION EXTENDIDA
ALTERNATIVA III: BARROS ACTIVADOS "CONVENCIONAL"

Se plantean así tres posibilidades cuya implementación mecánica crece en el orden indicado, mientras disminuyen las áreas ocupadas. Las tres son equivalentes en cuanto a las pautas enunciadas anteriormente, si bien los requerimientos de atención y operación del sistema aumentan de la ALTERNATIVA I a la III.

./.

Por supuesto loa sistemas propuestos admiten numerosas subvariantes, sobre todo en lo que concierne a la disposición de las unidades, pero las mismas no resultan relevantes a los fines de la evaluación técnica y comparación económica de las alternativas.

A continuación se describe cada una de las Alternativas, para posteriormente pasar al dimensionado hidráulico-sanitario.

1.1.1 ALTERNATIVA I : LAGUNAS AIREADAS.

Con excepción de las Lagunas de Estabilización -descartadas para la "Planta Oeste" por el espacio requerido- son las Lagunas Aireadas uno de los sistemas más sencillos y seguros para tratar efluentes cloacales.

La simplicidad del equipamiento electromecánico requerido y la gran capacidad para absorber variaciones en caudal y calidad las hacen uno de los sistemas más utilizados y experimentados -en el país y en el exterior- tanto para tratar efluentes sanitarios como industriales.

El mayor inconveniente que presentan es la reducción de eficiencia en baja temperatura, pero un diseño adecuado que contemple esa circunstancia obvia todo inconveniente en ese sentido.

El sistema previsto en esta variante incluirá un sistema de bombeo ubicado en un predio alambrado en la intersección de las Avenidas Congreso, Kennedy y Chile. Es decir en un punto en el que puede recibir la colectora que corre por la Av. Lisandro de la Torre, tomando los desagües de los barrios sin servicios de cloacas ubicados al oeste de la Ciudad -incluídas las 1.311 viviendas FONAVI- y el grupo de 1.140, también del FONAVI, ubicado sobre la Av. Chile.

La Estación de Bombeo -como se indica más adelante- fue diseñada para el Caudal de Segunda Etapa (AÑO 2017) en cuanto a capacidad

./.

y diámetro de la conducción, ya que el incremento del 50% con respecto al AÑO 2002 no justifica la realización de otra conducción paralela. Se reserva el espacio para los equipos de bombeo suplementarios.

La altura de bombeo relativamente baja permite utilizar electrobombas de motor sumergido de gran superficie de paso libre en el impulsor y fácil y rápido desmontaje. Se logra asimismo una importante reducción en la superficie de terreno requerida y no se necesita un local de cerramiento. La instalación contará con un sistema de rejas medianas (25 mm de separación libre), con el fin de preservar los equipos de bombeo, las que por sus características y el caudal a tratar serán de limpieza manual. El sistema de bombeo contará con un sistema anti-golpe de ariete.

La traza de la conducción hasta el sector destinado a la Planta sigue el mismo camino previsto por la Municipalidad, que es por otra parte el más corto y lógico (Ver Plano N° 8).

La conducción ingresará al llegar a la Planta en una Cámara de Carga que hará las veces de Partidora.

No se ha previsto en esta Alternativa Desarenadores, ya que la incidencia del aporte de arena en la reducción de volumen de las unidades es muy baja, y el material será removido periódicamente junto con los barros acumulados.

Se ha previsto un sistema de dos líneas paralelas e iguales de dos Lagunas en serie cada una.

Cámaras partidoras y vertederos proporcionales permitirán trabajar en serie o en paralelo, y sacar de servicio alguna unidad si la circunstancia lo requiriese. En la misma forma se preverán las facilidades para que el líquido ingrese por la cabecera y/u otras entradas laterales.

Como el volumen diario a tratar es para el horizonte de proyecto un 50% mayor que el previsto para la Primera Etapa, la ampliación para ese momento consistiría simplemente en el agregado de un módulo adicional, paralelo e idéntico a los existentes.

./.

Las Lagunas se diferenciarán para funcionamiento normal, en unidades de Primera y Segunda Etapa de tratamiento.

Las primeras serán de tipo aeróbico, es decir con oxígeno disuelto disponible en toda la masa líquida. El requerimiento de potencia para esa condición hace que un alto porcentaje de los sólidos contenidos en el líquido crudo y conformados biológicamente se mantenga en suspensión y pase a las Lagunas de Segunda Etapa. Estas serán del tipo Aireadas Facultativas, es decir con una capa inferior en la que predominan las condiciones anaeróbicas -cubierta por la capa superior netamente aeróbica- y en la que los sólidos decantados siguen un largo y lento proceso de estabilización: gasificación, licuación y parcial "mineralización" de la materia orgánica.

La forma rectangular y la ubicación de los equipos aireadores en la zona de ingreso permitirá una adecuada decantación y clarificación del efluente en el sector de salida.

Los barros acumulados en el fondo de las Lagunas, fundamentalmente en las de Segunda Etapa, se extraerán mediante bombas portátiles de motor sumergido, para barros, sustentadas desde una unidad flotante. De acuerdo a los cálculos realizados más adelante, la tarea se llevará a cabo cada cuatro meses, y el material extraído se dispondrá en lagunas de deshidratación de escasa profundidad (0,40 m) donde contarán prácticamente con 8 meses y vientos medios de 30 km/h para adquirir una característica tal que resulten manejables con una pequeña pala frontal. Se trata de material que por sus características resultará ideal para mejorar los suelos a forestar faltos, en el área, de suficiente materia orgánica.

El efluente tratado pasará por una unidad de desinfección final en la que, por la ubicación próxima a zonas pobladas y el tamaño de la Planta, se utilizará como agente activo el hipoclorito de sodio.

./.

El líquido tratado será bombeado desde una Estación Elevadora equipada con electrobombas de eje horizontal hasta el lugar previsto por el Municipio local para la Cisterna de Acumulación y Carga para riego. El líquido sobrante o no utilizado para ese fin correrá por canal hasta el Arroyo La Mata (Ver Plano N° 8).

Sin perjuicio del resultado de la comparación técnico-económica de alternativas, efectuada más adelante, se mencionan a continuación las ventajas de tipo operativo que presenta esta Alternativa.

La explotación del sistema utiliza un mínimo de personal, el que además no se requiere sea de alta calificación. El personal de la Planta estará limitado a un encargado y algunos operarios destinados a tareas de campo: limpieza, conservación de taludes, riego de las especies arbóreas y arbustivas previstas y a una mínima y discontinua tarea de movimiento de barros, la que se ejecutará con un pequeño equipo de maquinaria para movimiento de suelos. Por supuesto a esto se agrega la tarea de supervisión y control del sistema por parte del encargado.

Con respecto al problema de olores, cabe consignar que el único lugar en el que podrán producirse es en el sector de barros -el resto es netamente aeróbico- razón por la cual las lagunas de deshidratación tendrán una conformación "alargada" con el fin de poder rociar sobre el material, desde la costa, lechadas de cal o desodorantes industriales si se presentaran problemas. Por otra parte toda la Planta estará rodeada con una espesa barrera arbórea, la que limitará cualquier propagación de olores circunstancial.

./.

1.1.2 ALTERNATIVA II: BARROS ACTIVADOS EN AERACION EXTENDIDA.

Se trata de una de las variantes del proceso de "Barros Activados" más difundida y utilizada en el tratamiento de desagües cloacales. Presenta claras ventajas con respecto al sistema convencional de "Barros Activados" en lo que concierne a seguridad de operación, régimen de funcionamiento "tranquilo" y nivel de equipamiento.

El sistema no incluye ni sedimentación primaria ni digestión separada de barros, pues el grado de estabilización logrado en el largo período de aeración permite disponer los barros excedentes sin mayores inconvenientes. En forma particular para esta Alternativa se ha pensado en utilizar dichos barros, una vez concentrados, en rellenos sanitarios. El retiro de los mismos se practicaría con camión regador.

El sistema incluirá la Estación Elevadora y conducción de impulsión ya descriptas en la Alternativa anterior.

Por las características de la Planta se ha previsto en este caso un Desarenador gravimétrico, de doble pista con "by-pass", que se ampliará en la Segunda Etapa con otro módulo más. Las unidades irán equipadas con un sistema de extracción mecánico de arena, la que se descargará en contenedores.

Se han previsto dos líneas de tratamiento iguales y paralelas ampliables con un módulo igual (x 1,5) al llegar al caudal de diseño para el horizonte de proyecto (AÑO 2017).

Las Celdas de Aeración tendrán la conformación de una Laguna Aireada, revestidas con un recubrimiento de hormigón simple. Ello permite reducir fuertemente los costos con respecto a la ejecución convencional en hormigón armado estructural.

./.

Los cuatro equipos aireadores mecánicos con que contará cada Celda serán del tipo "baja velocidad". Irán montados sobre pasarelas de hormigón armado. El costo de estas estructuras se justifica plenamente desde el punto de vista de seguridad del sistema.

La experiencia indica que los equipos flotantes no reciben una atención adecuada y terminan fuera de servicio por falta de un mantenimiento preventivo. Cabe destacar, en ese sentido, que en las Lagunas Aireadas de Puerto Madryn, donde no se previó pasarelas, se están ejecutando actualmente debido a los inconvenientes mencionados.

El líquido mezcla pasará por gravedad a los Sedimentadores Secundarios con el fin de ser clarificado y recircular los barros biológicos al sistema.

Los cuatro Sedimentadores serán de planta circular y contarán con equipo de barrido mecánico de fondo y superficial.

Los barros se recircularán desde una Estación de Bombeo equipada con tres electrobombas para barros, de motor sumergido (50% de reserva).

Una derivación de la impulsión a la cámara de aforo de Barros recirculados, permitirá retirar los barros "excedentes" con destino a uno de dos Concentradores. Estas unidades, dotadas de equipos de espesamiento y barrido mecánico, serán elevadas, de modo de descargar los barros por gravedad en el camión cisterna.

Como en el caso anterior, el efluente tratado será desinfectado en una unidad de cloración mediante hipoclorito de sodio, para pasar luego a la Estación de Bombeo equipada con electrobombas de eje horizontal y un sistema anti-golpe de ariete, que elevará el líquido hasta la Cisterna y Cámara de Carga para riego. Estas unidades del sistema serán idénticas a las previstas para la Alternativa I.

./.

Una Planta de Aeración Extendida es más susceptible a trastornos en el proceso biológico por cargas hidráulicas y orgánicas bruscas que un sistema de Lagunas Aireadas, pero a su vez es, en ese sentido, más estable que una Planta de Barros Activados Convencional.

En la misma forma, el sistema de Aeración Extendida requiere una operación en el manejo de barros más intensiva que en el caso de Lagunas Aireadas, pero en cierta forma más sencilla que en el Tratamiento Convencional donde se han previsto digestión aeróbica de barros y playas de secado como unidades adicionales.

Las Plantas de Aeración Extendida se caracterizan por la total ausencia de olores. No obstante se ha previsto dosificar hipoclorito de sodio en los Concentradores de Barros, único lugar donde podrían producirse en determinadas condiciones emanaciones ofensivas.

Como en el caso anterior, todo el predio será rodeado por una espesa barrera arbórea y arbustiva regada con el líquido tratado y abonada con los barros excedentes.

1.1.3 ALTERNATIVA III: BARROS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

Si bien este sistema no presenta las ventajas de los dos precedentes, constituye un método tradicional, efectivo y comprobado para depurar líquidos cloacales. Fue incluído entre las alternativas para verificar si de la comparación técnico-económica surgía alguna razón de peso que justificara su selección como método más conveniente de tratamiento para la Planta Oeste.

Se trata de un sistema de tipo intensivo que requiere menor espacio de implantación y por lo mismo presenta menores pérdidas de temperatura que las dos Alternativas ya descriptas. En contraposición requiere mayor tiempo de atención y una super-

./.

visión más calificada. Es un sistema más proclive que los anteriores a salir de régimen ante variaciones bruscas en el caudal o calidad del afluente.

Como ventaja -independientemente de las que se analizarán más adelante- puede mencionarse la de obtener un barro excedente digerido a límite técnico, en contraposición con los barros provenientes de Aeración Extendida, cuya digestión no tan completa podría producir eventualmente olores localizados en los sectores de disposición.

El sistema incluirá como en el caso anterior la Estación Elevadora en la Ciudad, un Desarenador de doble pista en la Planta, y además dos Sedimentadores Primarios de planta circular con barrido mecánico de fondo y superficie, cuyos barros primarios se bombearán mediante electrobombas de motor sumergido a los Digestores Aeróbicos. Estas últimas unidades recibirán asimismo los barros biológicos excedentes.

El sistema biológico propiamente dicho estará constituído por dos unidades de aeración, de hormigón armado y planta rectangular, a las que se agregará en el futuro una tercera idéntica para cubrir el caudal previsto para el año 2017. Cada Cámara de Aeración contará con tres equipos de incorporación de oxígeno del tipo eje vertical y baja velocidad. Son equipos ampliamente experimentados, para los que se cuenta actualmente con una buena tecnología a nivel nacional, lo que no ocurre con sistemas de aeración por aire comprimido o eyectores sumergidos.

El líquido mezcla, conteniendo en suspensión los barros biológicamente conformados, pasa por una Cámara para Regulación de Nivel -la que permite regular la sumergencia de los rotores- y descarga mediante una Cámara Partidora en dos Sedimentadores Secundarios, de planta circular y barrido mecánico. Una tercera unidad se prevé para la Segunda Etapa.

Los barros decantados se recirculan por bombeo en forma continua a la cabecera de las Cámaras de Aeración, y el barro "excedente"

./.

a Concentradores desde los que se alimenta por gravedad a los Digestores de Barros. Por el tamaño de la Planta y por sencillez de operación se adoptó en este caso Digestores de tipo aeróbico. Se trata de unidades de aeración de planta cuadrada equipadas cada una de ellas con un aereador mecánico de baja velocidad.

Los barros digeridos a límite técnico se descargarán a playas de secado de concepción clásica a las que se ha previsto agregar, para mejorar su eficiencia, una manta de geotextil entre la capa de arena y el ladrillo a junta abierta.

El material ya deshidratado, por sus características, será un buen mejorador para los suelos con escasa materia orgánica de Comodoro Rivadavia, razón por la cual se estima que podría comercializarse a precio promocional entre los ocupantes del cordón forestal.

El efluente tratado sigue luego el mismo esquema que en la Alternativa II, es decir, desinfección y bombeo hasta la Cisterna y Cámara de Carga para riego.

./.

1.2 PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO-SANITARIO DE LAS UNIDADES DEL SISTEMA EN CADA ALTERNATIVA.

Los parámetros básicos de diseño definidos en el Informe Parcial N° 3 son, para la Planta "Oeste", los siguientes:

PARAMETROS BASICOS	UNIDAD	PRIMERA ETAPA AÑO 2002	SEGUNDA ETAPA AÑO 2017
Población del radio a servir	Habi-tantes	21.760	29.700
Dotación de desagüe	l/hab.d	385	420
Volumen máximo diario	m^3	8.042	11.975
Volumen medio diario	m^3	6.702	9.979
Caudal máximo horario	m^3/h	469	699
Caudal medio horario	m^3/h	279	416
DBO media del líquido a tratar	mg/l	225	225

En base a los mismos se desarrolla a continuación el cálculo para cada una de las Alternativas anteriormente descriptas.

El valor de DBO adoptado de 225 mg/l se ubica próximo al promedio de los resultados de análisis de las muestras extraídas por la Dirección de Protección Ambiental de las diferentes descargas de la Ciudad (195 mg/l).

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

1.2.1 Estación Elevadora en la Ciudad.

Esta unidad será, por supuesto, la misma para las tres soluciones.

La Estación Elevadora (Ver plano N° 9) se ubicará en un predio debidamente cercado con un muro de mampostería de 3,50 m de altura y rodeado del lado interior por una triple barrera forestal constituída por árboles de hoja perenne. De ese modo se reducirá a un mínimo la posible afectación al vecindario por eventuales olores provenientes de la Cámara de Rejas (el Pozo de aspiración será cerrado) y cualquier objeción de tipo estético o psicológico.

1.2.1.1 Cámara de Rejas.

Con el objeto de proteger los equipos de bombeo y evitar la introducción de sólidos de gran tamaño en las conducciones y a través de las válvulas, se ha previsto un sistema de rejas medianas, con un ancho de cámara sobredimensionado de 1,50 m, con el objeto de evitar la colocación de rejas mecánicas.

La experiencia realizada en la Planta Cloacal de la Ciudad de Sierra Grande, Prov. de Río Negro (10.000 habitantes) es concluyente en el sentido de que para desagües de poblaciones chicas y medianas es preferible una reja de limpieza manual de ancho adecuado a una reja estrecha y con equipo mecánico de rastrillado. En la mencionada Planta se requiere únicamente una limpieza por turno en una tarea sencilla y rápida.

Las rejas se colocarán formando un ángulo de 60° con la horizontal, y la separación de los barrotes será de 25 mm.

1.2.1.2 Equipos de Bombeo.

Por razones de seguridad, vista la ubicación de la Estación Elevadora, se adopta una reserva del 100% en equipos de bombeo.

Para cubrir el caudal medio de Primera Etapa: 279 m^3/h, se adopta una bomba de 300 m^3/h.

./.

El caudal máximo de Primera Etapa, 469 m^3/h, se cubre con una bomba de 300 m^3/h más otra de 200 m^3/h, es decir, con 500 m^3/h. El caudal medio de Segunda Etapa, 416 m^3/h, se cubre también con una bomba de 300 m^3/h más otra de 200 m^3/h, y el máximo de Segunda Etapa, 699 m^3/h, con una de 300 m^3/h y dos de 200 m^3/h.

La instalación se constituye entonces así:

. PRIMERA ETAPA

Dos electrobombas 300 m^3/h (una de reserva)

Dos electrobombas 200 m^3/h (una de reserva)

Espacio preparado para instalar una electrobomba 200 m^3/h

. SEGUNDA ETAPA

Dos electrobombas 300 m^3/h (una de reserva)

Tres electrobombas 200 m^3/h (una de reserva)

Una electrobomba 200 m^3/h en pañol (reserva)

. CAUDALES DE BOMBEO

Resultan entonces:

ETAPA	PRIMERA (2002)	SEGUNDA (2017)
Caudal máximo horario de bombeo	500 m^3/h	700 m^3/h
Caudal medio horario de bombeo	300 m^3/h	500 m^3/h

./.

Altura de Bombeo

Siendo la cota de ingreso de la conducción en la Planta 27,90 y la de terreno natural en el lugar previsto para la Estación Elevadora 20,80 resultará, para una cota de nivel líquido en el Pozo de aspiración estimada en 17,80 un desnivel topográfico de:

$$\Delta H_t = 27,90 - 17,80 = 10,10 \text{ m}$$

A los efectos de definir las características de los equipos de bombeo y dado que un cálculo más ajustado no incidirá significativamente en la comparación tecno-económica de las Alternativas, se adopta un diámetro de 0,400 m para la cañería de impulsión (v = 1,55 m/s).

Para el caudal máximo de bombeo de Segunda Etapa (700 m^3/h) resulta, de acuerdo a la fórmula de Prandtl-Colebrook

$$j = 0,005$$

$$ADT = \Delta H_t + \Delta h_j + \Delta h_L = 10,10 + 1.505 \text{ m} \times 0,005 + + 10 \times \frac{1,55^2}{19,62} = 18,85 \text{ m}$$

Se adopta una altura dinámica total de bombeo de 20 m.

Cámara de aspiración

Verificamos para las condiciones de Segunda Etapa (Año 2017) el número de arranques por hora para un volumen de aspiración determinado por aproximaciones sucesivas para caudal máximo y medio:

$$Q_{máx} = 699 \text{ m}^3/h = 11,65 \text{ m}^3/min$$

$$Q_{máx.bombeo} = 300 + 200 + 200 = 700 \text{ m}^3/h = 11,67 \text{ m}^3/min$$

$$Q_{med} = 416 \text{ m}^3/h = 6,93 \text{ m}^3/min$$

$$Q_{med.bombeo} = 300 + 200 = 500 \text{ m}^3/h = 8,33 \text{ m}^3/min$$

./.

Adoptamos un pozo de aspiración con una superficie en planta de 24 m^2 y un volumen útil de 30 m^3.

$$h_{útil} = \frac{30\ m^3}{24\ m^2} = 1{,}25\ m$$

$$h_{útil}\ \text{entre arranques} = \frac{1{,}25}{3} = 0{,}42\ m$$

Los volúmenes del pozo de aspiración para las diferentes cotas de arranque son:

Vol. entre N.Líq. mínimo y arranque 1ª electrobomba =
$= 0{,}42 \times 24\ m^2 = 10\ m^3$

Vol. entre los N.Líq. de arranque de las restantes electrobombas $= 10\ m^3$

a - Caudal máximo.

El cálculo de tiempos de llenado y vaciado es:

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{11{,}65\ m^3/min} = 0{,}9\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{10\ m^3}{11{,}65\ m^3/min - 5\ m^3/min} = 1{,}5\ min$$

siendo 5 m^3/min el caudal de la primera bomba (300 m^3/h)

$$t_{LL\ V_3} = \frac{10\ m^3}{11{,}65\ m^3/min - 8{,}33\ m^3/min} = 3{,}0\ min$$

$$t_{vaciado} = \frac{30\ m^3}{11{,}67\ m^3/min - 11{,}65\ m^3/min} = 1.500\ min$$

$t \cong 1.505$ min

Vale decir un funcionamiento casi continuo.

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

b - Caudal medio.

El cálculo es ahora:

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{6{,}93\ m^3/min} = 1{,}44\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{10\ m^3}{6{,}93\ m^3/min - 5\ m^3/min} = 5{,}18\ min$$

$$t_{vaciado} = \frac{20\ m^3}{8{,}33\ m^3/min - 6{,}93\ m^3/min} = 14{,}3\ min$$

$$\therefore\ t \cong 21\ minutos$$

Es decir tres arranques por hora, valor que se considera aceptable.

Verificaremos ahora las dimensiones de la Cámara de Aspiración para las condiciones de Primera Etapa (año 2002):

$$Q_{máx} = 469\ m^3/h = 7{,}82\ m^3/min$$

$$Q_{med} = 279\ m^3/h = 4{,}65\ m^3/min$$

$$Q_{máx.bombeo} = 300 + 200 = 500\ m^3/h = 8{,}33\ m^3/min$$

$$Q_{med.bombeo} = 300\ m^3/h = 5\ m^3/min$$

a - Caudal máximo.

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{7{,}82\ m^3/min} = 1{,}3\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{10\ m^3}{7{,}82\ m^3/min - 5\ m^3/min} = 3{,}5\ min$$

./.

$$t_{vaciado} = \frac{20\ m^3}{8{,}33\ m^3/min - 7{,}82\ m^3/min} = 39{,}2\ min$$

$$t = 44\ min$$

Es decir entre 1 y 2 arranques por hora.

b - Caudal medio.

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{4{,}65\ m^3/min} = 2{,}15\ min$$

$$t_{vaciado} = \frac{10\ m^3}{5\ m^3/min - 4{,}65\ m^3/min} = 28{,}6\ min$$

$$t \cong 30\ min$$

Es decir 2 arranques por hora.

1.2.2 ALTERNATIVA I : Lagunas Aireadas.

Como se indicó anteriormente, el sistema incluirá dos líneas iguales y paralelas de dos unidades en serie cada una. (Plano N° 11)

Como la relación de volúmenes medios diarios de la Segunda Etapa a la Primera es:

$$r = \frac{9.979\ m^3/d}{6.702\ m^3/d} = 1{,}489 \cong 1{,}5$$

la futura ampliación para el año 2017 requerirá la ejecución de una tercera línea paralela e idéntica a las anteriores. Es decir un 50% más de capacidad.

./.

1.2.2.1 Lagunas.

Para el cálculo de las Lagunas se utiliza la conocida expresión

$$DBO_e = \frac{DBO_a}{1 + k_t \cdot P}$$

donde

DBO_e = DBO del líquido que sale de la unidad

DBO_a = DBO del líquido que ingresa a la unidad

k_t = constante de remoción de DBO a una temperatura dada

P = permanencia hidráulica en la Laguna

El valor de k_t para 20°C es informado por distintos autores:

- GLOYNA (1) . . . . . : 0,35 d^{-1}
- H. PARKER (2) . . . . . : 0,5 a 1 d^{-1}
- AZEVEDO NETTO (3) . . . . . : 0,35 d^{-1}
- NORMAS 10 ESTADOS (EE.UU.) (4) . : 0,276 d^{-1}

Adoptamos para el cálculo $k_{(20°C)} = 0,35\ d^{-1}$, valor que se aplicará a la fórmula de Arrhenius modificada para el cálculo de k_t:

$$k_t = k_{20°C}\ \theta^{T-20°C}$$

donde θ es el coeficiente de temperatura, que vale según:

- GLOYNA (1) . . . . . : 1,072 a 1,085/°C
- AZEVEDO NETTO (3) . . . . . : 1,088/°C
- ECKENFELDER (5) . . . . . : 1,06 a 1,08/°C
- METCALF y EDDY (6) . . . . . : 1,06/°C
- PARKER (2) . . . . . : 1,075/°C

./.

Adoptamos para el cálculo $\theta = 1,08$.

Por aproximaciones sucesivas llegamos a permanencias hidráulicas, para el caudal medio, de 8 y 12 días.

Los volúmenes resultan así:

$$V_{L\ I} = \frac{6.702\ m^3/d \times 8\ d}{42} = 26.808\ m^3$$

$$V_{L\ II} = \frac{6.702\ m^3/d \times 12\ d}{42} = 40,212\ m^3$$

Se adopta una disposición de plantas cuadradas con cuatro equipos aireadores en cada una, para las Lagunas de Primera Etapa. Para una pendiente de taludes 1:2 y una profundidad de 3,60 m la superficie a nivel líquido será, para cada una, de 8.686 m^2 (93,20 x 93,20 m).

Las Lagunas de Segunda Etapa serán de planta rectangular y del mismo ancho que las de Primera Etapa. La superficie a nivel líquido será 12.776 m^2 (93,20 x 137,10 m). En estas Lagunas se instalarán también cuatro equipos en la zona cuadrangular de ingreso: el resto quedará como zona de aquietamiento y sedimentación.

Verificamos la revancha mediante la fórmula de Sverdrup Munk, citada por Azevedo Netto ([24])

$$h = 0,007\ V \sqrt{F}$$

donde

h = altura máxima de las ondas (m)

V = velocidad máxima del viento (km/h) = 150 (adoptado)

F = dimensión libre expuesta a los vientos (km) = 0,093 km

$$h = 0,007 \times 150\ \sqrt{0,093} = 0,32\ m$$

./.

Contra el talud la altura es algo menor: 0,75 x 0,32 = 0,25 m.

Azevedo Netto recomienda tomar una altura libre de 0,50 m por encima de la altura en el talud, es decir

$$0,25 + 0,50 = 0,75 \text{ m}$$

Se adopta un 25% más para cubrir el posible efecto combinado de viento y oleaje producido por los equipos, vale decir una revancha de 1,00 m.

En las Lagunas de Primera Etapa la agitación permitirá que exista oxígeno disuelto en toda la masa líquida. Las de Segunda Etapa serán de tipo Facultativas, ya que mantendrán en el fondo una zona anaeróbica cubierta por la parte aireada superior.

Para determinar la temperatura de las Lagunas en la condición crítica de invierno aplicamos la fórmula de Mancini y Barnhart:

$$T_{efl} = T_{lag} = \frac{T_{afl} + T_{amb} \cdot \frac{F.A}{Q}}{\frac{F.A}{Q} + 1}$$

donde

A = área de las Lagunas I expresada en ft^2 =
= 8.686 x 2 = 17.372 m^2 = 186.923 ft^2

Q = volumen diario expresado en millones de galones =
= 6.702 m^3/d = 1,77 mgd

F = constante adimensional que vale 12 x 10^{-6} en unidades americanas para climas de las características de C. Rivadavia (WPCF M. N° 8)

T_{afl} = temperatura del líquido cloacal en invierno = 13°C (de acuerdo a información recibida de la Dirección de Protección Ambiental de Chubut)

T_{amb} = temperatura ambiente media del mes más frío =
= 6,6°C (de acuerdo a información meteorológica)

./.

Por consiguiente:

$$T_{LAG\ I} = \frac{13 + 6,6 \times \frac{12 \times 10^{-6} \times 186.923}{1,77}}{\frac{12 \times 10^{-6} \times 186.923}{1,77} + 1} = \frac{21,6}{2,27} = 9,5°C$$

Aplicando esa temperatura en:

$$k_{(9,5°C)} = 0,35 \times 1,08^{9,5-20} = 0,156\ d^{-1}$$

La DBO efluente de las Lagunas I será entonces:

$$DBO_{e,I} = \frac{225}{1 + 0,156 \times 8} = 100\ mg/l$$

El mismo cálculo para las Lagunas II, teniendo en cuenta que la temperatura de ingreso es la de salida de las Lagunas I, y que la superficie es

$$A_{II} = 12.776\ m^2 \times 2 = 25.552\ m^2 = 274.940\ ft^2$$

$$T_{LAG\ II} = \frac{9,5 + 6,6 \times \frac{12 \times 10^{-6} \times 274.940}{1,77}}{\frac{12 \times 10^{-6} \times 274.940}{1,77} + 1} = \frac{22,2}{2,9} = 7,7°C$$

y

$$k_{(7,7°C)} = 0,35 \times 1,08^{7,7-20} = 0,136$$

y la DBO final (salida de las Lagunas de Segunda Etapa) será:

$$DBO_{e,II} = \frac{100}{1 + 0,136 \times 12} = 38\ mg/l \quad < 50\ mg/l$$

./.

1.2.2.2 Equipos aireadores.

Por la mayor eficiencia en mezcla y menor tamaño de las burbujas de aire introducidas en el líquido, y por el mayor rendimiento en incorporación de oxígeno por kW consumido, se adoptan equipos aireadores mecánicos superficiales del tipo eje vertical y baja velocidad y no flotantes de acción directa.

Para mayor seguridad de operación y mantenimiento de los equipos, los mismos irán montados sobre pasarela de hormigón armado.

El oxígeno requerido es, de acuerdo a ECKENFELDER ([5]):

$$kg\ O_2 = a' \cdot kg\ DBO\ removida$$

donde a' vale, según distintos autores:

1,1 a 1,5 s/H.PARKER ([2]) (valor normal para desagüe cloacal = = 1,3)

0,9 a 1,4 s/ECKENFELDER ([5])

0,7 a 1,4 s/METCALF y EDDY ([6])

0,9 a 1,4 s/MANUAL ASCE/WPCF N° 8 ([7]) (valor normal = 1,3)

Se adopta $a' = 1,4\ kg\ O_2/kg\ DBO\ removida$

Lagunas Ia y Ib

La carga de cálculo es la de ingreso al sistema:

$$kg\ O_2 = 1,4\ kg\ O_2/kg\ DBO_r \times 6.702\ m^3/d \times 0,225\ kg/m^3 =$$

$$= 2.111\ kg\ O_2/d$$

Es decir

$$\frac{2.111\ kg\ O_2/d}{24\ h/d} = 87,96 \cong 88\ kg\ O_2/h$$

./.

A esta cantidad habrá que restarle la correspondiente a aeración superficial, que es según GLOYNA ([1]):

$$R_{Si} = 62,4 \times 10^{-6} \times k_{li}(C_s - C)$$

donde

R_{Si} = O_2 ingresado en $lb/ft^2.h$

k_{li} = coeficiente de aeración en ft^2/h

C_s = oxígeno disuelto de saturación = 9,17 mg/l

C = oxígeno disuelto en afluente = 0 mg/l

En unidades métricas es:

$$R_s \ (kg\ O_2/m^2.h) = 10,6 \times 10^{-2} \times K_l \ (m^2/h)$$

Según SANTOS de SENA ([27]):

t(°C)	K_l (m^2/h)
5	$0,19 \times 10^{-2}$
10	$0,31 \times 10^{-2}$
15	$0,43 \times 10^{-2}$
20	$0,66 \times 10^{-2}$
25	$0,87 \times 10^{-2}$
30	$1,49 \times 10^{-2}$
35	$2,23 \times 10^{-2}$

Para el cálculo de la potencia de los equipos adoptaremos las condiciones de diseño de verano por la menor disolución de oxígeno en la masa líquida.

Para determinar la temperatura de las Lagunas I aplicamos la ecuación de Mancini y Barnhart:

./.

$$T_{LAG\ I} = \frac{23 + 19 \times \frac{12 \times 10^{-6} \times 186.923}{1,77}}{\frac{12 \times 10^{-6} \times 186.923}{1,77} + 1} = \frac{46,8}{2,3} = 20,6°C$$

Entonces $K_1 \cong 0,70 \times 10^{-2}\ m^2/h$

Y

$$R_s = 10,6 \times 10^{-2} \times 0,70 \times 10^{-2} = 7,42 \times 10^{-4}\ kg\ O_2/m^2.h$$

Como la superficie total de las Lagunas Aireadas I es de 17.372 m^2

$$R_s = 7,42 \times 10^{-4}\ kg\ O_2/m^2.h \times 17.372\ m^2 = 12,9\ kg\ O_2/h \cong$$
$$\cong 13\ kg\ O_2/h$$

Entonces la cantidad de oxígeno que deberán incorporar los equipos será:

$$88\ kg\ O_2/h - 13 = 75\ kg\ O_2/h$$

El cálculo del coeficiente de transferencia de oxígeno (kg O_2/HP) se realiza aplicando la conocida fórmula:

$$N = N_o \frac{\beta C_{sw} - C_o}{C_s} \cdot \theta^{T-20} \cdot \alpha$$

donde

N_o = 1,7 kg O_2/HP (valor medio de acuerdo a certificaciones realizadas por el INTI sobre equipos de fabricación nacional en agua limpia a 20°C).

C_{sw} = concentración de saturación de oxígeno a la temperatura y presión del líquido = 8,8 mg/l para 20,6°C, ya que verificamos este cálculo para las condiciones adversas de verano.

C_o = concentración de oxígeno disuelto en condiciones de operación en la Laguna: 1,5 mg/l según GLOYNA ([1]).

./.

C_s = concentración de oxígeno a 20°C y nivel del mar = 9,17 mg/l

T = temperatura del líquido = 20,6°C

θ = coeficiente de temperatura = 1,024

α = 0,90 según GLOYNA ([1]) para Lagunas Aireadas

β = 1 " " " " "

$$\therefore \quad N = 1,7 \times \frac{8,8 - 1,5}{9,17} \times 1,024^{20,6-20} \times 0,90 = 1,23 \text{ kg } O_2/HP$$

$$P = \frac{75 \text{ kg } O_2/h}{1,23 \text{ kg } O_2/HP} = 61 \text{ HP}$$

Como se ha previsto un total de 4 equipos por Laguna, cada aireador tendrá una potencia no menor de

$$P_u = \frac{61}{8} = 7,6 \text{ HP}$$

Es decir se adoptarían equipos de 7,5 HP.

Ahora bien, para asegurar oxígeno disuelto en toda la masa líquida -no para mantener todos los sólidos en suspensión- se requieren de acuerdo a diferentes autores:

- ECKENFELDER ([8]) . . . : 1,6 a 2,6 HP/1.000 m^3
- H. PARKER ([2]) . . . . . : 2 HP/1.000 m^3
- J. ARCEIVALA ([9]) . . : 3,5 a 5,2 HP/1.000 m^3
- E.P.A. ([10]) . . . . . : 2 HP/1.000 m^3

Adoptamos un conservativo valor de 3 HP/1.000 m^3, que para el volumen de cada Laguna de la Primera Etapa: 26.808 m^3, dará

$$\frac{26.808 \times 3}{1.000} = 80,4 \text{ HP}$$

./.

Como cada Laguna I tiene cuatro equipos, cada uno debería ser de 20,1 $\cong$ 20 HP. Se adoptaron cuatro aireadores de 20 HP en cada Laguna de la Primera Etapa.

Lagunas IIa y IIb

Se aplica el mismo criterio seguido en el cálculo anterior, pero utilizando un coeficiente a' = 0,9 para contemplar que la masa orgánica biofloculada que ingresa de las Lagunas de Primera Etapa originará una carga real menor que en aquellas:

$$\text{kg } O_2/d = 0{,}9 \times 6.702 \text{ m}^3/d \times 0{,}106 \text{ kg/m}^3 = 639{,}4 \cong 640 \text{ kg } O_2/d$$

ó bien

$$\frac{640}{24} = 26{,}7 \text{ kg } O_2/h$$

Calculamos ahora la temperatura de las Lagunas II en verano:

$$T_{LAG\ II} = \frac{20{,}6°C + \dfrac{19 \times 12 \times 10^{-6} \times 274.940}{1{,}77}}{\dfrac{12 \times 10^{-6} \times 274.940}{1{,}77} + 1} = \frac{55{,}6}{29} = 19{,}4°C$$

Para esa temperatura el coeficiente $k_1 = 0{,}65 \times 10^{-2}$ m^2/h y con él calculamos la cantidad de oxígeno incorporada por aeración superficial, será:

$$R_s = 10{,}6 \times 10^{-2} \times 0{,}65 \times 10^{-2} = 6{,}9 \times 10^{-4} \text{ kg } O_2/m^2.h$$

Como la superficie total de las Lagunas II es de 25.552 m^2

$$\text{kg } O_2/h = 6{,}9 \times 10^{-4} \times 25.552 = 17{,}6 \text{ kg } O_2/h$$

Valor que restado al total requerido resulta:

$$26{,}7 - 17{,}6 = 9{,}1 \text{ kg } O_2/h$$

./.

La relación de transferencia de oxígeno "corregida" es:

$$N = 1,7 \times \frac{9,1 - 1,5}{9,17} \times 1,024^{19,4-20} \times 0,9 = 1,25 \text{ kg } O_2/HP$$

y

$$P = \frac{9,1}{1,25} = 7,3 \text{ HP}$$

Ahora bien, para Lagunas Aireadas de tipo "facultativas", en las que se pretende mantener el sector inferior como anaeróbico, la potencia incorporada no debería ser superior -según METCALF y EDDY ([6])- a 3,5 HP/1.000 m^3. Eckenfelder, según J. ARCEIVALA ([9]) recomienda para este tipo de lagunas potencias del orden de los 1,5 a 2,2 HP/1.000 m^3. Adoptamos entonces una potencia mínima instalada (la que podrá ser regulada a voluntad modificando, con los vertederos de salida, la sumergencia de los equipos) de 2,2 HP/1.000 m^3.

Como cada Laguna II tiene un volumen de 40.212 m^3 se requerirían:

$$P = \frac{40.212}{1.000} \times 2,2 = 88,5 \text{ HP}$$

Es decir cuatro equipos, cada uno de $\frac{88,5}{4} = 22,1$ HP

Se adoptan aireadores de 25 HP.

1.2.2.3 Barros acumulados.

Los sólidos suspendidos en el líquido de una Laguna Aireada pueden variar entre 50 y 150 mg/l según Metcalf y Eddy, Eckenfelder y Azevedo Netto. J. Arceivala menciona valores similares de 30 a 150 mg/l. Adoptando 100 mg/l como valor medio, y suponiendo que el mayor porcentaje sedimenta en el fondo de las Lagunas II, el aporte será, en invierno:

$$0,1 \text{ kg/m}^3 \times 6.702 \text{ m}^3/\text{d} = 670 \text{ kg/d}$$

./.

Los sólidos suspendidos (aportados en el afluente más los biológicamente conformados) sedimentarán en el fondo de las Lagunas, donde seguirán un doble proceso de digestión y concentración.

Se ha previsto la extracción periódica del barro acumulado por bombeo desde una plataforma flotante que sustentará el equipo. La extracción se hará, estimativamente, cada cuatro meses.

Evidentemente, la situación más desfavorable se presentará en el cuatrimestre que incluye los tres meses más fríos, en los que la temperatura media del líquido será de aproximadamente 8°C. Para esa temperatura la digestión a límite técnico se extiende por aproximadamente 90 días (extrapolado de la tabla 27 de "Sewage Treatment Plant Design", WPCF, 1966).

De modo que en el material acumulado en los cuatro meses adoptados como período entre extracciones, habrá una fracción de 120 - 90 = 30 días de "almacenaje" de barro digerido.

El volumen acumulado, de acuerdo con el método de cálculo convencional adaptado a la modificación de RICH ([11]) resulta dado por la fracción de degradación anaeróbica:

$$V_d = \frac{P.\ t\ (1 - \frac{2\ a_t.V}{3})}{\gamma_m\ (1 - \mu_m)}$$

más la fracción acumulada

$$V_a = \frac{P\ (1 - a_t.V)\ t_a}{\gamma_d\ (1 - \mu_d)}$$

donde

P = peso de sólidos (secos) agregados diariamente = = 670 kg/d

V = fracción de volátiles en los sólidos = 0,8

a_t = fracción de volátiles digeridos en el tiempo t = 0,83

t = tiempo de digestión = 90 días

./.

γ_d = peso específico del barro después de 90 días = = 1.050 kg/m^3

γ_m = peso específico medio del barro = 1.030 kg/m^3

μ_d = humedad del barro después de 90 días = 0,90

μ_m = humedad media del barro = 0,94

t_a = tiempo de almacenaje = 30 días

(Datos de BABBIT y BAUMAN ([12]) y de RICH ([11])).

Resulta entonces:

$$V_d = 670 \times \frac{90 \left(1 - \frac{2 \times 0,83 \times 0,8}{3}\right)}{1.030 \ (1 - 0,94)} = 543 \text{ m}^3$$

y

$$V_a = 670 \times \frac{(1 - 0,83 \times 0,8) \times 30}{1.050 \ (1 - 0,9)} = 63 \text{ m}^3$$

$$V_d + V_a = 543 + 63 = 606 \text{ m}^3$$

Para las condiciones de verano, con el líquido a aproximadamente 19°C la digestión se extiende, de acuerdo a FAIR y MOORE, a prácticamente 45 días, por lo que el tiempo de "almacenaje" será:

$$120 - 45 = 75 \text{ días}$$

y

$$V_d = 670 \times \frac{45 \left(1 - \frac{2 \times 0,83 \times 0,8}{3}\right)}{1.030 \ (1 - 0,94)} = 271 \text{ m}^3$$

y

$$V_a = 670 \times \frac{(1 - 0,83 \times 0,8) \times 75}{1.050 \ (1 - 0,9)} = 160 \text{ m}^3$$

$$V_d + V_a = 271 + 160 = 431 \text{ m}^3$$

./.

Para los cuatro meses restantes (primavera y otoño) puede estimarse la temperatura en 15°C y el período de digestión a límite técnico en aproximadamente 65 días, por lo que el período de almacenaje será:

$$120 - 65 = 55 \text{ días}$$

Resulta entonces:

$$V_d = 670 \times \frac{65 \times (1 - \frac{2 \times 0,83 \times 0,8}{3})}{1.030\ (1 - 0,94)} = 353\ m^3$$

y

$$V_a = 670 \times \frac{(1 - 0,83 \times 0,8) \times 55}{1.050\ (1 - 0,9)} = 117\ m^3$$

$$V_d + V_a = 353 + 117 = 470\ m^3$$

Es decir un total al año de:

$$V_{año} = 606 + 431 + 470 = 1.507\ m^3$$

Este valor se aproxima al informado por J. ARCEIVALA ([9]) (hasta 0,05 m^3/h.año). Como la Planta Oeste tiene una población prevista para el año 2002 de 21.760 habitantes, sería:

$$21.760 \times 0,05 = 1.088 \cong 1.100\ m^3$$

Se estima que en 20 ó 30% del volumen total calculado se acumulará en las Lagunas I, desde donde se extraerá con el mismo sistema previsto para las Lagunas II.

Los barros se sacarán cada cuatro meses y se acumularán en Lagunas de deshidratación de sólo 0,40 m de profundidad. Se han previsto dos Lagunas, cada una para recibir el volumen máximo de descarga (606 m^3). De ese modo se dispondrá de prácticamente 8 meses para

./.

deshidratar el barro a un grado tal que pueda ser extraído con una pequeña pala frontal y cargado sobre camión para ser utilizado como mejorador de suelos en el área forestal.

Las Lagunas de deshidratación tendrán cada una una superficie de:

$$\frac{606\ m^3}{0,40\ m} = 1.515\ m^2$$

Se ha previsto que sean "angostas" de modo de poder rociar el barro desde la "costa" con una lechada de cal al 15% en peso, mediante una bomba portátil. Ello permitirá controlar en verano la posibilidad de propagación de olores. De cualquier modo todo el sector se rodeará de una tupida barrera forestal.

1.2.2.4 Desinfección final.

El efluente tratado, antes de su disposición final, será sometido a una desinfección final. Dada la proximidad con la población y la dirección de los vientos, se ha descartado en este caso, por razones de seguridad, la desinfección con gas cloro.

La cámara de cloración fue dimensionada para una permanencia hidráulica de 1/2 hora para el caudal máximo de bombeo, es decir:

$$V = 500\ m^3/h \times 0,5\ h = 250\ m^3$$

La instalación contará con dos tanques para preparar la solución diluída de hipoclorito (1:10) y un tanque de reserva de plástico reforzado con fibra de vidrio, de 5 m^3, para recibir el producto a "granel" en su concentración comercial del 10%. El equipamiento incluirá dos bombas dosificadoras a diafragma.

Para una dosis conservativa de 0,5 mg/l de cloro activo se requerirían al día:

./.

$$\frac{6.702\ m^3/d \times 0,5 \times 10^{-3}\ kg/m^3}{0,1} = 33,5 \text{ kg de hipoclorito de sodio al 10\%}$$

La estiba alcanzaría en esas condiciones para aproximadamente 150 días.

La dilución de la solución en una relación 1:10 permitirá dosificar a razón de prácticamente

$$\frac{33,5 \times 10}{24} \cong 14 \text{ litros/hora}$$

y cada tanque de dosificación de 1.000 dm^3 alcanzaría para cubrir 3 días de trabajo.

1.2.2.5 Bombeo efluente tratado.

Como se mencionara anteriormente, el líquido tratado y desinfectado se bombeará hasta la Cisterna y Cámara de Carga para Riego.

El gran desnivel topográfico:

$$95,90 - 21,50 = 74,40 \text{ m}$$

ha llevado a seleccionar un sistema de bombeo constituído por electrobombas de eje horizontal y equipado con una instalación anti-golpe de ariete. A los efectos del presente estudio y de la comparación técnico-económica, se adoptó una cañería de impulsión de plástico reforzado con fibra de vidrio Clase 15.

Como en el caso del bombeo de líquido "crudo" el diseño de la conducción y de la Cámara de Aspiración se realizó para el caudal máximo futuro.

Por razones de seguridad se ha previsto los mismos caudales de bombeo que para la Estación de Bombeo en la Ciudad:

./.

. PRIMERA ETAPA:

Dos electrobombas 300 m^3/h (una de reserva)

Dos electrobombas 200 m^3/h (una de reserva)

Espacio preparado para instalar una electrobomba 200 m^3/h

. SEGUNDA ETAPA:

Dos electrobombas 300 m^3/h (una de reserva)

Tres electrobombas 200 m^3/h (una de reserva)

Una electrobomba 200 m^3/h en pañol (reserva)

Caudales de Bombeo

ETAPA	PRIMERA (2002)	SEGUNDA (2017)
Caudal máximo horario de bombeo	500 m^3/h	700 m^3/h
Caudal medio horario de bombeo	300 m^3/h	500 m^3/h

Altura de bombeo.

El desnivel topográfico es

$$\Delta H_t = 95,90 - 20,70 = 75,20 \text{ m}$$

Para el mismo diámetro adoptado para la impulsión hasta la Planta: 0,400 m y para el máximo caudal de bombeo de 700 m^3/h, la pérdida de carga es según la fórmula de Prandtl-Colebrook es:

$$j = 0,005$$

./.

Teniendo en cuenta las pérdidas localizadas, la altura dinámica total de bombeo será:

$$ADT = \Delta H_t + \Delta h_j + \Delta h_L =$$

$$= 75,20 + 1.200 \times 0,005 + \frac{8 \times 1,55^2}{19,62} = 82,18 \text{ m}$$

Se adopta ADT = 85 m

Cámara de aspiración.

Asumiendo que los caudales máximos que ingresan son, como promedio, un 5% menores que los bombeados desde la Estación Elevadora de la Ciudad, debido a la atenuación hidráulica producida en la Planta, serán:

$$Q_{máx}^{2002} = 500 \times 0,95 = 475 \text{ m}^3/\text{h} = 7,92 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_{máx}^{2017} = 700 \times 0,95 = 665 \text{ m}^3/\text{h} = 11,08 \text{ m}^3/\text{min}$$

Adoptamos una cámara de aspiración de 30 m^3 y una sección en planta de 24 m^2

$$\therefore \quad h_{útil} = \frac{30 \text{ m}^3}{24 \text{ m}^2} = 1,25 \text{ m}$$

$$h_{útil} \text{ entre arranques} = \frac{1,25}{3} = 0,42 \text{ m}$$

Volumen entre N.Líq. mínimo y arranque 1ª electr. =

$$= 0,42 \times 24 \text{ m}^2 = 10 \text{ m}^3$$

Volumen entre arranques sucesivos de las restantes bombas =

$$= 10 \text{ m}^3$$

Segunda Etapa, Caudal Máximo.

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{11{,}08\ m^3/min} = 0{,}9\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{10\ m^3}{11{,}08\ m^3/min - 5\ m^3/min} = 1{,}67\ min$$

$$t_{LL\ V_3} = \frac{10}{11{,}08 - 8{,}33} = 3{,}63\ min$$

$$t_{vaciado} = \frac{30\ m^3}{11{,}67 - 11{,}08} = 50{,}8\ min$$

$\therefore\ t \cong 57$ minutos

Es decir un arranque por hora.

A caudal medio teóricamente lo mismo que ingresa será bombeado desde esta estación de bombeo, de modo que -salvo pequeñas diferencias de caudales- el bombeo sería continuo y no se producirían detenciones de los equipos.

Primera Etapa, Caudal Máximo.

$$t_{LL\ V_1} = \frac{10\ m^3}{7{,}92\ m^3/min} = 1{,}26\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{10\ m^3}{7{,}92 - 5} = 3{,}42\ min$$

$$t_{vaciado} = \frac{20\ m^3}{8{,}33\ m^3/min - 7{,}92\ m^3/min} = 48{,}2\ min$$

$\therefore\ t \cong 53$ minutos

Es decir algo más de un arranque por hora.

Para el caudal medio, como en el caso anterior, el funcionamiento de las bombas sería prácticamente continuo.

./.

1.2.2.6 Perfil Hidráulico.

Cota N.L. en Cámara de Carga/Partidora 27,75

h vertedero 0,13

Revancha 0,10 0,23 27,52

Pérdida entre C.C. y C.Partidora

$\Delta h_{loc} = \frac{0,5}{19,6} = 0,025$

$\Delta hj = 26 \times 0,004 = 0,104$ 0,13

Cota N.L. en C.Partidora 27,39

h vertedero 0,07

Revancha 0,10 0,17 27,22

Pérdida en cañería entre C.P. y L.A. A I

$\Delta h_{loc} = \frac{0,5 \times 0,75^2}{19,6} = 0,014$

$\Delta h\ j = 73,5 \times 0,0028 = 0,206$ 0,22

Cota N.L. en Laguna Aireada A I 27,00

h regulación L.A. A I = 0,25

Pérdida en cañería entre L.A. A I y L.A. A II

$\Delta h_{loc} = \frac{0,5 \times 0,75^2}{19,6} = 0,014$

$\Delta h\ j = 30,5 \times 0,0028 = 0,086$ 0,10

Cota N.L. en Laguna Aireada A II 26,65

./.

Cota N.L. en Laguna Aireada A II 26,65

Pérdida en la cañería entre L.A. A II y Canal de Cloración, considerando que pasa todo el desagüe

$$h_{loc} = \frac{4 \times 0,5 \times 2^2}{19,6} = 0,41$$

$$h\ j = 190 \times 0,015 = \underline{2,85} \qquad 3,26$$

Cota Nivel Líquido en Canal de Cloración.
Se adopta por razones topográficas 22,70

./.

1.2.3 ALTERNATIVA II: "Aeración Extendida".

En el dimensionamiento de las unidades de esta Alternativa se sigue el mismo criterio "modular" desarrollado en la anterior. Vale decir la ampliación de una tercera línea en paralelo cubrirá los requerimientos del año 2017 (ver Plano N° 12).

1.2.3.1 Desarenadores.

En este caso se incluyen dos desarenadores como etapa previa al tratamiento biológico propiamente dicho, y se calculan las unidades, trabajando en paralelo, para el caudal máximo de bombeo del año 2002: $Q_{máx.bombeo} = 500\ m^3/h$. Para la Segunda Etapa se agregaría una tercera unidad en paralelo.

Los desarenadores serán canales de sección rectangular, con fondo de losetas espaciadas para permitir la separación de partículas pesadas hacia la tolva de acumulación, desde donde serán extraídas mediante sendos sistemas de cangilones y cargados en contenedores.

La velocidad de escurrimiento se mantendrá mediante vertederos proporcionales (doble-Sutro) instalados en la sección de salida. Dicho vertedero se calcula con las fórmulas:

$$X = b\left(1 - \frac{2}{\pi}\ \text{arctang}\sqrt{\frac{Y}{a}}\right)$$

$$Q = b\sqrt{2\,a\,g}\ \left(h + \frac{2}{3}\,a\right)$$

$$Q_1 = \frac{2}{3}\,b\sqrt{2\,g}\ \left[(h + a)^{3/2} - h^{3/2}\right]$$

donde

Q = caudal horario que pasa por el desarenador

Q_1 = caudal horario que escurre por la sección a x b

./.

Adoptamos $h = 0,40$ m

y $a = 0,035$ (valor mínimo recomendado por WPCF M.N° 8 ([7]) = 0,025 m)

Despejando el término b en:

$$Q = b \sqrt{2\,a\,g}\ \left(h + \frac{2}{3}\,a\right)$$

Para el cual el caudal Q corresponde a la mitad de los 0,139 m^3/s, es:

$$b = \frac{Q}{\sqrt{2\,a\,g}\ \left(h + \frac{2}{3}\,a\right)} = \frac{0,069}{\sqrt{2 \times 0,035 \times 9,81}\ \left(0,40 + \frac{2}{3}\,0,035\right)} =$$

$$= 0,197 \cong 0,20 \text{ m}$$

El ancho total del vertedero proporcional será:

$$b_t = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ m}$$

Por consiguiente el ancho de cada canal deberá ser igual o mayor de 0,40 m.

Para determinar la longitud del Desarenador utilizamos las curvas de Kivell y Lund del "Manual de Operación de Plantas de Tratamiento de Líquidos Cloacales" ([13]), adoptando un tamaño de partículas de 0,2 mm y una velocidad de escurrimiento de 0,30 m/s (0,20 a 0,30 m/s según el mismo Manual; 0,30 m/s según PARKER ([2]); 0,30 m/s según WPCF M.N° 8 ([7])).

Para el tirante adoptado h = 0,40 m corresponde L = 7,50 m.

./.

El ancho de cada canal será:

$$a = \frac{Q}{h.v} = \frac{0,069\ m^3/s}{0,40\ m \times 0,30\ m/s} \doteq 0,575\ m^2 = 0,60\ m > 0,40\ m$$

Obviamente la misma velocidad se mantendrá para el caudal medio gracias al vertedero proporcional. En ese caso la longitud resultará en exceso.

1.2.3.2 Celdas Aireadas.

De acuerdo a bibliografía la relación "carga orgánica/masa biológica" (F/M) es para procesos de aeración extendida,

según:

- ECKENFELDER ([14]). . . . . : 0,1 a 0,2 kg DBO/kg SSVLM.d
- J. ARCEIVALA ([9]) . . . . : 0,05 a 0,10 kg DBO/kg SSLM.d
- MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7]) : ≤ 0,05 kg DBO/kg SSLM.d
- CLARK VIESSMAN ([15]) . . . : 0,05 a 0,2 kg DBO/kg SSV.d

Adoptamos para este cálculo una relación F/M = 0,05 kg DBO/kg SSLM.d. La máxima concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla (SSLM) es según STEWART:

$$A_s = 10^6\ R\ (Q + R) \times IVB$$

donde

R = caudal de recirculación (m^3/d)

Q = caudal a tratar (m^3/d)

IVB = índice volumétrico de barros

Adoptando una relación de recirculación del 100% (MANUAL WPCF N° 8 ([7]), "aeración extendida") y un IVB = 100 para lograr una buena sedimentabilidad de los barros en los sedimentadores, la máxima concentración de SSLM deberá ser:

./.

$$A_s = \frac{6.702\ m^3/d \times 10^6}{(6.702 + 6.702) \times 100} = 5.000\ mg/l$$

Adoptamos un valor algo menor: 4.500 mg/l, que prácticamente coincide con los 4.200 mg/l determinados en el Gráfico SSLM/R/Q de P.L. Mc Carty s/ARCEIVALA ([9]), para un IVB = 100.

Entonces:

$$\frac{F}{M} = 0,05 = \frac{6.702\ m^3 d \times 0,225\ kg/m^3}{4,5\ kg/m^3 \times V}$$

$$\therefore \quad V = \frac{6.702 \times 0,225}{4,5 \times 0,05} = 6.702\ m^3$$

Es decir una permanencia hidráulica, para el volumen diario medio, de 24 horas.

Adoptamos dos unidades, cada una de 3.351 m^3, con una profundidad útil de 3,50 m y planta cuadrada. Cada celda, conformada como una Laguna Aireada revestida, contará con cuatro equipos aireadores montados sobre pasarelas de hormigón armado.

Las medidas de las Celdas Aireadas, a nivel de la superficie líquida serán, para taludes 1:2, de 38 x 38 m, es decir 1.444 m^2.

Para la segunda etapa se agregaría otra Celda Aireada de las mismas dimensiones.

Para determinar la eficiencia en remoción de DBO aplicamos la expresión:

$$S_e = \frac{S_o}{1 + k \cdot x_v \cdot t}$$

donde

S_e = DBO efluente

S_o = DBO afluente = 225 mg/l

k = 0,017 a 0,03

X_v = concentración de SSLM = 4.500 mg/l

t = permanencia en días

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

$$\therefore \quad S_e = \frac{225}{1 + 0{,}017 \times 4.500 \times 1} = 2{,}9 \text{ mg/l}$$

de donde resulta una eficiencia del 98,6% en remoción de DBO.

1.2.3.3 Barros excedentes.

Para operar adecuadamente una Planta de Tratamiento resulta necesario mantener en el sistema -dentro de cierto rango- la concentración de sólidos suspendidos de diseño.

El aporte de sólidos "inertes" y "volátiles" ingresados con el líquido crudo y el crecimiento de la masa biológica propia del proceso, hacen que en forma continua o periódica se deba extraer barro del sistema.

Para un sistema del tipo en estudio -aeración extendida- la bibliografía indica tasas de producción de barro excedente de 0,15 a 0,30 kg/kg DBO removida (WPCF MANUAL N° 8 ([7])).

Estos valores, tradicionalmente adoptados para el cálculo de barros excedentes en aeración extendida, resultan, de acuerdo a recientes investigaciones, demasiado optimistas.

Efectivamente, SCHULTZ, HEGG y RAKNES ([16]) realizan un cuidadoso estudio sobre el tema, en 16 plantas de ese tipo funcionando en condiciones de operación y con eficiencias comparables (13 mg/l de DBO y 15 mg/l de SST en el efluente, como promedio). El valor real de producción de barros excedentes fue, como valor medio de las 16 plantas, de 0,86 kg SST/kg DBO removida.d.

Se estimó asimismo que el 10% de esa producción diaria se perdía por vertedero final.

CHUDOBA y TUCEK ([17]) posteriormente realizan una detallada formulación teórica para describir cinéticamente mediante un balance de masas, la composición de barro en ese tipo de tratamientos,

./.

diferenciando el barro producido biológicamente del primario, y a su vez cada uno de los componentes: orgánicos degradables, orgánicos no degradables, y minerales.

La aplicación del modelo matemático a condiciones típicas de desagüe cloacal en aeración extendida (permanencia hidráulica de dos días) y para períodos de retención de sólidos entre 5 y 100 días, indicaron producciones diarias entre 0,657 kg/kg DBO removida (SRT = 100 días) y 0,895 kg/kg DBO removida (SRT = 5 días).

Estos valores coinciden así en forma muy ajustada con los estudios de campo de Schultz y otros.

De acuerdo a las ecuaciones de Chudoba y Tucek la concentración de barros primarios en el sistema es:

$$X_I = \frac{f_o \, X_o \, \theta_x}{\theta} \left(\alpha + \frac{1 - f_o}{f_o} \right)$$

donde

X_o = concentración de sólidos totales en el líquido crudo = = 278 mg/l = 0,278 kg/m^3 de acuerdo a análisis de la Dirección de Protección Ambiental del Chubut (valor medio de las determinaciones)

f_o = fracción orgánica de SSV primarios = 0,73 (valor medio para desagües cloacales)

α = fracción no degradable de SSV primarios = 0,30 a 0,40 (para desagüe cloacal: se adopta 0,30).

θ = permanencia hidráulica en las Celdas de Aeración = = 1 día

θ_x = permanencia de sólidos en el sistema (edad del barro) (10 a 40 días según MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7]); se adopta mediante verificaciones previas 23 días).

./.

Entonces

$$X_I = \frac{0,7 \times 0,278 \times 23}{1} \left(0,30 \times \frac{1 - 0,73}{0,73}\right) = 3,00 \text{ kg/m}^3$$

La masa biológica, incluyendo los componentes orgánico degradable, orgánico no degradable y mineral, resulta expresada, de acuerdo al modelo, por la expresión final:

$$Y_b = \frac{Y_o \cdot S_r \cdot \theta_x}{\theta} \left(\frac{1 + \beta \times k_d \times \theta_x}{1 + k_d \, \theta_x} + \frac{f_m^{\,o}}{1 - f_m^{\,o}} \right)$$

donde

Y_o = coeficiente de producción total de biomasa orgánica: es un valor relativamente constante e igual a 0,65.

S_r = DBO removida - 214 mg/l admitiendo una eficiencia real del 95%.

β = fracción de degradable de biomasa orgánica: de 0,185 a 0,240 según los autores. Se adopta 0,20.

$f_m^{\,o}$ = fracción mineral de las células producidas: valor medio = 0,05 según los autores de acuerdo a mediciones realizadas.

k_d = constante de descomposición de la fracción degradable de biomasa a la temperatura del líquido:

$$k_{d(20°C)} \; \theta_t^{T-20}$$

Calcularemos la constante de descomposición de la fracción biodegradable.

De acuerdo a cálculos efectuados, la temperatura del líquido en las condiciones más desfavorables (invierno) será en las Celdas de 12°C (la Dirección de Protección Ambiental determinó temperaturas de 13°C en las descargas cloacales dobre la costa en el mes de julio).

./.

Diferentes autores utilizan valores de k_d que varían entre $0,12\ d^{-1}$ y $0,15\ d^{-1}$ y θ_t = C entre 1,02 y 1,075. Adoptamos $k_{d(20°C)} = 0,15\ d^{-1}$ y $\theta_t = 1,047$ (valor promedio de los indicados).

$$k_{d(12°C)} = 0,15 \times 1,047^{12-20} = 0,104$$

Entonces:

$$X_b = \frac{0,65 \times 0,214 \times 23}{1} \left(\frac{1 + 0,2 \times 0,104 \times 23}{1 + 0,104 \times 23} + \frac{0,05}{1 + 0,05} \right) =$$

$$= 1,547\ kg/m^3$$

La concentración total de barro (X_T) conformada por la fracción primaria (X_I) y la biológica (X_b) será:

$$X_T = X_I + X_b = 3,00 + 1,547 = 4,546 \cong 4,5\ kg/m^3$$

Valor coincidente con el adoptado inicialmente en función de la relación de recirculación y el IVB.

El barro excedente se calcula con la expresión:

$$SSP = \frac{X_t \cdot \theta}{S_r \cdot \theta_x}$$

$$SSP = \frac{4,5\ kg/m^3 \times 1}{0,214 \times 23} = 0,91\ kg/kg\ DBO\ removida$$

Asumiendo que el 10% del barro excedente se pierde por vertedero, el coeficiente medio de producción de barro será:

$$SSP_{exc} = 0,91 \times 0,9 \cong 0,82\ kg/kg\ DBO\ removida$$

./.

Edad del barro (SRT).

Podemos ahora verificar en el sistema el período medio de permanencia de sólidos o edad del barro, que adoptamos en el cálculo anterior. En su expresión completa es, según CASHION y KEINATH ([18]):

$$SRT = \frac{(V_a \times C_o) + (V_c \times X_c)}{(Q_I - Q_w)\ X_\varepsilon + Q \cdot C_u}$$

donde

V_a = volumen de las unidades de aeración (m^3)

C_o = concentración de sólidos suspendidos en las unidades de aeración (kg/m^3)

V_c = volumen de los sedimentadores secundarios (m^3)

X_c = concentración de sólidos suspendidos en los Sedimentadores (kg/m^3)

Q_I = caudal afluente (m^3/d)

Q_w = caudal de barro excedente (m^3/d)

X_ε = concentración de sólidos suspendidos en el efluente

C_u = concentración de sólidos suspendidos en los barros recirculados

La concentración X_c es un valor muy variable y de difícil estimación. CHUDOBA y TUCEK indican que puede variar entre el 8 y el 55% de la masa de barro total del sistema.

Los mismos autores indican que cuando las características de sedimentación del barro son buenas y las Cámaras de Aeración mucho más grandes que los Sedimentadores Secundarios, la cantidad de barro retenido en estas unidades puede despreciarse.

./.

Para la concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla adoptada y luego verificada por el cálculo (X_t) correspondería un total de:

$$6.702\ m^3 \times 4{,}5\ kg/m^3 = 30.159\ kg\ SS$$

El denominador de la fórmula anterior es directamente el valor SSP, ya determinado, multiplicado por la DBO removida, ya que ese número incluye el 10% de sólidos suspendidos que se pierden por vertedero (primer sumando del denominador):

$$0{,}91 \times 6.702\ m^3/d \times 0{,}225\ kg/m^3 \times 0{,}95 = 1.304\ kg/d$$

y finalmente:

$$SRT = \frac{30.159\ kg\ SS}{1.304} = 23{,}1\ días \cong 23\ días$$

Valor que coincide con el adoptado anteriormente.

Producción neta de barro excedente.

De acuerdo a las ecuaciones de CHUDOBA y TUCEK, la cantidad de barro a retirar del sistema deberá ser:

$$SSP_{exc} = 0{,}82\ kg/kg\ DBO_r \times 6.702\ m^3/d \times 0{,}225\ kg/m^3 \times 0{,}95 =$$

$$= 1.175\ kg/d$$

./.

1.2.3.4 Equipos aireadores.

Requerimientos de oxígeno.

Para el cálculo de la cantidad de oxígeno necesaria para la actividad de los microorganismos empleamos la expresión de ECKENFELDER:

$$kg\ O_2/d = a'\ kg\ DBO_{removida}/d + b'\ kg\ SSVLM$$

Los valores de los coeficientes a' y b' son de acuerdo a diferentes autores:

AUTOR	a' kg O_2/kg DBO_r	b' kg O_2/kg SSLM
ECKENFELDER ([5])	0,48	0,08
LOGAN y BUDD ([7])	0,52	0,09
QUIRK ([7])	0,53	0,15
ARCEIVALA ([9])	0,3 - 0,52	0,05 - 0,14

Adoptamos con carácter conservativo los límites superiores de J. ARCEIVALA

$$a' = 0{,}52\ kg\ O_2/kg\ DBO_r$$

$$b' = 0{,}14\ kg\ O_2/kg\ SSLM$$

Adoptando una eficiencia real del 95% en reducción de DBO:

$$DBO_{removida} = 6.702\ m^3/d \times 0{,}225\ kg/m^3 \times 0{,}95 =$$
$$= 1.432{,}6\ kg\ DBO/d \cong 1.433\ kg\ DBO/d$$

./.

Asumiendo que SSVLM = 0,55 SSLM (según J. ARCEIVALA en aeración extendida SSVLM = 0,5 a 0,6 de SSLM):

$$4.500 \text{ mg/l} \times 0{,}55 = 2.475 \text{ mg/l}$$

En realidad, de acuerdo al cálculo de CHUDOBA y TUCEK debería ser más bajo (1.457 mg/l) pero a los efectos del cálculo del requerimiento de oxígeno utilizamos el primer valor con carácter conservativo, para obtener una mayor capacidad en los equipos aireadores.

$$\text{kg SSVLM} = 6.702 \text{ m}^3 \times 2{,}475 \text{ kg/m}^3 = 16.587 \text{ kg}$$

Entonces:

$$O_2/d = 0{,}52 \text{ kg } O_2/\text{kg DBO}_r \times 1.433 \text{ kg DBO}_r +$$
$$+ 0{,}14 \text{ kg } O_2/\text{kg SSVLM} \times 16.587 \text{ kg} = 3.067 \text{ kg } O_2/d$$

ó bien 128 kg O_2/h

Para calcular la potencia requerida por los equipos aireadores, calcularemos la relación de transferencia efectiva con la expresión

$$N = N_o \frac{\beta C_{sw} - C_o}{C_s} \cdot \theta^{T-20} \cdot \alpha$$

donde

N_o = relación de transferencia para agua limpia a 20°C = = 1,7 kg O_2/HP (valor medio de acuerdo a determinaciones realizadas por el INTI sobre equipos de fabricación nacional de tipo eje vertical, superficial y baja velocidad).

C_{sw} = concentración de saturación de oxígeno a la temperatura (23°C) y presión del líquido (nivel del mar) = = 8,68 mg/l

./.

C_o = concentración de oxígeno en condiciones de operación (1,5 a 2 mg/l). Adoptado = 2 mg/l

C_s = concentración de oxígeno a 20°C y nivel del mar = = 9,17 mg/l

T = temperatura del líquido en verano = 23°C

α = factor de corrección de transferencia de oxígeno para líquido que no sea agua = 0,93 según Gráfico 14-24 de WPCF M. N° 8 ([7]) para SRT = 23 días

β = factor de corrección de concentración salina = 0,97 según Gráfico 14-24 de WPCF M.N° 8

y

$$N = 1,7 \times \left[\left(\frac{0,97 \times 8,68 - 2}{9,17} \right) \times 1,024^{23-20} \times 0,93 \right] =$$

$$= 1,19 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}$$

Por consiguiente, la potencia requerida será:

$$P = \frac{128 \text{ kg } O_2/\text{h}}{1,19 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}} = 107,6 \text{ HP}$$

Como se ha prevista instalar un total de 8 equipos aireadores la potencia será:

$$P_u = \frac{107,6}{8} = 13,45 \text{ HP}$$

Adoptamos equipos de 15 HP.

Verificamos ahora la potencia necesaria para mezcla del líquido.

Para mantener todos los sólidos en suspensión se requiere, de acuerdo a:

- MUNICIPAL WASTEWATER STABILIZATION PONDS ([10]). .: 20 HP/1.000 m^3
- H.PARKER ([2]). . . . . .: 20 HP/1.000 m^3
- ECKENFELDER ([5]) . . . . . .: 20 a 26 HP/1.000 m^3

./.

Se adoptan 25 HP/1.000 m^3. Como cada Celda Aireada tiene un volumen de 3.351 m^3, la potencia necesaria debería ser:

$$\frac{3.351\ m^3 \times 25\ HP}{1.000\ m^3} = 83,8\ HP$$

Es decir cada equipo sería de 10,9 HP pues hay cuatro por celda.

Se adoptan equipos de 20 HP.

1.2.3.5 Sedimentadores Secundarios.

La carga hidráulica por unidad de superficie es uno de los parámetros básicos de diseño de los decantadores en general. En el caso de sedimentadores de sistemas de tratamiento por barros activados se mide como caudal de salida sobre superficie útil de las unidades, sin tener en cuenta el caudal de recirculación.

Distintos autores e instituciones definen límites para este parámetro:

- NORMAS de los 10 ESTADOS (EE.UU.) ([4])
  Para Plantas en Aeración Extendida (F/M = 0,05) 300 g/d ft^2 =
  = 0,51 $m^3/m^2.h$
- MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7])
  Sin distinguir tipo de proceso biológico:
  800 $gal/ft^3.d$ = 1,36 $m^3/m^2.h$
- ING. SANITARIOS DEL ESTADO PARA LOS GRANDES LAGOS Y ALTO MISSISSIPPI - G.L.U.M.R.E. (cit en [19])
  Para barros activados convencionales, como caudal pico:
  2,04 $m^3/m^2.h$

./.

- ENTE DE PROTECCION AMBIENTAL DE EE.UU. (EPA) (cit. en [19])
  Para Plantas de Aeración Extendida:

Caudal medio	0,34 a 0,68 $m^3/m^2.h$
Caudal pico	1,36 $m^3/m^2.h$

Siendo las Normas de los 10 Estados y EPA los que definen con mayor precisión las cargas hidráulicas superficiales discriminando valores para aeración extendida, adoptamos el valor dado por la primera institución, el que se ubica en el promedio de los dos valores establecidos por EPA: 0,51 $m^3/m^2.h$.

Para el caudal medio de diseño resulta:

$$\frac{6.702\ m^3/d}{24\ h/d \times 0{,}51\ m^3/m^2.h} = 547{,}5\ m^2$$

Adoptamos una superficie total de 550 m^2 y cuatro sedimentadores con el fin de dar mayor flexibilidad al sistema, seguridad de operación y facilidad de aplicación por "módulos". Cada uno tendrá un área útil de

$$\frac{550}{4} = 137{,}5\ m^2$$

Verificamos ahora para el caudal máximo debombeo:

$$\frac{500\ m^3/h}{550\ m^2} = 0{,}91\ m^3/m^2.h \quad < \quad 1{,}36\ m^3/m^2.h$$

Verificaremos ahora otro parámetro básico de diseño: carga de sólidos por unidad de superficie. En este caso se tiene en cuenta el caudal de recirculación. La relación de recirculación adoptada es 1:1. La verificaremos mediante la expresión de Stewart

$$r = \frac{1}{(B_{s_{máx}}/A_s) - 1}$$

./.

donde

$B_{s_{máx}}$ = máxima concentración de sólidos en los barros de recirculación = $= \frac{10^6}{IVB}$

A_s = máxima concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla = 4.500 mg/l

Adoptando un índice volumétrico de barros (IVB) = 100 para asegurar una buena sedimentabilidad resulta:

$$B_{s_{máx}} = \frac{10^6}{100} = 10.000 \text{ mg/l}$$

y

$$r = \frac{1}{\frac{10.000}{4.500} - 1} = 0,82$$

Luego el valor adoptado $r = 1$ al ser mayor que el mínimo recomendado para que los sedimentadores funcionen correctamente, es el adecuado.

El caudal de recirculación será entonces de 6.702 m^3/d.

Los valores recomendados como carga específica de sólidos son:

- MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7]) : 98 - 146 $kg/m^2.d$ (hasta 268 $kg/m^2.d$ según figura 14.30 para IVB = 100).
- G.L.U.M.R.E. (cit.en [19]) : 244 $kg/m^2.d$ (como valor pico horario para Barros Activados Convencionales)
- EPA (para Aeración Extendida)(cit.en [19]): 98-146 $kg/m^2.d$ para caudal medio 244 $kg/m^2.d$ para caudal pico
- METCALF y EDDY ([6]) . . . : $<$ 146 $kg/m^2.d$ (Para concentraciones de SSLM mayores de 2.000 mg/l)

./.

La carga en sólidos para la superficie determinada de sedimentación es:

$$C_{Sól} = \frac{(6.702 + 6.702)\ m^3/d \times 4,5\ kg/m^3}{550\ m^2} = 109,5\ kg/m^2.d$$

Valor que se ubica entre los recomendados para aeración extendida.

La carga de sólidos para el caudal pico de bombeo sería:

$$C_{Sól.Máx.} = \frac{(500 + 279\ m^3/h) \times 4,5\ kg/m^3}{550\ m^2} \times 24\ h/d =$$

$$= 152\ kg/m^2.d$$

Valor menor que los 244 $kg/m^2.d$ recomendados como máximo por EPA para caudal pico horario.

Para el cálculo de la permanencia hidráulica efectiva, asumimos que el efecto del caudal de recirculación sobre la misma la afecta en un 60%, y que además el caudal de ingreso es el máximo de bombeo (500 m^2/h)

$$Q_c = \frac{500\ m^3/h + 0,6 \times 279}{4} = 167\ m^3/h$$

Adoptando una permanencia de 3 horas para caudal pico, la altura útil será:

$$h_u = \frac{167\ m^3/h \times 3}{137,5\ m^2} = 3,65$$

Valor que se ubica entre los 2,10 y 4,20 m recomendados por el Manual ASCE-WPCF N° 8 ([7]).

El volumen resultante de cada unidad será:

$$V = 3,65 \times 137,5 = 502\ m^3$$

./.

Este volumen, para el caudal medio:

$$Q_{c_m} = \frac{300 + 0,6 \times 279}{4} = 117 \ m^3/h$$

daría una permanencia de:

$$P = \frac{502 \ m^3}{117 \ m^3/h} = 4,3 \ h$$

Valor próximo a las 4 horas recomendadas por EPA para Aeración Extendida con relación F/M hasta 0,05.

Adoptando un sector de ingreso y distribución central (pantalla de sección circular) de 2,50 m de diámetro, la superficie total de cada unidad será:

$$S_T = 137,5 + \frac{\pi . 2,50^2}{4} = 142,4 \ m^2$$

Se adoptan sedimentadores circulares de 13,50 m de diámetro interno, por lo que los vertederos periféricos tendrán una longitud de:

$$L_v = \pi \times 13,50 = 42,40 \ m$$

La carga hidráulica por longitud de vertedero resulta para cada Sedimentador como volumen diario:

$$\frac{6.702 \ m^3/d}{4 \times 42,40 \ m} = 39,5 \ m^3/d.m$$

Para volumen máximo diario:

$$\frac{8.042 \ m^3/d}{4 \times 42,40 \ m} = 47 \ m^3/d.m$$

Valor muy inferior a los límites establecidos por

- MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7])...: 125 a 250 $m^3/d.m$
- G.L.U.M.R.E. (cit.en [19]) ...: 186 $m^3/d.m$ (como caudal pico)
- METCALF y EDDY ([6]) .....: 248 $m^3/m.d$

./.

1.2.3.6 Concentrador de Barros.

Los barros excedentes producidos en el sistema, por sus características, se destinarán a relleno sanitario con el fin de mejorar las condiciones de compactación de la basura. Con el objeto de reducir el transporte de agua, se concentrarán en unidades elevadas desde las que se cargarán camiones cisterna. El grado de estabilización logrado en el sistema de barros activados en aeración extendida con un período de permanencia de sólidos de más de 20 días, permitirá disponerlo en esa forma sin mayores inconvenientes.

Los concentradores o espesadores mecánicos se dimensionan en base a carga de sólidos por unidad de superficie.

Distintos autores recomiendan, para barros biológicos con contenido de barros primarios:

- METCALF y EDDY ([6]) : 8 a 16 $lb/ft^2.d$ = 39 a 78 $kg/m^2.d$
- CULP-WESNER-CULP ([21]) : 8 a 12 $lb/ft^2.d$ = 39 a 59 $kg/m^2.d$
- MANUAL WPCF N° 8 ([7]) :
  Para barros primarios 18 a 25 $lb/ft^2.d$ = 90 a 120 $kg/m^2.d$
  " " biológicos 4 a 6 $lb/ft^2.d$ = 20 a 30 $kg/m^2.d$
- EPA ([20]):
  Para barros biológicos 5 a 6 $lb/ft^2.d$ = 25 a 30 $kg/m^2.d$
  " " primarios y biológicos 6 a 10 $lb/ft^2.d$ = 30 a 50 $kg/m^2.d$

Adoptamos una carga de 39 $kg/m^2.d$. Como la máxima producción estimada era de 1.175 kg/d:

$$\Omega = \frac{1.175 \text{ kg/d}}{39 \text{ kg/m}^2.\text{d}} = 30,1 \cong 30 \text{ m}^3$$

./.

Suponiendo que la "campana" central de distribución tuviese un diámetro de 1,50 m la superficie total requerida será:

$$\Omega_T = 30\ m^2 + \frac{\pi\, 1{,}5^2}{4} = 32{,}8\ m^2 \cong 33\ m^3$$

El diámetro interno de cada unidad resultará:

$$D_I = \sqrt{\frac{33 \times 4}{\pi}} = 6{,}50\ m$$

La profundidad periférica será de 3 m (según CULP = 3 m; según WPCF M.N° 8 = 3 a 3,70 m).

Se preverá otra unidad igual de reserva, la que servirá además para "almacenar" barros durante cuatro días en caso de problemas ocasionales con el servicio de camiones.

Cada Concentrador irá equipado con un espesador mecánico de eje vertical y baja velocidad (7,5 m/min de velocidad periférica), y accionado por un equipo de unos 5 HP de potencia.

1.2.3.7 Desinfección Final.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

1.2.3.8 Bombeo efluente tratado.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

./.

1.2.3.9 Perfil hidráulico.

Cota Nivel Líquido Ingreso a Desarenador 27,85

Cota N.L. en Cámara Partidora 27,45

h vertedero = 0,12

Revancha = 0,10 0,22

Cota N.L. salida Cámara Partidora 27,23

Pérdida de carga en cañería entre C.P. y Celda Aireada 2

$$\Delta h_{loc} = \frac{1 \times 1^2}{19,6} = 0,05$$

$$\Delta h_j = 45 \times 0,004 = 0,18 \qquad 0,23$$

Cota N.L. Celda Aireada 2 27,00

h regulación = 0,25 26,75

Pérdida en cañería entre Celda Aireada y Cámara Partidora

$$\Delta h_{loc} = \frac{1}{19,6} = 0,05$$

$$\Delta hj = 51 \times 0,004 = 0,20$$

$$\Delta h_{loc} = \frac{0,5 \times 0,9^2}{19,6} = 0,02$$

$$\Delta hj = 17 \times 0,0021 = 0,04 \qquad 0,31$$

Cota N.L. C. Partidora. Se adopta por razones topográficas 25,90

h vertedero = 0,10

Revancha = 0,10 0,20

./.

Pérdida Cañería entre C.P. y S. Secundario

$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{0,75^2}{19,6} = 0,05$

$\Delta hj = 19 \times 0,0028 = \underline{0,05}$ 0,10

Cota N.L. en Sedimentador Secundario 25,60

h_v salida	0,05	
h regulación	0,05	
Revancha	0,10	
Pérdida en canaleta	0,02	0,22

Cota N.L. en Canaleta de salida 25,38

Pérdida en la cañería entre S.S. y Canal de Cloración

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{1,1^2}{19,6} = 0,06$

$\Delta h\ j = 10 \times 0,0074 = 0,07$

$\Delta h_{loc} = 0,5 \times \frac{1,4^2}{19,6} = 0,05$

$\Delta hj = 19 \times 0,0093 = 0,18$

$\Delta h_{loc} = 0,5 \times \frac{2^2}{19,6} = 0,10$

$\Delta h\ j = 6 \times 0,015 = \underline{0,09}$ 0,55

24,83

Cota Nivel Líquido Canal de Cloración.
Se adopta por razones topográficas 22,70

./.

1.2.4 ALTERNATIVA III: Barros Activados Convencional.

Como en los casos anteriores, se realiza el cálculo para la Primera Etapa dividiendo el tratamiento en dos líneas paralelas, y se reserva el espacio para la tercera a ejecutar en Segunda Etapa (ampliación del 50%) (ver Plano N° 13).

1.2.4.1 Desarenadores.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa II.

1.2.4.2 Sedimentadores Primarios.

El caudal de diseño será el de "bombeo" para caudal máximo horario, es decir:

$$Q_c = 500 \ m^3/h$$

La carga hidráulica por unidad de superficie es según distintas especificaciones, para Sedimentadores Primarios:

Según

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]): 600 gpd/ft^2 = 24,6 m^3/m^2.d
- MANUAL N° 8 de WPCF ([7]) : 800 a 1.000 gpd/ft^2 = = 32,8 a 40,6 m^3/m^2.d

Adoptamos: 32,8 m^3/m^2.d = 1,37 m^3/m^2.h

con lo que la superficie requerida será:

$$\Omega_T = \frac{500 \ m^3/h}{1,37 \ m^3/m^2.d} = 401,5 \ m^2$$

./.

Adoptamos dos sedimentadores circulares de 200 m^2 cada uno. Para un sector central de distribución de 2,50 m de diámetro, el diámetro total será:

$$D = \sqrt{\left(200 + \frac{\pi \; 2,5^2}{4}\right)\frac{4}{\pi}} = 16,15 \text{ m}$$

La altura periférica será de 3,00, con lo que la permanencia total resulta

$$P = \frac{200 \times 2 \times 3,00}{500} = 2,4 \text{ horas}$$

La cantidad de barro retenida en los Sedimentadores Primarios para una concentración de sólidos en el desagüe de 178 mg/l (valor promedio de las determinaciones efectuadas sobre las descargas cloacales de Comodoro Rivadavia por la Dirección de Protección Ambiental de Chubut) resultará, para una eficiencia en remoción de sólidos del 60%:

Peso sólidos secos retenidos:

$$0,6 \times 0,278 \text{ kg/m}^3 \times 6.702 \text{ m}^3\text{/d} = 1.118 \text{ kg/d}$$

El volumen de ese barro para una concentración del 4% (WPCF M.N° 8 Tabla 16-1) será:

$$V_b = \frac{1.118 \text{ kg/d}}{1.020 \text{ kg/m}^3 \times 0,04} = 27 \text{ m}^3\text{/d}$$

De acuerdo a las NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]), a una carga superficial de 800 gpd/ft^2 -que fue la adoptada para los Sedimentadores Primarios- le corresponde una eficiencia en remoción de DBO del orden del 33%. Según METCALF y EDDY ([6]) la remoción puede resultar entre el 25 y el 40%. Con criterio conservativo adoptamos un 25%.

./.

$$6.702\ m^3/d \times 0{,}225\ kg\ DBO/m^3 \times (1 - 0{,}25) = 1.131\ kg\ DBO/d$$

La DBO resultaría: 225 mg/l x 0,75 = 169 mg/l

1.2.4.3 Cámaras de Aeración.

Según las NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]) para volúmenes de más de 5.678 m^3/d la concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla deberá ser mayor de 3.000 mg/l. El Manual WPCF N° 8 ([7]) señala valores comprendidos entre 1.500 y 4.000 mg/l para "Barros Activados Convencionales". Adoptamos para el cálculo un valor de 3.000 mg/l. La relación F/M ("alimento"/masa de "barro") es según:

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]): 0,25 a 0,50 kg DBO/kg SSLM
- MANUAL N° 8 WPCF ([7]) .....: 0,30 a 0,50 kg DBO/kg SSLM
- DISTINTOS AUTORES RECOPILADOS POR ARCEIVALA ([9]).....: 0,25 a 0,50 kg DBO/kg SSLM

Adoptamos un valor conservativo de 0,25 kg DBO/kg SSLM.

El volumen de la Celda de Aeración será

$$V = \frac{1.010\ kg\ DBO/d}{3\ kg/m^3 \times 0{,}25} = 1.347\ m^3$$

Adoptamos un volumen de 1.350 m^3.

La permanencia media resultante será:

$$P = \frac{1.350\ m^3}{6.702\ m^3/d} \times 24\ h/d = 4{,}83 \simeq 5\ horas$$

valor que se ubica entre los valores de 4 y 8 horas definidos como normales por el Manual N° 8 de WPCF ([7]) para Barros Activados Convencionales.

./.

Se adoptan dos unidades rectangulares con tres equipos de aeración cada una. Para una profundidad útil de 3,50 m las medidas en planta de cada celda serán de 8 x 24 m.

El volumen diario de Segunda Etapa se cubre con otra unidad igual (50% de aumento).

En Journal WPCF, Nov. 1962, se resumen los resultados obtenidos de 20 años de operación de plantas de barros activados convencionales , recopilados por Keefer, los cuales se indican a continuación:

Permanencia = 6 h
Permanencia en sedimentación = 2,4 h
Temperatura = 12°C
Eficiencia en remoción de DBO = 85%

Por lo tanto la eficiencia en remoción de DBO deberá ser algo inferior al 85% por la menor permanencia resultante. Adoptando un 80% con criterio conservativo:

$$DBO_{efl} = 0,2 \times 169 \text{ mg/l} = 35,8 \text{ mg/l}$$

Valor inferior a los 50 mg/l fijados como límite para su descarga al mar.

1.2.4.4 Equipos Aireadores.

Aplicando la expresión de Eckenfelder:

$$O_2 = a' \times \text{carga orgánica diaria removida} + b' \times \text{masa sólidos suspendidos volátiles}$$

con valores de

a' = 0,30 a 0,52 - Adoptado 0,52

b' = 0,05 a 0,14 - Adoptado 0,14

./.

Adoptando con criterio conservativo la carga orgánica diaria en DBO y no la removida:

$$kg\ O_2 = 0{,}52 \times 1.131\ kg\ DBO/d + 0{,}14 \times 1.350\ m^3 \times$$

$$\times\ 0{,}75 \times 3\ kg/m^3 = 1.013{,}4\ kg\ O_2/d$$

Se adoptó SSVLM = 0,75 SSLM (Manual N° 8 WPCF ([7])).

Adoptamos un valor de 1.015 kg O_2/d ≅ 42,3 kg O_2/h

Potencia de los Equipos.

Para calcular la potencia requerida calculamos previamente la relación de transferencia corregida para una temperatura de verano de 23°C:

$$N = N_o \frac{\beta C_w - C_L}{C_s} \cdot \theta^{T-20} \cdot \alpha$$

donde

N_o = 1,7 kg O_2/HP

C_w = 8,68 mg/l

β = 0,963 (obtenido de Gráfico 14.24 del MANUAL N° 8 WPCF ([7]) para la edad del barro de 10 días calculada más adelante)

α = 0,86 (id.id.)

$$N = 1{,}7 \times \left(\frac{0{,}963 \times 8{,}68 - 2}{9{,}17}\right) \times 1{,}02^3 \times 0{,}86 = 1{,}08$$

La potencia requerida será:

$$\frac{42{,}3\ kg\ O_2/h}{1{,}08\ kg\ O_2/HP} = 39{,}2\ HP$$

./.

Como se ha previsto seis equipos, cada uno debería tener:

$$\frac{39,2}{6} = 6,5 \text{ HP}$$

Para mantener sólidos en suspensión se requieren entre 20 y 26 HP/1,000 m^3 (ECKENFELDER, H. PArker, etc.). Adoptando 25 HP/ 1.000 m^3 se requerirían en total:

$$\frac{1.350 \text{ m}^3 \times 25}{1.000} = 33,75 \text{ HP} < 39,2 \text{ HP}$$

Se adoptan entonces seis equipos, cada uno de 7,5 HP.

1.2.4.5 Sedimentadores Secundarios.

La carga hidráulica por unidad de superficie, dato básico para el diseño de sedimentadores para unidades de un sistema por barros activados convencionales debe ser, según distintos autores, menor de:

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]): 1,37 $m^3/m^2.h$
- H. PARKER ([2]) . . . . . : 1,37 $m^3/m^2.h$
- MANUAL N° 8 WPCF ([7]) . . . : 1,37 $m^3/m^2.h$

Adoptamos un valor de 1,30 $m^3/m^2.h$ con el objeto de que, para una permanencia razonable, la profundidad no resulte excesiva.

Para el caudal máximo de bombeo: 500 m^3/h, será:

$$S_s = \frac{500 \text{ m}^3/\text{h}}{1,30 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}} = 384,6 \cong 385 \text{ m}^2$$

Cada unidad tendrá una superficie de

$$S_u = \frac{385}{2} = 192,5 \text{ m}^2$$

./.

Para un sector de ingreso de 2,50 m de diámetro el área total será:

$$S_t = 192,5 + \frac{\pi\, 2,5^2}{4} = 197,4 \text{ m}^2$$ y el diámetro interno

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 197,4}{\pi}} = 15,85 \text{ m}$$

Relación de recirculación.

De acuerdo a Stewart la relación de recirculación mínima debe ser:

$$r = \frac{1}{(B_{s_{máx}}/A_s) - 1}$$

donde

$B_{s_{máx}}$ = concentración de sólidos en el barro de recirculación $= \frac{10^6}{IVB}$

Adoptando un IVB = 100 para asegurar una buena sedimentabilidad

$$r = \frac{1}{\frac{10.000}{100} + 1} = 0,42$$

Adoptamos una relación de recirculación del 50%, con lo que el caudal de retorno será:

$$Q_r = 279 \text{ m}^3/\text{h} \times 0,5 = 139,5 \cong 140 \text{ m}^3/\text{h}$$

Como el caudal de retorno de barros sale, en los Sedimentadores Secundarios con barrido mecánico, al pie de la zona de ingreso, afectamos al caudal de retorno con un factor 0,6. Para el cálculo de la permanencia efectiva el caudal de cálculo será entonces:

$$Q_c = 500 \text{ m}^3/\text{h} + 0,6 \times 140 \text{ m}^3/\text{h} = 584 \text{ m}^3/\text{h}$$

./.

Para este caudal máximo adoptamos una permanencia de 2,5 horas. El volumen total será entonces

$$V_T = 2,5 \times 584 = 1.460 \ m^3$$

Cada unidad tendrá un volumen de 730 m^3. La profundidad será:

$$h_u = \frac{730 \ m^3}{192,5} = 3,79 \cong 3,80 \ m$$

Valor que se ubica entre los extremos recomendados por el Manual WPCF N° 8 ([7]).

Verificamos los sedimentadores para la carga de sólidos por unidad de superficie y para el caudal medio diario más el de recirculación:

$$C_{Sól.} = \frac{(6.702 + 3.351) \ m^3/d \times 3 \ kg/m^3}{385 \ m^2} = 78 \ kg/d.m^2$$

Valor que se ubica entre los indicados por:

- MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7]): 60 a 90 $kg/m^2.d$

y por debajo de los valores establecidos por EPA ([20]) para Barros Activados: 98 a 146 $kg/m^2.d$

1.2.4.6 Barros excedentes.

Para una DBO de 225 mg/l, un volumen diario a tratar de 6.702 m^3/d y una relación F/M = 0,25, la producción de barro biológico excedente será:

$$\text{Producción de barro} = a \times DBO_{removida} - b \times \text{masa sólidos suspendidos volátiles}$$

De acuerdo a ECKENFELDER

$$a = 0,7 \quad y \quad b = 0,07$$

./.

Para la remoción de DBO del 25% prevista en los Sedimentadores Primarios y una eficiencia en remoción de DBO del 85%:

$$DBO_{removida} = 6.702\ m^3/d \times 0,225\ kg\ DBO/m^3 \times 0,75 \times 0,85 =$$

$$= 961,3 \cong 960\ kg\ DBO/d$$

Asumiendo, de acuerdo al MANUAL ASCE-WPCF N° 8 ([7]) que:

$$SSVLM = 0,75\ SSLM$$

será:

$$kg\ SSVLM = 1.347\ m^3 \times 3\ kg/m^3 \times 0,75 = 3.031\ kg$$

Por consiguiente, la producción de "barro excedente" será:

$$0,7 \times 960 - 0,07 \times 3.031 = 459,8 \cong 460\ kg/d$$

Es decir $\frac{460}{960} = 0,479 \cong 0,480$ kg SS/kg DBO

Valor que se ubica entre los indicados por el MANUAL WPCF N° 8 ([7]): 0,4 a 0,6 kg/kg DBO_r.

El período medio de permanencia de sólidos o "edad del barro" es según el MANUAL WPCF N° 8 ([7]):

$$SRT = \frac{V\ C_I + XVC_I}{R_w\ C_2 + QC_3}$$

donde

V = volumen de la Cámara de Aeración

C_I = concentración de sólidos en la Cámara de Aeración

X = fracción de los sólidos contenidos en la Cámara de Aeración que se encuentran en los Sedimentadores Secundarios = 0,05 a 0,15

R_w = caudal de barro excedente que sale del sistema

./.

C_2 = concentración del barro excedente

Q = caudal que sale por vertedero de los Sedimentadores

C_3 = concentración de sólidos en el efluente final

Los dos términos del denominador están representados por la producción de barro excedente (460 kg/d) ya que ese valor incluye el aproximadamente 10% que escapa por vertedero final.

Entonces:

$$SRT = \frac{1.347\ m^3 \times 3\ kg/m^3 + 0,15 \times 1.347 \times 3}{460\ kg/d} = 10,1\ \text{día}$$

Valor normal para "Barros Activados Convencionales".

1.2.4.7 Concentrador de Barros.

La carga de barros que deberá recibir esta unidad es de:

Barros primarios	1.118 kg/d
Barros secundarios excedentes . . .	460 kg/d
T o t a l	1.578 kg/d

La carga de sólidos por unidad de superficie, parámetro básico de diseño para este tipo de unidades, es para mezcla de barros primarios y secundarios:

- EPA ([20]). . . . . : 6 a 10 $lb/ft^2.d$
- CULP-WESNER-CULP ([21]) . . . . : 8 a 12 $lb/ft^2.d$

Adoptamos 8 $lb/ft^2.d$ = 39 $kg/m^2.d$.

Luego el área requerida será:

$$\frac{1.292\ kg/d}{39\ kg/m^2.d} = 35,7\ m^2$$

./.

Adoptamos 40 m^2 en dos unidades de 20 m^2 cada una.

La altura útil periférica, de acuerdo a WPCF M. N° 8 ([7]) puede variar entre 3 y 3,70 m. Adoptamos una profundidad de 3,00 m.

Adoptando un sector central de distribución de 1,30 m, el área total en planta será:

$$\Omega_T = 20 + \frac{\pi\, 1{,}3^2}{4} = 21{,}3 \text{ m}^2$$

y el diámetro resultante

$$D = \sqrt{\frac{21{,}3 \times 4}{\pi}} = 5{,}20 \text{ m}$$

El equipo espesador tendrá una velocidad periférica de 0,1 m/s.

De acuerdo a EPA ([20]) el barro saldrá con una concentración del 4%, por lo que el volumen destinado a Digestión será

$$V = \frac{1.434 \text{ kg/d}}{1.020 \text{ kg/m}^3 \times 0{,}04} = 35 \text{ m}^3/\text{d}$$

1.2.4.8 Digestión aeróbica.

De acuerdo a la publicación de EPA ([20]) para digerir aeróbicamente barros mezcla de primarios y secundarios, se requiere una permanencia de al menos 20 días:

$$V = 35 \text{ m}^3/\text{d} \times 20 = 700 \text{ m}^3$$

Desde el punto de vista de la carga de sólidos, ECKENFELDER ([14]) recomienda una carga de:

$$\frac{0{,}1 \text{ lb SST}}{\text{ft}^2.\text{d}} = 1{,}6 \text{ kg/m}^3.\text{d}$$

./.

Valor que se ubica entre los límites establecidos por el MANUAL N° 11 de WPCF ([22]): 0,4 a 2,2 $kg/m^3.d$.

Para la carga de 1.578 kg/d resultará:

$$1.578 \text{ kg/d} \qquad \frac{1.578 \text{ kg/d}}{1,6 \text{ kg/m}^3.\text{d}} = 986 \text{ m}^3 > 700 \text{ m}^3$$

Adoptamos entonces dos unidades de 500 m^3 cada una.

La permanencia resulta:

$$P = \frac{1.000 \text{ m}^3}{35 \text{ m}^3/\text{d}} = 28,6 \text{ días}$$

Es decir aproximadamente 30 días.

Cada Digestor tendrá una profundidad de 3,50 m y sección cuadrada en planta con lados de 11,95 m.

Equipos Aireadores.

Oxígeno requerido.

Para determinar este valor utilizamos el Gráfico 26.4 del MANUAL N° 8 WPCF ([7]), entrando con las relaciones carga en DBO a masa de sólidos suspendidos en la Cámara de Aeración y carga de DBO a masa total en el sistema. Estos valores son:

F/M = 0,25 kg DBO/kg SSLM

Carga DBO/masa SSLM(todo sistema) =

$$\frac{6.700 \times 0,225}{1.578 \text{ kg/d} \times 28,6 + (1.350 \times 1,15) \times 3} = \frac{1.507,5}{49.788} =$$

$$= 0,030$$

La cantidad de oxígeno por kg de DBO removida necesaria para la digestión, será la diferencia entre los dos valores obtenidos del gráfico:

./.

$$1,49 - 0,88 = 0,61 \text{ kg } O_2/\text{kg DBO removida}$$

y la cantidad de oxígeno:

$$0,61 \times 6.702 \times 0,225 \times 0,95 = 874 \text{ kg } O_2/d = 36 \text{ kg } O_2/h$$

Para determinar la potencia de los equipos utilizamos una relación de transferencia para agua y 20°C de 1,7 kg O_2/HP.

Se adopta una temperatura de líquido de 23°C (condición de verano).

Para una edad del barro de 30 días α = 93,2% y β = 97,3%, con lo que la relación de transferencia corregida será:

$$N = N_o \frac{\beta C_w - C_L}{C_s} \cdot \theta^{T-20} \cdot \alpha$$

Para Barros Activados Convencionales θ = 1,02. Adoptando C_L = 2 mg/l

$$N = 1,7 \times \frac{0,973 \times 8,69 - 2}{9,17} \times 1,02^{23-20} \times 0,932 =$$

$$= 1,18$$

luego la Potencia total requerida será:

$$P = \frac{36 \text{ kg } O_2/h}{1,18} = 30,5 \cong 30 \text{ HP}$$

Por otra parte la potencia requerida para mantener todos los sólidos en suspensión en un digestor aeróbico es según

- MANUAL N° 8 WPCF ([7]), Gráfico 26.8: 1,5 HP/1.000 ft^3
- EPA ([20]) . . . . . : 1 a 1,25 HP/1.000 ft^3

./.

Adoptando el valor máximo indicado: 1,5 HP/1.000 ft^3 = = 1,5 HP/28,3 m^3, se necesitará en cada unidad:

$$\frac{450\ m^3 \times 1,5}{28,3} = 29,15 \cong 30\ HP$$

Es decir prácticamente se duplica la potencia requerida para introducir el oxígeno necesario para el proceso biológico.

Se adoptan dos equipos, cada uno de 30 HP.

1.2.4.9 Playas de Secado.

Suponiendo una reducción del 42,5% en los sólidos suspendidos volátiles del barro digerido (del 35 al 50% según EPA ([20])), y asumiendo que éste es el 75% del total, la cantidad de barro a disponer sería:

$$P_{barro} = 1.578 \times 0,25 + 1.578 \times 0,75\ (1 - 0,425) = 1.075\ kg/d$$

Al año serían: 365 x 1.075 = 392.375 kg/año

Por otra parte, según JAWORSKY y otros (cit. en [23]), para una permanencia de 30 días y una temperatura de 13°C, la reducción de sólidos suspendidos volátiles sería del 38%, con lo cual:

$$P_{barro} = 1.578 \times 0,25 + 1.578 \times 0,75\ (1 - 0,38) = 1.128\ kg/d$$

y al año: 365 x 1.128 = 411.720 kg/año

Valor que adoptamos para el diseño de las Playas.

./.

Las cargas en sólidos secos por año y por unidad de superficie son según:

- MANUAL DESAGÜES CLOACALES ESCUELA ING. SANITARIA ([13]): 80 a 180 kg/m^2.año
- EPA ([20]) . . . . . : 25 $lb/año.ft^2$ = = 122 kg/m^2.año

Dadas las características climáticas de Comodoro Rivadavia -fuertes vientos y poca lluvia- se adopta una carga de 180 kg/m^2.año, valor para el cual resulta:

$$\frac{411.720 \text{ kg/año}}{180 \text{ kg/m}^2\text{/año}} = 2.287 \text{ m}^2$$

Adoptándose 12 Playas de 7 x 27,50 m.

1.2.4.10 Desinfección Final.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

1.2.4.11 Bombeo Efluente Tratado.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

./.

1.2.4.12 Perfil hidráulico.

Cota Nivel Líquido ingreso a Desarenador		27,90
		0,40
Cota N.L. en Cámara Partidora		27,50
h vertedero	= 0,12	
revancha	= 0,10	0,22
		27,28
Pérdidas en cañería		
$\Delta h_{loc} = \frac{1,5}{19,6} = 0,08$		
$\Delta hj = 29 \times 0,004 = 0,12$		0,20
Cota N.L. en Sedimentador Primario		27,08
h_v salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22
Cota N.L. en canaleta salida S.P.		26,86
Pérdida en cañería		
$\Delta h_{loc} = \frac{1,5}{19,6} = 0,08$		
$\Delta hj = 13 \times 0,004 = 0,05$		0,13
Cota N.L. en canaleta entrada a C.A.		26,73
h_v	0,15	
revancha	0,15	0,30
Cota N.L. en Cámara de Aeración		26,43

./.

Cota N.L. en Cámara de Aeración		26,43
h_v salida	0,05	
regulación	0,25	
revancha	0,10	0,40
Cota N.L. en canaleta salida C.Aeración		26,03
Pérdida en canaleta	0,05	0,05
Cota N.L. en C. Partidora		25,98
h_v	0,15	
revancha	0,10	0,25
Cota N.L. salida C. Partidora		25,73

Pérdida en cañería

$$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{0,95^2}{19,6} \quad 0,069$$

$$\Delta h\ j = 21 \times 0,003 = 0,063$$ 0,13

Cota N.L. en S. Secundario		25,60
h_v salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22
Cota N.L. en canaleta salida S. Secundario		25,38

Pérdida en cañería

$$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{1^2}{19,6} = 0,05$$

$$\Delta h\ j = 21 \times 0,004 = 0,084$$

Pérdida en cañería

$$\Delta h_{loc} = 0,5 \times \frac{0,9^2}{19,6} = 0,02$$

$$\Delta h\ j = 4 \times 0,0021 = 0,008$$ 0,16

Cota N.L. en Cámara de Cloración. Se adopta por razones topográficas 24,80

./.

2.- PLANTA SUR

2.1 ESTACIONES ELEVADORAS N° 1 y N° 2.

Para el Anteproyecto de la Planta de Tratamiento Sur y comparación de las diferentes Alternativas, se parte de la población y parámetros definidos en el Informe Parcial N° 3.

El desagüe cloacal de la zona céntrica de la ciudad escurrirá por gravedad hasta una Estación Elevadora N° 1, ubicada en Av. Costanera y Ruta Nacional N° 3, desde donde será bombeado a la Estación Elevadora N° 2, ubicada en la intersección de las calles Dallemura y 131.

La Estación Elevadora N° 2 recibirá la totalidad del desagüe cloacal de la ciudad, y además los desagües de los establecimientos ubicados en el Barrio Industrial.

Desde la Estación Elevadora N° 2 el desagüe será bombeado a través de una cañería de impulsión, cuya traza se indica en el Plano N° 16, a la Planta de Tratamiento ubicada en un predio contiguo al Autódromo.

El aporte de los establecimientos ubicados en el Barrio Industrial fue definido en el Informe Parcial Complementario N° 3; sus volúmenes y caudales son los siguientes:

Volúmenes

AÑO 2002 = 3.000 m^3/día

AÑO 2017 = 4.000 m^3/día

Caudales

AÑO 2002:

Q_{med} = 125 m^3/h

$Q_{máx}$ = 225 m^3/h

./.

AÑO 2017:

Q_{med} = 167 m^3/h

$Q_{máx}$ = 300 m^3/h

En base a las poblaciones, dotaciones de agua y aportes del Barrio Industrial, se determinan a continuación los volúmenes diarios de desagüe a tratar en la Planta:

AÑO 2002

Vol.máx. = 92.374 hab x 0,385 m^3/hab.día x 0,8 x 1,2 + + 3.000 m^3/día - 37.141 m^3/día

Vol.med. = 92.374 hab x 0,385 m^3/hab.día x 0,8 + + 3.000 m^3/día = <u>31.451 m^3/día</u>

AÑO 2017

Vol.máx. = 107.232 hab x 0,420 m^3/hab.día x 0,8 x 1,2 + + 4.000 m^3/día - 47.236 m^3/día

Vol.med. = 107.232 hab x 0,420 m^3/hab.día x 0,8 + + 4.000 m^3/día = <u>40.030 m^3/día</u>

Los caudales horarios para el cálculo de la Planta, son los caudales de bombeo de la Estación Elevadora N° 2, ubicada en la esquina de las calles Dallemura (continuación de la Av. Portugal) y Calle 131, donde se reunirá el total del desagüe cloacal de la ciudad.

En la Estación Elevadora N° 2 descargará la cañería de impulsión de la Estación Elevadora N° 1 ubicada en Av. Costanera y Ruta Nacional N° 3 (Barrio Malvinas), de donde para determinar los caudales de bombeo de aquella es necesario definir los caudales de bombeo de la E.E. N° 1.

./.

A continuación se efectúa el cálculo de los caudales de bombeo de la Estación Elevadora N° 1.

Los barrios que descargarán en esta Estación Elevadora son: Pietrobelli, Cívico y centro de la Ciudad, tal como se indica en el Plano N° 3 del Informe Parcial N° 3, que fue determinado en base a los planos de la red de colectoras existentes.

La Población de esos barrios al año 1980 era:

Zona Central	=	18.586	habitantes
B° Pietrobelli	=	6.409	"
B° Cívico	=	521	"
Población total	=	25.516	habitantes

Para calcular la población que descargaría en la Estación Elevadora N° 1 en los años 2002 y 2017, se multiplica la población total determinada por los coeficientes de crecimiento poblacional, en la hipótesis de que todos los barrios de la ciudad crecieran igualmente:

Zona Sur

Año 1980	=	69.781	habitantes
Año 2002	=	114.634	"
Año 2017	=	136.932	"

Relación 2002/1980 = 1,643

Relación 2017/1980 = 1,962

Población año 2002 = 25.516 x 1,643 = 41.923 habitantes

Población año 2017 = 25.516 x 1,962 = 50.064 habitantes

Se considera más razonable asignar un crecimiento menor al área de influencia de la Estación Elevadora N° 1, por ser la zona céntrica, que al resto de la ciudad; por tanto se fijó un 85%

./.

de los coeficientes de crecimiento determinados, lo que resulta en las siguientes poblaciones:

Población EE_1 año 2002 = 1,643 x 0,85 x 25.516 = 35.634 hab.

Población EE_1 año 2017 = 1,962 x 25.516 x 0,85 = 42.553 hab.

Con las poblaciones determinadas, los volúmenes máximos diarios de desagüe serán:

$V_{máx}$ año 2002 =

= 35.634 hab x 0,385 m^3/hab.día x 1,2 x 0,8 = 13.170 m^3/día

$V_{máx}$ año 2017 =

= 42.554 hab x 0,420 m^3/hab.día x 1,2 x 0,8 = 17.158 m^3/día

Los caudales horarios afluentes a la Estación Elevadora serán:

Máximos (se calculan con el coeficiente de pico fijado en 1,4)

año 2002 = 768,2 m^3/h

año 2017 = 1.000,8 m^3/h

Medios

año 2002 = 457,3 m^3/h

año 2017 = 595,8 m^3/h

./.

Para la Estación Elevadora N° 1 se fija la instalación del siguiente número de electrobombas:

Año 2002 (1ª Etapa) : 3 electrobombas, funcionando 2, quedando una de reserva

Año 2017 (2ª Etapa) : 4 electrobombas, funcionando 3, quedando una de reserva

Se fija el caudal de cada bomba en 425 m^3/h, con el fin de contar con un mayor margen para la Segunda Etapa, debido a que se estima que hay mayor imprecisión en los caudales afluentes determinados.

De lo anterior resultan los siguientes caudales de bombeo de la Estación Elevadora N° 1, que volcará en la Estación Elevadora N° 2.

$$Q_{bombeo\ máx}\ 1^a\ Etapa = 850\ m^3/h$$

$$Q_{bombeo\ máx}\ 2^a\ Etapa = 1.275\ m^3/h$$

A continuación se calcula la Estación Elevadora N° 2, que recibe la totalidad del desagüe cloacal de la Ciudad, y el aporte de los establecimientos ubicados en el Barrio Industrial.

En esta Estación Elevadora aporta por gravedad un área de la Ciudad cuya población es la siguiente:

Año 2002 = 92.374 - 35.634 = 56.740 habitantes

Año 2017 = 107.232 - 42.553 = 64.679 habitantes

Los volúmenes máximos diarios que corresponden a esta población son:

Año 2002 = 56.740 hab x 0,385 m^3/hab.día x 1,2 x 0,8 =
= 20.971 m^3/día

Año 2017 = 64.679 hab x 0,420 m^3/hab.día x 1,2 x 0,8 =
= 26.078 m^3/día

./.

Los caudales que corresponden a estos volúmenes son los siguientes:

Máximos:

Año 2002 = 1.223,2 m^3/h

Año 2017 = 1.521,2 m^3/h

Medios:

Año 2002 = 728,2 m^3/h

Año 2017 = 905,5 m^3/h

Los caudales totales afluentes a la Estación Elevadora N° 2 son los siguientes:

* Año 2002:

$Q_{máx}$ = 1.223 m^3/h + 850 m^3/h + 225 m^3/h = 2.298 m^3/h

Se adopta:

$Q_{máx}$ = 2.300 m^3/h = 38,33 m^3/min

Q_{med} = 728 + 850 + 125 = 1.703 m^3/h

Se adopta:

Q_{med} = 1.700 m^3/h = 28,33 m^3/min

* Año 2017:

Q_{max} = 1.521 + 1.275 + 300 = 3.096 m^3/h

Se adopta:

$Q_{máx}$ = 3.100 m^3/h = 51,67 m^3/min

Q_{med} = 905 + 167 + 1.275 = 2.347 m^3/h

Se adopta:

Q_{med} = 2.350 m^3/h = 39,17 m^3/min

./.

Se ha previsto la instalación del siguiente número de electrobombas para la Estación Elevadora N° 2:

Año 2002 (1ª Etapa) : 4 electrobombas de 850 m^3/h cada una, de las cuales funcionarán 3, quedando una de reserva

Año 2017 (2ª Etapa) : 5 electrobombas de 850 m^3/h cada una, de las cuales funcionarán 4, quedando una de reserva

El cálculo del pozo de aspiración se efectúa para la Segunda Etaque es la condición más desfavorable dado que el volumen de pozo de aspiración necesario para la Primera se regula con los flotantes de arranque y parada de las electrobombas.

Se fija un volumen de Pozo de Aspiración de 150 m^3; las dimensiones del mismo son:

ancho = 5 m largo = 12 m $h_{útil}$ = 2,50 m

El desnivel líquido entre el arranque de las distintas bombas es de 0,625 m, y el volumen es de 37,5 m^3.

Los caudales de bombeo serán:

$$Q_b \text{ para } Q_{med} = 2.550 \ m^3/h = 42,5 \ m^3/min$$

$$Q_b \text{ para } Q_{máx} = 3.400 \ m^3/h = 56,67 \ m^3/min$$

A continuación se calculan los tiempos de llenado y vaciado, para determinar con ello la frecuencia de arranque de las electrobombas.

Para $Q_{máx}$ tenemos

$$t_{LL\ V_1} = \frac{37,5 \ m^3}{51,67 \ m^3/min} = 0,73 \ min$$

./.

$$t_{LL\ V_2} = \frac{37,5\ m^3}{51,67\ m^3/min - 14,17\ m^3/min} = 1\ min$$

$$t_{LL\ V_3} = \frac{37,5\ m^3}{51,67\ m^3/min - 28,34\ m^3/min} = 1,61\ min$$

$$t_{LL\ V_4} = \frac{37,5\ m^3}{51,67\ m^3/min - 42,51\ m^3/min} = 4,1\ min$$

$$t_{vac} = \frac{150\ m^3}{56,68\ m^3/min - 51,67\ m^3/min} = 29,94\ min$$

$$t = 37,38\ min$$

De donde se tendrá aproximadamente 1 arranque por hora.

Verificación para Caudal Medio:

$$t_{LL\ V_1} = \frac{37,5\ m^3}{39,17\ m^3/min} = 0,96\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{37,5\ m^3}{39,17\ m^3/min - 14,17\ m^3/min} = 1,63\ min$$

$$t_{LL\ V_3} = \frac{37,5\ m^3}{39,17\ m^3/min - 28,34\ m^3/min} = 3,46\ min$$

$$t_{vac} = \frac{37,5\ m^3}{42,51\ m^3/min - 39,17\ m^3/min} = 11,23\ min$$

$$t = 17,28\ min$$

De donde se tendrá de 2 a 3 arranques por hora.

./.

Para la Primera Etapa se previó que operarán tres electrobombas, funcionando las mismas en similares condiciones que para el caso de caudal medio de la Segunda Etapa.

La traza de la cañería de impulsión desde la Estación Elevadora N° 2 a la Planta de Tratamiento Sur, se detalla en el Plano N° 16 y su diámetro, de acuerdo a los cálculos efectuados, es de 0,900 m; el material de la misma puede ser asbesto cemento o plástico reforzado con fibra de vidrio.

2.2 PARAMETROS DE DISEÑO.

Los parámetros básicos para el cálculo de la Planta de Tratamiento Sur son los siguientes:

PARAMETRO	UNIDAD	PRIMERA ETAPA Año 2002	SEGUNDA ETAPA Año 2017
Población	habitantes	92.374	107.232
Volumen diario medio de desagüe a tratar	m^3/día	31.451	40.030
Caudal medio horario (de bombeo)	m^3/h	1.700	2.350
Caudal máximo (de bombeo)	m^3/h	2.550	3.400
* D.B.O. del líquido a tratar	mg/l	225	225
Carga orgánica	kg DBO/día	7.076	9.006

(*): La D.B.O. promedio de los muestreos efectuados por la Provincia es 196 mg/l, pero para el cálculo se fija una D.B.O. de 225 mg/l, que es el valor que se adopta comúnmente para el cálculo de plantas en nuestro país.

./.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO-SANITARIO.

2.3.1 Generalidades.

Se desarrollaron para su comparación técnico-económica, tres tipos de tratamientos bien definidos, que de acuerdo con la información bibliográfica disponible, y por sobre todo con la experiencia lograda en el país, podían ser considerados para este caso particular.

Las alternativas desarrolladas son las siguientes:

ALTERNATIVA I : LECHOS PERCOLADORES

ALTERNATIVA II : BARROS ACTIVADOS

ALTERNATIVA III : AERACION EXTENDIDA

2.3.2 Alternativa I: Lechos Percoladores.

Se trata de un sistema de tratamiento bien comprobado en nuestro país, de fácil operación. Dada la eficiencia requerida, se ha considerado suficiente una sola etapa de Lechos Percoladores con recirculación.

En el Plano N° 17 se ha desarrollado el Anteproyecto de esta alternativa.

El líquido a tratar, proveniente de la Estación Elevadora N° 2, descargará en la Cámara de Carga, y de allí pasará a los Desarenadores, donde se separarán las partículas inertes; el efluente de éstos pasará a los Sedimentadores Primarios, destinados a remover los sólidos sedimentables presentes en el líquido a tratar, por sola acción de la gravedad y sin el agregado de productos químicos.

A la salida de los Sedimentadores Primarios, el líquido pasará a una Cámara Partidora que permitirá alcanzar un nivel de alimentación adecuado para los Lechos Percoladores, previstos con su

./.

lecho filtrante en piedra partida para asegurar una adecuada fijación de la "zooglea" actuante, con una altura total de manto de piedra de 2,10 m.

Luego de atravesar el manto de piedra, oxigenado por desplazamiento de masa de aire inducido por termosifón, el líquido pasará a la etapa de sedimentación secundaria, donde separarán los flocs biológicamente conformados, que han transformado la materia orgánica disuelta y en suspensión coloidal en materia sedimentable en esta etapa de sedimentación secundaria.

El líquido de salida de los sedimentadores se encontrará adecuadamente desprovisto de sólidos suspendidos de modo tal de asegurar la cloración del efluente para su desinfección.

Para implementar la mencionada Cloración del efluente se ha previsto un Local para Cloración mediante la preparación de una solución en agua de cloro gaseoso, la cual se dosificará en la cabecera de la cámara de cloración.

Los barros totales, separados de la sedimentación primaria y secundaria, serán concentrados y luego conducidos a Digestores Aeróbicos, y el barro digerido será deshidratado mediante centrífugas ubicadas en un local destinado a tal efecto.

El efluente de la Cámara de Cloración puede tener dos destinos; uno es el riego, para lo cual se anteproyectó la Estación Elevadora de efluente tratado, que bombeará el mismo a través de una cañería de impulsión de 0,900 m de diámetro, hasta una Reserva ubicada en el área de riego del Cordón Forestal. El segundo destino es la descarga al mar por la zanja existente en el predio de la planta, reacondicionada en forma adecuada.

A continuación se desarrolla el cálculo de las distintas unidades de tratamiento que componen la Planta:

./.

2.3.2.1 Desarenadores.

Los caudales de diseño son los de bombeo de la Estación Elevadora N° 2, los que se indican a continuación:

Primera Etapa - Año 2002:

$$Q_{med} = 1.700 \ m^3/h$$

$$Q_{máx} = 2.550 \ m^3/h = 0,708 \ m^3/seg$$

Segunda Etapa - Año 2017:

$$Q_{med} = 2.350 \ m^3/h$$

$$Q_{máx} = 3.400 \ m^3/h$$

Se prevé la implementación de dos unidades en paralelo para la Primera Etapa, y para la Segunda se adicionará una unidad.

La velocidad en los Desarenadores será regulada mediante un vertedero proporcional ubicado a la salida de los mismos.

Las expresiones que se aplican para el cálculo del Vertedero Sutro (el Proporcional es el doble) son las siguientes:

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} tg^{-1} \sqrt{Y/a}\right)$$

$$Q = b \sqrt{2 ag} \left(h + \frac{2}{3} a\right)$$

Adoptamos:

$$h = 0,90 \ m$$

$$a = 0,035 \ m$$

Caudal en cada Desarenador = 0,354 m^3/seg

El caudal que se utiliza en la fórmula es q = 0,177 m^3/seg

./.

$$0{,}177 = b \sqrt{2 \times 0{,}035 \times 9{,}8 \text{ m}} \; (0{,}90 + \frac{2}{3} \times 0{,}035)$$

$$\therefore \; b = 0{,}231 \qquad \text{Se adopta } b = 0{,}23 \text{ m}$$

$$b_{total} = 0{,}46 \text{ m}$$

Cálculo del valor de X para Y = 0,90 m (abertura en la parte superior):

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \, tg^{-1} \sqrt{\frac{0{,}90}{0{,}035}}\right) = 0{,}058$$

$$X_{total} = 0{,}115 \text{ m}$$

Determinamos la Permanencia aplicando la velocidad de sedimentación indicada en METCALF y EDDY ([6]), que es 1,1 m/min, de donde resulta:

$$P = \frac{0{,}90 \text{ m}}{1{,}1 \text{ m/min}} = 0{,}818 \text{ min} = 49 \text{ seg}$$

Se adopta una velocidad de 0,30 m/seg para partículas de 0,2 mm de diámetro, de donde resulta:

$$\text{Long} = 0{,}30 \text{ m/seg} \times 49 \text{ seg} = 14{,}72 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta Longitud} = 15 \text{ m}$$

Por otro lado, entrando en el ábaco del "Manual de Operación de Plantas de Tratamiento" del Instituto de Ingeniería Sanitaria (UBA) (en adelante "Manual de Operación") con D° = 0,2 mm y V = 0,30 m/seg se obtiene L = 15 m.

./.

Cálculo del ancho de cada canal:

$$Q = a \times h \times 0{,}30 \text{ m/seg}$$

$$0{,}354 \text{ m}^3/\text{seg} = a \times 0{,}9 \text{ m} \times 0{,}3 \text{ m/seg}$$

$$a = \frac{0{,}354 \text{ m}^3/\text{seg}}{0{,}27 \text{ m}^2/\text{seg}} = 1{,}31 \text{ m}$$

Se adopta $a = \underline{1{,}30 \text{ m}}$

A continuación se verifica el desarenador para el caudal medio:

$$Q^{c}/\text{desarenador} = 850 \text{ m}^3/\text{h} = 0{,}236 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Aplicando la expresión de Q para vertedero Sutro determinamos h:

$$0{,}118 = 0{,}231 \sqrt{2 \times 0{,}035 \times 9{,}8} \left(h + \frac{2}{3} \times 0{,}035\right)$$

de donde resulta

$$h = 0{,}59 \text{ m}$$

La sección de escurrimiento es

$$A = 0{,}59 \text{ m} \times 1{,}30 \text{ m} = 0{,}767 \text{ m}^2$$

y la velocidad será:

$$V = \frac{0{,}236 \text{ m}^3/\text{seg}}{0{,}767 \text{ m}^2} = 0{,}308 \text{ m/seg}$$

Esta velocidad se encuadra dentro del rango establecido por la bibliografía, que es entre 0,20 y 0,30 m/seg.

./.

2.3.2.2 Sedimentadores Primarios.

Tanto el "Manual de Operación" como el Manual N° 8 de la WPCF ([7]) recomiendan una permanencia de 2 horas para $Q_{máx}$.

Por lo tanto se adopta

$$P = 2 \text{ horas para } Q_{máx}$$

Se ha previsto la instalación de:

Para Primera Etapa : 3 unidades en paralelo

Para Segunda Etapa : 4 unidades en paralelo

$$Q_{máx} = Q_{bombeo}$$

$$Q_{máx}\ 1^a \text{ Etapa} = 2.550 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{máx}\ 2^a \text{ Etapa} = 3.400 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Vol} = 2.550 \text{ m}^3/\text{h} \times 2 \text{ h} = 5.100 \text{ m}^3$$

$$\text{V c/u} = \frac{5.100}{3} = 1.700 \text{ m}^3$$

La carga hidráulica recomendada por el Manual N° 8 WPCF ([7]) es entre 800 y 1.000 gpd/ft^2 = 32,9 a 40,6 m^3/m^2.d

Se fija una carga superficial = 32,9 m^3/m^2.día = 1,37 m^3/m^2.h

Además se adoptan sedimentadores circulares, de donde:

$$\text{Area c/u} = \frac{2.550 \text{ m}^3/\text{h}}{3 \times 1,37 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}} = 620 \text{ m}^2$$

resultando:

$$D° = 28,10 \text{ m}$$

Se adopta $D° = 28$ m

./.

El tirante líquido resulta:

$$h = \frac{1.700\ m^3}{615,75\ m^2} = 2,76\ m$$

Se adopta

$$h = 2,80\ m$$

Caudal de barro:

De acuerdo a METCALF y EDDY ([6]) un desagüe cloacal típico contiene 200 mg/l de sólidos suspendidos.

Los resultados de los análisis de las muestras extraídas por la Dirección de Protección Ambiental de la Provincia del Chubut, permiten obtener una concentración promedio de:

$$sst = 278\ mg/l$$

que se adopta para el cálculo.

Para una permanencia de 2 horas en los sedimentadores, se obtiene normalmente una eficiencia de aproximadamente 60% en remoción de sólidos sedimentables, de donde:

Peso de sólidos secos =

$$= 0,60 \times 0,278\ kg/m^3 \times 31.451\ m^3/d = 5.246\ kg/día$$

El peso específico del barro medio primario es de aproximadamente 1.020 kg/m^3.

El contenido de humedad es aproximadamente 95%, de donde resulta:

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

Para Primera Etapa:

$$\text{Vol. de barro} = \frac{5.246 \text{ kg/día}}{1.020 \text{ kg/m}^3 \ (1 - 0,95)} = 102,86 \text{ m}^3\text{/día}$$

Para Segunda Etapa:

Peso de sólidos secos = 0,6 x 0,278 x 40.030 = 6.677 kg

$$\text{Vol. de barro} = \frac{6.677}{1.020 \ (1 - 0,95)} = 130,92 \text{ m}^3\text{/día}$$

$$\therefore \quad \text{Vol} = 130 \text{ m}^3\text{/día}$$

Verificación con información bibliográfica:

SST = 90 g/hab.día

Eficiencia de la sedimentación primaria en remoción de sólidos . . . . . = 60%

Peso de sólidos secos =

= 0,09 kg/hab.día x 0,60 x 92.374 hab = 4.988 kg/día

$$\text{Vol} = \frac{4.988}{1.020 \ (1 - 0,95)} = 97,80 \text{ m}^3\text{/día}$$

que es inferior al determinado con los resultados de los análisis del desagüe.

Por lo tanto se adopta

$$\text{Vol} = 102 \text{ m}^3\text{/día}$$

./.

Según el Manual N° 8 WPCF ([7]) y METCALF y EDDY ([6]), la eficiencia en remoción de D.B.O. que se puede obtener en la etapa de sedimentación primaria es de 25 a 40%.

Se fija una eficiencia en remoción de D.B.O. de 25%, como valor conservativo.

De donde:

$$\text{DBO efluente} = 0{,}75 \times 225 \text{ mg/l} = 169 \text{ mg/l}$$

2.3.2.3 Lechos Percoladores.

Para el cálculo de los Lechos Percoladores se sigue lo indicado por ECKENFELDER/O'CONNOR ([26]), quienes por un lado fijan una carga hidráulica de 10 a 30 mgd, para filtros de alta carga. Además establecen la siguiente expresión:

$$\frac{L_e}{L_o} = \frac{1}{1 + \frac{C\,D^{0,67}}{Q^{0,5}}}$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel Belgrano

donde

L_e = DBO del efluente tratado

L_o = DBO aplicada al lecho después de la dilución con la recirculación

C = 2,5

D = altura del manto

Q = carga hidráulica

Los autores mencionados establecen también la siguiente expresión que relaciona L_o, L_a, L_e y N:

$$L_o = \frac{L_a + N\,L_e}{1 + N}$$

./.

donde

L_a = DBO del desagüe sedimentado

N = relación de recirculación

Además la (E_T) eficiencia en remoción de DBO está dada por:

$$E_T = E_{20} \cdot 1{,}035^{(T-20)}$$

donde E_{20} es la eficiencia a 20°C y T la temperatura del desagüe en °C, para el mes más frío.

Temperatura del desagüe en julio = 13°C (de información suministrada por la Provincia)

$$E_T = E_{20} \cdot 1{,}035^{(13-20)} = \frac{E_{20}}{1.272}$$

L_a = 169 mg/l tomando una eficiencia de 25% en la sedimentación primaria

$$E_T = \frac{169 - 50}{169} \times 100 = 70{,}4\ \%$$

$$E_{20} = 70{,}4 \times 1{,}272 = 89{,}54\ \%$$

Para el diseño se adoptó como valor conservativo

E_{20} = 85 %

L_e = 0,15 x 169 = 25,35 mg/l

L_a = 169 mg/l

De acuerdo a información bibliográfica se adopta

D = 7 ft = 2,10 m (altura del manto)

./.

Además se adopta una carga hidráulica

$$Q = 20 \text{ mgd} = 18{,}68 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{día}$$

de donde se tiene

$$\frac{D^{0,67}}{Q^{0,5}} = \frac{7^{0,67}}{20^{0,5}} = \frac{3{,}683}{4{,}472} = 0{,}824$$

$$\frac{L_e}{L_o} = \frac{1}{1 + 2{,}5 \times 0{,}824} = 0{,}327$$

$$L_o = \frac{25{,}35}{0{,}327} = 77{,}52 \text{ mg/l}$$

de donde

$$77{,}52 = \frac{169 + 25{,}35 \cdot N}{1 + N}$$

$$52{,}17 \text{ N} = 91{,}48$$

$$N = 1{,}75$$

La relación de recirculación está dada por:

$$N = \frac{q_R - q}{q} \quad \therefore \quad q_R = N_q + q$$

$$q_R = 1{,}75 \times 1.700 + 1.700 = 4.675 \text{ m}^3/\text{h} = 112.200 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$A_{neces.} = \frac{112.200 \text{ m}^3/\text{día}}{18{,}68 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{día}} = 6.006 \text{ m}^2$$

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

A continuación se calcula la Carga Orgánica específica:

Volumen total de manto = 6.000 x 2,10 = 12.600 m^3

Carga orgánica 1ª Etapa =

= 31.451 m^3/día x 0,169 kg DBO/m^3 = 5.315 kg DBO/día

$$\text{Carga específica} = \frac{5.315 \text{ kg/día}}{12.600 \text{ m}^3} = 0{,}422 \text{ kg/m}^3\text{.día}$$

A continuación se realiza una verificación con la curva de carga para Lechos Percoladores de simple etapa, medio de piedra, de las NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]) para regiones frías al norte del paralelo 45° de los EE.UU., latitud que concuerda aproximadamente con la de Comodoro Rivadavia. Entrando con la carga específica, del gráfico se obtiene que la DBO removida resulta igual a = = 0,293 kg/m^3.día.

De donde:

$$\text{\% de DBO remanente} = \frac{0{,}422 - 0{,}293}{0{,}422} \times 100 = 30\ \%$$

De lo anterior resulta

DBO efluente = 169 mg/l x 0,3 = 50,7 mg/l

lo cual concuerda con la DBO del efluente tratado fijada en el Informe Parcial N° 3.

Para Segunda Etapa

$$q_r = 1{,}75 \times 2.350 + 2.350 = 6.462{,}5 \text{ m}^3\text{/h} = 155.100 \text{ m}^3\text{/día}$$

$$A_{neces} = \frac{155.100}{1.868} = 8.303 \text{ m}^2$$

./.

Con las áreas necesarias de cada etapa resultan:

Para 1ª Etapa:

Se ha previsto 4 unidades en paralelo, resultando un D° = 43,70 m

Se adopta = 44 m

Para 2ª Etapa:

Se adicionan 2 unidades de D° = 38,50 m

2.3.2.4 Sedimentadores Secundarios.

Los caudales de recirculación son:

1ª Etapa

$q_r = 1{,}75 \times 1.700 = 2.975\ m^3/h$

2ª Etapa

$q_r = 1.75 \times 2.350 = 4.112\ m^3/h$

Los caudales de cálculo resultan:

1ª Etapa

Caudal medio = $1.700\ m^3/h + 2.975\ m^3/h = 4.675\ m^3/h$

Caudal máx. = $2.350\ m^3/h + 2.975\ m^3/h = 5.325\ m^3/h$

2ª Etapa

Caudal medio = $2.350\ m^3/h + 4.112\ m^3/h = 6.462\ m^3/h$

Caudal máx. = $3.400\ m^3/h + 4.112\ m^3/h = 7.512\ m^3/h$

De acuerdo a información bibliográfica se fija para Q_{med} una permanencia de 3,5 hs.

./.

De donde:

$$Vol = 4.675\ m^3/h \times 3,5\ h = 16.362\ m^3$$

El Manual N° 8 WPCF ([7]) indica

$$C_H = 25\ m^3/m^2.día$$

$$A = \frac{4.675\ m^3/h \times 24\ h/día}{25\ m^3/m^2.día} = 4.488\ m^2$$

En Primera Etapa se ha previsto 4 unidades en paralelo, de donde:

$$Area\ c/u = \frac{4.488}{4} = 1.122\ m^2$$

de donde resulta:

D° = 38 m tirante (h) = 3,65 m

A continuación se realiza la verificación para caudal máximo.

$$P = \frac{4.139\ m^3}{1.331\ m^3/h} = 3,11\ h$$

$$C_H = \frac{5.325\ m^3/h\ /\ 4}{1.134\ m^2} = 1,17\ m^3/m^2.h = 28,08\ m^3/m^2.d$$

Valor que coincide con el máximo indicado en el Manual N° 8 de WPCF ([7]).

Para Segunda Etapa: se adicionan 2 Sedimentadores.

Caudal medio = 6.462 m^3/h - 4.675 m^3/h = 1.787 m^3/h

Caudal máx. = 7.512 m^3/h - 5.325 m^3/h = 2.187 m^3/h

./.

$$Vol = 1.787\ m^3/h \times 3,5\ h = 6.254,5\ m^3$$

$$Vol\ c/u = 3.127,25\ m^3$$

$$A = \frac{1.787\ m^3/h \times 24\ h/día}{2 \times 25\ m^3/m^2.día} = 857,76\ m^2$$

de donde resulta:

D° = 33,04 m Se adopta D° = 33 m

tirante (h) = 3,65 m

2.3.2.5 Concentradores de Barro.

Los concentradores o espesadores mecánicos se dimensionan en base a la carga de sólidos por unidad de superficie.

METCALF y EDDY ([6]) indican: 2,4 a 4 $kg/m^2.h$

ECKENFELDER-O'CONNOR ([26]) : 20 $lb/ft^2.día$ = 97,74 $kg/m^2.día$

Se adopta una carga de sólidos de 90 $kg/m^2.dís$

Para 2ª Etapa

P = sólidos secos = 9.265 kg/día

$$A_{nec.} = \frac{9.265\ kg/día}{90\ kg/m^2.día} = 102,94\ m^2$$

Se prevén dos unidades

$$c/u = 51,47\ m^2$$

de donde resulta, incluyendo sector central de distribución, un D° = 8,20 m.

De acuerdo a información bibliográfica, se fija una altura útil periférica de 3,00 m.

./.

2.3.2.6 Digestores anaeróbicos.

Para el cálculo de la capacidad de digestión aplicamos la Fórmula de RICH:

$$C = \frac{P \cdot t \left(1 - \frac{2\, a_t \cdot V}{3}\right)}{\gamma_m \; (1 - \mu_m)} + \frac{P \; (1 - a_t . V)}{\gamma_d \; (1 - \mu_d)} \cdot t_a$$

donde

C = capacidad del digestor (m^3)

P = peso de sólidos secos que ingresan diariamente al Digestor

V = fracción de volátiles en los sólidos afluentes al Digestor

a_t = fracción de volátiles digeridos en el tiempo t

t = tiempo de digestión

t_a = período de almacenamiento

γ_d = peso específico del barro digerido

γ_m = peso específico del barro contenido en el Digestor

μ_d = humedad del barro digerido

μ_m = humedad media del barro contenido en el Digestor

Del Manual N° 8 WPCF ([7]) y de METCALF y EDDY ([6]) se tiene:

Para T = 32°C tiempo de digestión = 25 días

Eficiencia en remoción de sólidos en sedimentación primaria = 60 %

Eficiencia en remoción de sólidos en tratamiento biológico = 36 %

./.

La cantidad de sólidos secos será:

1ª Etapa

Sól. retenidos =

$= 0{,}278\ kg/m^3 \times 31.451\ m^3/día \times 0{,}96 = 8.743{,}4\ kg/día$

$P = 8.743{,}4 \times 0{,}96 = 8.393{,}6\ kg/día$

Por otro lado, tomando 90 g/hab se tiene:

$P = 0{,}09 \times 0{,}96 \times 92.374 = 7.981{,}1\ kg/día$

Se adopta $P = 8.393\ kg$

En 2ª Etapa, al ser la dotación de agua mayor, el desagüe tendrá una concentración menor, por lo que se adapta el cálculo con 90 g/hab.día, de donde resulta:

$P = 0{,}09 \times 0{,}96 \times 107.232\ hab = 9.264{,}8\ kg/día$

De METCALF y EDDY ([6]) se obtienen las características del barro según el siguiente detalle:

- % de sólidos del Barro Primario sedimentado = 2,5 a 5 %
- Idem concentrado . . . . . = 8 a 10 %
- % de sólidos de tratamiento por Lechos Percoladores . . . . . = 4 a 7 %
- Idem concentrado . . . . . = 7 a 9 %
- Barro combinado % desólidos . . . . . = 3 a 6 %
- Idem concentrado . . . . . = 7 a 9 %
- % de sólidos barro digerido . . . . . = 10 %

./.

. % de sólidos volátiles en el barro primario . . .: 70 %

. % de sólidos volátiles en barro de sedimentadores secundarios . . . . . .: 45 %

Porcentaje de sólidos volátiles en el barro combinado

$$V = 0,60 \times 0,70 + 0,36 \times 0,45 = 0,582$$

Se adopta $V = 60$ %

Del Manual N° 8 WPCF ([7]), con

$t = 25$ días y $V = 60$ %

se tiene

$$a_t = 35 \%$$

Además de información bibliográfica se tiene

$$\gamma_d = 1.040 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_m = 1.030 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu_d = 0,90$$

$$\mu_m = 0,915$$

Para el cálculo se fija $t_a = 10$ días

Aplicando la fórmula de RICH se tiene:

- Primera Etapa

$$C = \frac{8.398 \times 25 \left(1 - \frac{2 \times 0,35 \times 0,60}{3}\right)}{1.030 \ (1 - 0,915)} +$$

$$+ \frac{8.393 \times 10 \ (1 - 0,35 \times 0,60)}{1.040 \ (1 - 0,90)} = 2.698,6 \text{ m}^3$$

./.

- Segunda Etapa:

$$C = \frac{9.265 \times 25 \times 0,86}{87,55} + \frac{9.265 \times 10 \times 0,79}{104} = 2.979,03 \text{ m}^3$$

Verificación de Factor de Carga

$$\text{Fact. de Carga} = \frac{\text{kg Sol.Vol./día}}{\text{Vol. de digestión}} = \frac{8.393 \times 0,6}{2.698,6} =$$

$$= 1,87 \text{ kg Sól.Vol./m}^3\text{.día}$$

Este factor se encuadra dentro de los límites indicados en el Manual N° 8 WPCF ([7]), que son 1,6 a 6,4 kg SV/m^3.día.

Se ha previsto la construcción de la capacidad total de digestión de Segunda Etapa, debido a que la diferencia con la Primera es de sólo un 10%, y además se complica y encarece la construcción del volumen adicional de la Segunda Etapa.

Dimensionamiento de los Digestores.

$$\text{Vol. necesario} = 2.979 \text{ m}^3$$

Se adoptan 4 digestores, 2 decubierta fija y 2 de cubierta flotante.

$$\text{Vol c/u} = \frac{2.979}{4} = 744,75 \text{ m}^3$$

Se fija:

$$D° = 11 \text{ m}$$

$$\text{Volumen del cono de fondo} = 0,2618 \text{ h } (D^2 + D.d + d^2) =$$

$$= 0,2618 \times 1,50 \ (11^{-2} + 11 \times 2 + 4) = 57.73 \text{ m}^3$$

./.

El tirante h resulta

$$h = \frac{744,75 - 57,73}{A}$$

donde

$$A = 95,03 \ m^2$$

por tanto $h = 7,23$ m - Se adopta $h = 7,25$ m

Los digestores de cubierta flotante tendrán iguales dimensiones que los de cubierta fija.

Caudal de barro que ingresa a los Digestores diariamente

1ª Etapa

$$Q_{ingreso} = \frac{P}{\gamma_e \ (1 - \mu_e)}$$

donde

γ_e = peso específico del barro que ingresa al digestor (de información bibliográfica = 1.020 kg/m^3)

μ_e = humedad del barro que ingresa al digestor (de información bibliográfica = 0,93)

Por tanto,

$$Q_{ingreso} = \frac{8.393}{1.020 \ (1 - 0,93)} = 117,55 \ m^3/d$$

./.

$$2^a \text{ Etapa} = \frac{9.265}{1.020\ (1 - 0,93)} = 129,76\ m^3/día$$

$$\text{Se adopta } Q_{ingreso} = 130\ m^3/día$$

Caudal de barro a extraer diariamente

$$Q_e = \frac{P - P\ .\ V\ .\ a_t}{\gamma_d\ (1 - \mu_d)}$$

1ª Etapa

$$Q_e = \frac{8.393 - 8.393 \times 0,6 \times 0,35}{1.040\ (1 - 0,90)} = 63,75\ m^3/día$$

2ª Etapa

$$Q_e = \frac{9.265 - 9.265 \times 0,6 \times 0,35}{1.040\ (1 - 0,90)} = 70,38\ m^3/día$$

Producción de gas

Del Manual N° 8 WPCF ([7]) se tiene la siguiente información:

a) Para Planta con tratamiento secundario = 28 l/persona.día de producción de gas.

1ª Etapa

$$Vol = 28\ l/hab.día \times 92.374\ hab = 2.586.472\ lit = 2.586\ m^3/día$$

2ª Etapa

$$Vol = 28\ l/hab.día \times 107.232\ hab = 3.002.496\ lit = 3.002\ m^3/día$$

./.

b) de 500 a 750 l/kg de Sól.Vol. que ingresan al digestor ó 750 a 1.100 l/kg de Sól.Vol. destruídos.

Se adopta 1.000 l/kg SV destruídos y
500 l/kg S que ingresan

1ª Etapa

Sól.Vol. destr. = 8.393 kg/día x 0,6 x 0,35 = 1.762,53 kg/d

Vol. de gas = 1.762,53 kg/día x 1.000 l/kg = 1.762 m^3/día

Vol. de gas = 8.393 x 0,6 x 500 = 2.517,9 ~ 2.518 m^3/día

2ª Etapa

Sól.Vol. destr. = 9.265 x 0,6 x 0,35 = 1.945,65 kg/día

Vol. de gas = 1.945,65 x 1.000 = 1.945 m^3/día

Vol. de gas = 9.265 x 0,6 x 500 = 2.779,5 m^3/día

Valores promedio

1ª Etapa
Vol. de gas producido = 2.288 m^3/día

2ª Etapa
Vol. de gas producido = 2.575 m^3/día

Cálculo de cantidad de calor y capacidad del intercambiador para calefaccionar los Digestores.

- Requerimientos de calor para elevar la temperatura del barro crudo que ingresa

$$H_a = Q_b \cdot C\ (t_d - t_b)$$

./.

donde

Q_b = caudal de barro fresco

C = calor específico. Se toma 1 Kcal/°C.l

t_d = temperatura de digestión = 32°C

t_b = temperatura del barro fresco: se adopta 3° menos que la temperatura del desagüe (Manual N° 8 WPCF ([7])) = 10°C.

1ª Etapa

Q_b = 117,55 m^3/día = 4,9 m^3/h = 4.900 l/h

H_a = 4.900 l/h x 1 Kcal/l.°C (32 - 10)°C =

H_a = 107.800 Kcal/h

2ª Etapa

Q_b = 129,76 m^3/día = 5,28 m^3/h = 5.280 l/h

H_a = 5.280 l/h x 1 Kcal/l.°C x 22°C =

H_a = 116.160 Kcal/h

Pérdidas de calor a través de las paredes de los Digestores

$$H_b = A \cdot U (T_2 - T_1)$$

donde

H_b = pérdida de calor del digestor

U = coeficiente de Transferencia de calor BTU/h.m^2°C

A = área de las paredes, techo. fondo, en m^2

T_2 = temperatura de digestión = 32°C

T_1 = temperatura exterior media mínima de dos semanas

./.

La temperatura media mínima del mes más frío es de 2,5°C, dado que debe tomarse la media de 2 semanas, se adopta 0°C

Del Manual N° 8 WPCF ([7]) se tiene para U los siguientes valores:

Techo de hormigón	=	0,5 BTU/h.ft^2°F	= 9,688 BTU/h.m^2°C
Cubierta flotante	=	0,24 " "	= 4,65 " "
Paredes de hormigón	=	0,35 " "	= 6,78 " "
Paredes de hormigón enterradas en suelo seco	=	0,18 " "	= 3,49 " "
Fondo	=	0,12 " "	= 2,32 " "

BTU/h.ft^2°F = 19,377 BTU/h.m^2°C

Los Digestores estarán 1,50 m enterrados.

Pérdida en los Digestores de cubierta fija:

. Techo:

$$\text{Sup.} = 1{,}5708 \times 4{,}74 \times (11 + 2) + \frac{\pi \times 2^{-2}}{4} = 103{,}07 \text{ m}^2$$

$$H_b = 9{,}688 \text{ BTU/h.m}^2\text{.°C} \times 103{,}07 \text{ m}^2 \times 32\text{°C} = 31.953 \text{ BTU/h}$$

. Pared sobre terreno:

$$H_b = 6{,}78 \text{ BTU/h.m}^2\text{.°C} \times 214{,}26 \text{ m}^2 \times 32\text{°C} = 46.486 \text{ BTU/h}$$

. Pared enterrada:

$$H_b = 3{,}49 \text{ BTU/h.m}^2\text{.°C} \times 51{,}84 \text{ m}^2 \times 32\text{°C} = 5.789 \text{ BTU/h}$$

. Losa de fondo:

$$H_b = 2{,}32 \text{ BTY/h.m}^2\text{.°C} \times 99{,}93 \text{ m}^2 \times 32\text{°C} = \underline{7.419 \text{ BTU/h}}$$

T o t a l = 91.147 BTU/h

Total para dos Digestores = 182.294 BTU/h

./.

Pérdida en los Digestores de cubierta flotante:

. Cubierta = 4,65 BTU/h.m^2.°C x 95,03 m^2 x 32°C	=	14.140 BTU/h
. Pared sobre terreno = 6,78 x 228,08 m^2 x 32°C	=	49.484 BTU/h
. Pared enterrada (idem cubierta fija)	=	5.789 BTU/h
. Fondo (idem cubierta fija)	=	7.419 BTU/h
T o t a l	=	76.832 BTU/h

Total para los dos Digestores = 153.664 BTU/h

Pérdida total de calor para los 4 Digestores

$$H_b = 335.958 \text{ BTU/h} = 84.838 \text{ Kcal}$$

Total de cantidad de calor a suministrar a los Digestores:

Para mantener una temperatura de 32°C en los Digestores, se necesita la siguiente cantidad de calor

$$H = H_a + H_b = 116.160 \text{ Kcal/h} + 84.838 \text{ Kcal/h} =$$

$$= 200.998 \text{ Kcal/h}$$

El gas de digestión tiene aproximadamente 65% de metano, y un poder calorífico de 5.400 Kcal/m^3.

El consumo de gas para calefacción sería

$$\text{Consumo de gas} = \frac{200.998 \text{ Kcal/h}}{5.400 \text{ Kcal/m}^3} = 37,22 \text{ m}^3\text{/h} = 893 \text{ m}^3\text{/día}$$

La capacidad del equipo intercambiador de calor, tipo de calefacción exterior, se fija con un margen razonable del 25%, instalándose dos equipos, por lo que cada uno tendrá una capacidad de:

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

$$H_{intercambiador} = \frac{251.247 \text{ Kcal/h}}{2} = 125.623 \text{ Kcal/h}$$

Se adopta = 130.000 Kcal/h cada uno

2.3.2.7 Deshidratación de barro.

Para el cálculo de la superficie necesaria de Playas de Secado, el Manual N° 8 WPCF ([7]) y METCALF y EDDY ([6]) indican la siguiente superficie mínima:

Para barro primario y humus digerido = 0,11 a 0,16 m^2/cap

Se adopta = 0,13 m^3/hab

1ª Etapa

Sup.necesaria = 0,13 m^2/hab x 92.374 hab = 12.008 m^2

2ª Etapa

Sup.necesaria = 0,13 m^2/hab x 107.232 hab = 13.940 m^2

A continuación se calcula la superficie de playas de secado, en base a la carga de sólidos indicada en el "Manual de Operación".

Carga de 80 a 180 kg/m^2.año; por las condiciones locales muy secas se adopta el valor más alto.

Peso de barro digerido = $P - P \cdot V \cdot a_t$

1ª Etapa P = 6.630,5 kg/día

2ª Etapa P = 7.319,35 kg/día

$$\text{Carga admisible/día} = \frac{180}{365} = 0,493 \text{ kg/m}^2\text{.día}$$

./.

Area necesaria

$$1^a \text{ Etapa} = \frac{6.630,5}{0,493} = 13.449,3 \text{ m}^2$$

$$2^a \text{ Etapa} = \frac{7.319,35}{0,493} = 14.846 \text{ m}^2$$

Se adopta el promedio de las dos superficies determinadas.

1ª Etapa Sup. nec. prom. = 12.730 m^2

2ª Etapa Sup. nec. prom. = 14.400 m^2

Se adoptan Playas de 6 x 25 m, de donde se tiene

1^a Etapa

$$\text{N° de playas} = \frac{12.730}{6 \times 25} = 85$$

2ª Etapa

$$\text{N° de playas} = \frac{14.400}{150} = 96$$

El costo estimativo de las Playas de Secado es de aproximadamente ₳ 20.000.- cada una, de donde el costo total de las 85 playas es de aproximadamente:

1.700.000 Australes

El precio de una centrífuga es de 135.000 dólares; al cambio oficial del 14/8/87, que es 2,10 ₳/dól se tiene que cada centrífuga costaría: ₳ 283.500.-

Si se instalan dos equipos en paralelo y se adiciona el edificio, el monto total no alcanza a los ₳ 800.000.-

A esto se debe adicionar el menor costo de operación por mano de obra que significa la instalación de las centrífugas frente a Playas de Secado.

./.

Por lo tanto se adopta, para la deshidratación del barro digerido, la centrifugación, instalándose dos equipos funcionando uno y quedando el otro de reserva.

2.3.2.8 Cámara de Cloración.

Se fija una permanencia de 20 minutos para el caudal medio, siendo los mismos:

1ª Etapa

$$Q_{medio} = 1.700 \ m^3/h$$

2ª Etapa

$$Q_{medio} = 2.350 \ m^3/h$$

Para 1ª Etapa:

$$\text{Vol. nec.} = 1.700 \ m^3/h \times \frac{20 \ min}{60 \ min/hora} = 566,67 \ m^3$$

Se adopta $h = 2m$

Area nec $= 283,33 \ m^2$

resultando:

$a = 12 \ m \qquad l = 23,60 \ m$

Para 2ª Etapa:

$$\text{Vol.nec.} = 2.350 \ m^3/h \ \frac{1}{3} \ h = 783,3 \ m^3$$

$$\Delta \text{Vol} = 783,3 - 566,67 = 216,63 \ m^3$$

En Segunda Etapa se adicionará una cámara de:

$a = 12 \ m \qquad l = 9 \ m \qquad y \qquad h = 2 \ m$

./.

2.3.2.9 Estación Elevadora para Recirculación.

Para 1ª Etapa

$$Q_{rec} = 2.975 \ m^3/h \sim 3.000 \ m^3/h$$

Para 2ª Etapa

$$Q_{rec} = 4.112 \ m^3/h \sim 4.000 \ m^3/h$$

Para 1ª Etapa se ha previsto la instalación de 4 electrobombas, de 1.000 m^3/h cada una, de las cuales funcionarán 3, quedando una de reserva.

Para 2ª Etapa, se instalarán 5 electrobombas, de las cuales funcionarán 4, quedando una de reserva.

El funcionamiento de esta Estación Elevadora es continuo, por lo cual no se calcula el volumen del pozo de aspiración, habiéndose definido sus dimensiones de acuerdo a la experiencia y a bombeos similares en funcionamiento.

2.3.2.10 Estación Elevadora efluente tratado.

Igual que para la Estación Elevadora N° 2, el cálculo del pozo de aspiración se efectúa para los caudales de Segunda Etapa.

Los caudales afluentes a esta Estación Elevadora son los de la Estación Elevadora N° 2 atenuados.

Los caudales de la Estación Elevadora N° 2 son:

$$Q_{b_{máx}} = 3.400 \ m^3/h$$

$$Q_{b_{med}} = 2.550 \ m^3/h$$

La atenuación en todo el recorrido de la Planta es baja, estimándose un 5%, considerándose para el cálculo la condición más desfavorable.

./.

Se adoptan los mismos caudales de bombeo para esta Estación Elevadora N° 2.

Por lo tanto se prevé la instalación:

Para 1ª Etapa: 4 electrobombas de 850 m^3/h cada una, funcionando tres y quedando una de reserva

Para 2ª Etapa: 5 electrobombas de 850 m^3/h cada una, funcionando cuatro y quedando una de reserva

Se fija el volumen del pozo de aspiración en 150 m^3.

Las dimensiones del pozo de aspiración serán:

$$a = 5 \text{ m} \qquad l = 12 \text{ m} \qquad h_{útil} = 2{,}5 \text{ m}$$

El desnivel líquido entre el arranque de las electrobombas es de 0,625 m y su volumen es de 37,5 m^3.

Caudales afluentes al pozo de aspiración:

$$Q_{max\ af} = 3.230 \text{ m}^3/\text{h} = 53{,}83 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_{med\ af} = 2.230 \text{ m}^3/\text{h} = 37{,}17 \text{ m}^3/\text{min}$$

A continuación se calculan los tiempos de llenado y vaciado del pozo, para determinar con ello la frecuencia de arranque de las electrobombas.

El cálculo de los tiempos de llenado y vaciado es el siguiente:

$$t_{LL\ V_1} = \frac{37{,}5 \text{ m}^3}{53{,}83 \text{ m}^3/\text{min}} \cong 0{,}7 \text{ min}$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{37{,}5 \text{ m}^3}{53{,}83 \text{ m}^3/\text{min} - 14{,}17 \text{ m}^3/\text{min}} = 0{,}94 \text{ min}$$

./.

$$t_{LL\ V_3} = \frac{37,5\ m^3}{53,83\ m^3/min - 28,34\ m^3/min} = 1,47\ min$$

$$t_{LL\ V_4} = \frac{37,5\ m^3}{53,83\ m^3/min - 42,51\ m^3/min} = 3,31\ min$$

$$t_{vac} = \frac{150\ m^3}{56,67\ m^3/min - 53,83\ m^3/min} = 52,8\ min$$

$$t = 59,22\ min$$

De donde se tendrá aproximadamente un arranque por hora.

Verificación para caudal medio:

$$t_{LL\ V_1} = \frac{37,5\ m^3}{37,17\ m^3/min} = 1\ min$$

$$t_{LL\ V_2} = \frac{37,5\ m^3}{37,17\ m^3/min - 14,17\ m^3/min} = 1,63\ min$$

$$t_{LL\ V_3} = \frac{37,5\ m^3}{37,17\ m^3/min - 28,34\ m^3/min} = 4,25\ min$$

$$t_{vac} = \frac{37,5\ m^3}{42,51\ m^3/min - 37,17\ m^3/min} = 21,07\ min$$

$$t = 27,95\ min$$

De donde se tendrá aproximadamente entre 2 y 3 arranques por hora.

Para la 1ª Etapa el funcionamiento de las electrobombas será similar a la Segunda Etapa, dado que puede regularse los flotantes de arranque y parada de las electrobombas.

./.

La traza de la cañería de impulsión desde la Estación Elevadora a la reserva ubicada en el Cordón Forestal, se detalla en el Plano N° 8 ; el diámetro de la misma, de acuerdo a los cálculos efectuados, es de 0,900 m; el material de la cañería puede ser asbesto cemento o plástico reforzado con fibra de vidrio.

2.3.2.11 Perfil hidráulico.

Cota Nivel Líquido en Cámara de Carga			51,50
Pérdida entre Cám. de Carga y Desarenador			
$Q = 3.400\ m^3/h = 0,944\ m^3/seg$			
D° = 1,000 V = 1,2 m/seg j = 0,00146			
$\Delta h = 30\ m \times 0,00146 = 0,044$			
$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{1,2^2}{2g} = 0,073$	0,117		0,12
Cota N.L. en Desarenador			51,38
h vertedero proporcional			0,93
Cota N.L. salida vertedero proporcional			50,45
Pérdida en Cañería entre Desarenador y Cámara Partidora			
D° 1,000			
$\Delta h = 130 \times 0,00146 = 0,190$			
$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{1,2^2}{2g} = 0,073$			0,26
Cota N.L. en Cámara Partidora Sedim. Primarios			50,19

./.

Cota N.L. en Cámara Partidora Sedim. Primarios 50,19

h v partidor para b = 8 m

$q\ m/v = \frac{0,944}{8} = 0,118\ m^3/seg$ 0,16

margen 0,10

Cota N.L. salida Cámara Partidora 49,93

Pérdida en cañería entre Cámara Partidora y Sedimentador

$q = \frac{0,944}{4} = 0,236\ m^3/seg$ D° 0,600

j = 0,00135 V = 0,85 m/seg

$\Delta hj = 40 \times 0,00135 = 0,054$

$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,055$ 0,11

Cota N.L. en Sedimentadores Primarios 49,82

h vert.salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22

Cota NL en canaleta salida Sediment.Primarios 49,60

Pérdida entre salida Sedimentadores y Cámara Partidora de Lechos Percoladores

1er tramo $Q = 0,236\ m^3/seg$ D° 0,600

j = 0,00135 V = 0,85 m/seg

$\Delta h\ j = 50 \times 0,00135 = 0,067$

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,036$

./.

2° tramo $Q = 0,472\ m^3/seg$ $D° = 0,800$

$j = 0,0012$ $V = 0,95\ m/seg$

$\Delta hj = 20\ m \times 0,0012 =$ 0,024

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,95^2}{19,6} =$ 0,046

3er tramo $Q = 0,944\ m^3/seg$ $D° = 1,000$

$j = 0,00146$ $V = 1,20\ m/seg$

$\Delta hj = 80 \times 0,00146 =$ 0,117

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{1,2^2}{19,6} =$ 0,073 0,36

Cota N.L. en Cámara Partidora 49,24

h v partidor idem a la Sedim. Primarios 0,16

margen 0,10

Cota N.L. salida Cámara Partidora 48,98

Pérdida en cañería entre Cámara Partidora y brazo Lecho Percolador

$Q_c = Q + Q_r = 4.675\ m^3/h = 1.299\ m^3/seg$

$q\ c/u = \frac{4.675}{4} = 1.168\ m^3/h = 0,325\ m^3/seg$

$D° = 0,700$ $j = 0,0012$ $V = 0,85\ m/seg$

$\Delta hj = 50 \times 0,0012 =$ 0,060

$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{0,85^2}{19,6} =$ 0,055 0,12

Cota N.L. en brazo dist.de Lecho Percolador 48,86

./.

Cota N.L. en brazo distribuidor de Lecho Percolador		48,86
Pérdida en brazo distribuidor = 1,00		
h entre brazo y manto piedra = 0,30		1,30
Cota nivel piedra Percolador		47,56
Altura manto		2,10
Cota piso perimetral		45,46
altura losetas y drenes	0,30	
pendiente piso	0,35	
margen	0,10	
pérdida en canal diametral	0,05	0,80
Cota N.L. en salida Canal diametral Lecho Percolador		44,66

Pérdida en cañería entre Lecho Percolador y Cámara Partidora Sediment.Secundarios

1er tramo $Q_c = 0,325\ m^3/seg$ D° 0,700

$j = 0,0012$ $V = 0,85\ m/seg$

$\Delta hj = 30 \times 0,0012 = 0,036$

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,037$

2° tramo $Q = 0,65\ m^3/seg$ D° 0,900

$j = 0,0012$ $V = 1\ m/seg$

$\Delta hj = 70 \times 0,0012 = 0,084$

$\Delta h_{loc} = \frac{1^2}{19,6} = 0,051$

./.

3er tramo $Q = 1,299\ m^3/seg$ $D° = 1,200$

$j = 0,0011$ $V = 1,2\ m/seg$

$\Delta hj = 200 \times 0,0011 = 0,22$

$\Delta h_{loc} = 2 \times \frac{1,2^2}{19,6} = 0,15$ 0,58

Cota N.L. en Cámara Partidora Sedim.Secundarios

h v partición para b = 3 m	0,15
margen	0,10

Cota N.L. salida Cámara Partidora Sedim.Secundarios 43,83

Pérdida en cañería a Sedimentadores

$Q = 0,325\ m^3/seg$ D° 0,700

$j = 0,0012$ $V = 0,85\ m/seg$

$\Delta hj = 50 \times 0,0012 = 0,06$

$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,05$ 0,11

Cota N.L. en Sedimentadores Secundarios 43,72

h v salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22

Cota Nivel Líquido salida Sedimentadores Secundarios 43,50

./.

Cota N.L. salida Sedimentadores Secundarios 43,50

Pérdida entre Sedim. Secund. y Est. de recirculación

1er tramo $Q = 0,236\ m^3/seg$ $D° = 0,600$

$j = 0,00135$ $V = 0,85\ m/seg$

$\Delta hj = 30 \times 0,00135 = 0,040$

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,036$

2° tramo $Q = 0,472\ m^3/seg$ $D° = 0,800$

$j = 0,0012$ $V = 0,95\ m/seg$

$\Delta hj = 50 \times 0,0012 = 0,060$

$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,95^2}{19,6} = 0,046$

3er tramo $Q = 0,944\ m^3/seg$ $D°\ 1,000$

$j = 0,00146$ $V = 1,20\ m/seg$

$\Delta hj = 60\ m \times 0,00146 = 0,088$

$\Delta h_{loc} = 1,5 \times \frac{1,2^2}{19,6} = 0,110$ 0,38

Cota N.L. en E.E. recirculación 43,12

Pérdida en Canaleta Parshall W = 0,61 m 0,45

Cota N.L. en Cámara de Cloración 42,67

h v salida Cám.Cloración para b = 3,00 m 0,30

Cota Nivel Líquido máximo en Estación Elevadora efluente tratado 42,37

./.

2.3.3 Alternativa II: Sistema de Barro Activado Convencional.

Esta alternativa es un sistema de barro activado clásico, bien comprobado en nuestro país, para cuya operación es necesaria una atención con personal especializado, debido a que este tipo de plantas necesita un control cuidadoso y continuo para obtener un nivel adecuado de eficiencia.

En el Plano N° 21 se ha desarrollado el Anteproyecto de esta Alternativa II.

El líquido a tratar, proveniente de la Estación Elevadora N° 2, descargará en la Cámara de Carga, y de allí pasará por gravedad a los Desarenadores, donde se separarán las partículas inertes.

El efluente de los desarenadores pasará también por gravedad, a los Sedimentadores Primarios, destinados a remover por la sola acción de la gravedad, los sólidos suspendidos sedimentables que normalmente tiene en suspensión el desagüe.

El líquido de salida de los sedimentadores ingresará en las Cámaras de Aeración, de planta rectangular, en cuya masa líquida se disolverá oxígeno del aire mediante la acción de ocho Equipos de Aeración en cada Cámara, los que serán de eje vertical y del tipo de baja velocidad, capaces de producir en la misma una agitación suficiente como para lograr una mezcla adecuada e impedir la sedimentación de los sólidos que ingresan y de los sintetizados en esta etapa.

A la salida de las Cámaras de Aeración, cuyo nivel podrá regularse a voluntad, variando la sumergencia de los equipos aireadores, el líquido mezcla pasará a los Sedimentadores Secundarios, donde se separará el barro activo del medio líquido que es el desagüe tratado.

El barro separado en los Sedimentadores Secundarios será bombeado desde el Pozo de Bombeo de recirculación, y retornará a las Cáma-

./.

ras de Aeración, con el fin de lograr en éstas la concentración de una masa biológica activa capaz de hacer frente a la materia orgánica que ingresa a las mismas, y lograr su oxidación por vía biológica aeróbica.

El crecimiento de la concentración de barro biológico por sobre los niveles establecidos como óptimos, dará lugar a la separación del barro excedente, el cual será estabilizado en dos Digestores Aeróbicos.

Los Digestores Aeróbicos se han previsto con equipos de aeración similares a los de las Cámaras de Aeración, asegurando éstos el oxígeno necesario a la masa biológica que ingresa en los mismos, la cual al no disponer de nueva materia orgánica para su alimentación, oxidará sus reservas y dará lugar a la formación de barro digerido, suficientemente estabilizado, capaz de deshidratar sin problemas ambientales. La deshidratación del barro se efectuará mediante centrifugación.

El efluente tratado será sometido a cloración para su desinfección, la que se desarrollará de forma idéntica a la detallada en la Alternativa I.

El efluente de la Cámara de Cloración tiene los mismos destinos y Estación Elevadora de la Alternativa I.

A continuación se desarrolla el cálculo de las distintas unidades de tratamiento que componen esta Alternativa.

2.3.3.1 Desarenadores.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

2.3.3.2 Sedimentadores Primarios.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

2.3.3.3 Pozo de bombeo Barros Primarios.

Valen las mismas consideraciones y cálculos realizados para la Alternativa I.

2.3.3.4 Cámaras de Aeración.

Según las NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]), para volúmenes de más de 5.678 m^3/d la concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla deberá ser mayor de 3.000 mg/l. El MANUAL N° 8 de WPCF ([7]) señala valores comprendidos entre 1.500 y 4.000 mg/l para "Barros Activados Convencionales". Adoptamos para el cálculo un valor de 3.000 mg/l.

La relación F/M ("alimento"/masa de "barro") es según:

NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]) : 0,25 a 0,50 kg DBO/kg SSLM

MANUAL N° 8 WPCF ([7]) . . . . : 0,30 a 0,50 kg DBO/kg SSLM

DISTINTOS AUTORES RECOPILADOS POR ARCEIVALA ([9]) . . . . . : 0,25 a 0,50 kg DBO/kg SSLM

Se adopta un valor conservativo

F/M = 0,25 kg DBO/kg SSLM.día

La carga orgánica afluente al tratamiento biológico será, teniendo en cuenta la eficiencia de la sedimentación primaria:

./.

1ª Etapa

Carga Org. = 31.451 m^3/día x 0,169 kg/m^3 = 5.315,2 kg DBO/día

2ª Etapa

Carga Org. = 40.030 m^3/día x 0,169 kg/m^3 = 6.765 kg DBO/día

El volumen de Cámaras de Aeración será

1ª Etapa

$$V = \frac{5.315,2 \text{ kg DBO/día}}{3 \text{ kg/m}^3 \times 0,25} = 7.086,9 \text{ m}^3$$

Se adopta 7.100 m^3

2ª Etapa

$$V = \frac{6.765 \text{ kg DBO/día}}{3 \text{ kg/m}^3 \times 0,25} = 9.020 \text{ m}^3$$

Se adopta 9.000 m^3

La Permanencia media resultante será:

$$P = \frac{7.100 \text{ m}^3}{31.451 \text{ m}^3/\text{día}} = 24 \text{ h/día} = 5,42 \text{ horas}$$

La permanencia obtenida se ubica entre los valores de 4 a 8 hs definidos como normales en el Manual N° 8 WPCF ([7]) para Barros Activados convencionales.

Se adoptan en Primera Etapa dos cámaras rectangulares, que funcionarán en paralelo, y en Segunda Etapa se adicionará una unidad que también funcionará en paralelo.

./.

Las dimensiones de cada cámara serán:

$a = 21$ m $\quad l = 42$ m $\quad h_{útil} = 4{,}05$ m

previéndose la instalación de 8 equipos de aeración

Para 2ª Etapa se adicionará una cámara cuyas dimensiones serán:

$a = 11$ m $\quad l = 44$ m $\quad h_{útil} = 4{,}10$ m

En la revista JOURNAL WPCF de noviembre de 1962, KEEFER resume los resultados obtenidos de 20 años de operación de plantas de barros activados convencionales, informando los siguientes valores:

Permanencia	6 hs
Permanencia de sedimentación . . .	2,4 hs
Temperatura	12°C
Eficiencia en remoción de DBO . . .	85%

Por lo tanto la eficiencia en remoción de DBO será algo inferior a 85%, dado que la permanencia es de 5,4 horas.

Tomando un valor razonable de 80% se tiene

$$\text{DBO efluente} = 0{,}2 \times 169 - 33{,}8 \text{ mg/l}$$

Valor inferior al de 50 mg/l, fijado como límite para su descarga al mar.

Aplicando la fórmula de ECKENFELDER

$$S_e = \frac{S_o}{1 + \frac{K\,X_v\,t}{S_o}} = \frac{S_o}{1 + \frac{K}{F/M}}$$

donde

$$K = K_{20°C} \cdot \theta^{(T-20)}$$

./.

Debe tenerse en cuenta que en un desagüe cloacal la mayor parte de la DBO se remueve por biofloculación (poco sensible a la temperatura). θ es 1,01 por lo que la eficiencia del proceso disminuye muy poco con la temperatura.

De información bibliográfica, para desagüe cloacal K = 8 día^{-1}

de donde

$$S_e = \frac{169}{1 + \frac{8}{0,25}} = 5,1 \text{ mg/l}$$

Cantidad de oxígeno requerida (capacidad de los equipos de aeración)

Se aplica la expresión de ECKENFELDER

$$\text{kg } O_2/\text{día} = a' \text{ kg DBO removida/día} + b' \text{ kg/día SSVLM}$$

Según bibliografía

a' = 0,30 a 0,52 - Se adopta 0,52

b' = 0,05 a 0,14 = Se adopta 0,14

Como margen de seguridad, en lugar de tomar kg de DBO removida se toma kg DBO/día afluente a la cámara.

Se adopta SSVLM = 0,75 SSLM (Manual N° 8 WPCF ([7])).

$$\text{kg } O_2/\text{día} = 0,52 \times 5.315,2 \text{ kg DBO/día} + 0,14 \times$$

$$\times 3 \text{ kg SSLM/m}^3 \times 7.100 \text{ m}^3 \times 0,75 = 5.000,4 \text{ kg } O_2/\text{día} =$$

$$= 208,35 \text{ kg } O_2/\text{h}$$

de donde la capacidad de cada equipo será (son en total 16 equipos)

$$\text{kg } O_2/\text{h de cada equipo} = 13,02$$

./.

Se adoptan Equipos de Aeración de eje vertical de "baja velocidad" cuya potencia se calcula más adelante.

2ª Etapa

$$kg\ O_2/día = 0,52 \times 6.765 + 0,14 \times 3 \times 9.000 \times 0,75 =$$

$$= 6.352\ kg\ O_2/día$$

$$kg\ O_2/día\ 2^a\ Etapa = 6.352 - 5.000,4 = 1.351,6\ kg\ O_2/día$$

Se prevé la colocación de 4 equipos cuya capacidad será

$$kg\ O_3/h\ c/u = 14,08\ kg\ O_2/h$$

2.3.3.5 Recirculación de Barro.

El caudal de recirculación está dado por

$$r = \frac{X_v}{X_{v_b} - X_v}$$

donde

X_v = concentración de SSLM = 3.000 mg/l

X_{v_b} = concentración de barro en la recirculación
Se fija = 10.000 mg/l

$$r = \frac{3.000}{10.000 - 3.0000} = 0,428$$

Se fija la relación de recirculación con un pequeño margen, adoptándose 50% del caudal medio horario.

Por lo tanto los caudales de recirculación de barro serán:

1ª Etapa

$$Q_{Rec} = 1.700\ m^3/h \times 0,5 = 850\ m^3/h$$

./.

2ª Etapa

$$Q_{Rec} = 2.350\ m^3/h \times 0,5 = 1.175\ m^3/h$$

2.3.3.6 Sedimentadores Secundarios.

El caudal que ingresa de los Sedimentadores será:

1ª Etapa

$$Q_i = Q_{b_{máx}} + Q_r = 2.550\ m^3/h + 850\ m^3/h = 3.490\ m^3/h$$

2ª Etapa

$$Q_i = 3.400\ m^3/h + 1.175\ m^3/h = 4.575\ m^3/h$$

El caudal de la recirculación de barro se extrae en la zona de ingreso de los sedimentadores, por lo que para el cálculo no se lo considera. Además los valores de las cargas hidráulicas se refieren al caudal máximo, sin considerar la recirculación.

La carga hidráulica por unidad de superficie, dato básico para el diseño de sedimentadores, es para unidades de un sistema de barros activados convencional, según:

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]): < 800 gal/d.ft^2 =< 32,8 m^3/m^2.d
- PARKER ([2]) . . . . . : 800 gal/d.ft^2 = 32,8 m^3/m^2.d
- MANUAL N° 8 WPCF ([7]) . . . : 800 gal/d.ft^2 = 32,8 m^3/m^2.d

Para Segunda Etapa se adicionará una unidad, cuyo diámetro será:

2ª Etapa

$$S_{nec} = \frac{3.400\ m^3/h \times 24\ h/día}{31\ m^3/m^2.día} - 1.974 = 658\ m^2$$

$$\therefore\ D° = 29\ m$$

Se fija una permanencia de 2,5 hs para caudal máximo, más el 60% del caudal de recirculación, para tener en cuenta la perturbación que ésta produce en el funcionamiento del Sedimentador, de donde resulta:

$$Vol = 3.060\ m^3/h \times 2,5\ h = 7.650\ m^3$$

$$Vol.\ de\ cada\ Sed = 2.550\ m^3$$

de donde resulta:

$$h\ perimetral = \frac{2.550\ m^3}{660,52\ m^2} = 3,86\ m$$

Se adopta 3.85 m

La permanencia para caudal medio resulta

$$Q_{med} = 1.700\ m^3/h + 0,6 \times 850\ m^3/h = 2.210\ m^3/h$$

$$P_m = \frac{2.550\ m^3}{736,67\ m^3/h} = 3,46\ h$$

./.

A continuación se verifican los sedimentadores para la carga de sólidos por unidad de superficie para caudal máximo.

$$C_s = \frac{81.600\ m^3/día \times 3\ kg/m^3}{1.981,56\ m^2} = 123,54\ kg/m^2.d$$

Valor que se ubica entre los recomendados por el Manual N° 8 WPCF ([7]): 98 a 146 $kg/m^2.d$.

2.3.3.7 Producción de barro excedente.

La producción de barros se calculó aplicando la siguiente expresión de ECKENFELDER

$$\Delta X = a.DBO\ removida - b.masa\ SSV$$

donde de acuerdo a ECKENFELDER:

$$a = 0,7$$
$$b = 0,07$$

1ª Etapa

Carga orgánica = 31.451 m^3/día x 0,169 kg DBO/m^3 =

= 5.315,2 kg DBO/día

Se fija para este cálculo una eficiencia de 85%

De donde

DBO removida = 0,85 x 5.315,2 kg DBO/día = 4.517,92 kg DBO/día

SSV = 7.100 m^3 x 3 kg/m^3 x 0,75 = 15.975 kg

./.

de donde la producción de barro excedente será

$$\Delta X = 0,7 \times 4.517,92 - 0,07 \times 15.975 =$$

$$\Delta X = 2.044,29 \text{ kg/día}$$

de donde resulta la siguiente relación:

$$\frac{2.044,29 \text{ kg/día}}{4.517,92 \text{ kg DBO/día}} = 0,45 \frac{\text{kg SSV}}{\text{kg DBO rem}}$$

valor que concuerda con lo indicado en el Manual N° 8 WPCF ([7]), que es de 0,4 a 0,6 kg SSV/kg DBO rem.

Para calcular la edad del barro se aplican las siguientes expresiones:

Según MANUAL N° 8 WPCF ([7]):

$$SRT = \frac{\text{kg SSLM + Sól. en Sed.}}{\text{X + Sól. en efl.}} =$$

$$= \frac{7.100 \times 3 + 7.100 \times 0,15 \times 3}{2.044,29 + 31.451 \times 0,03 \text{ kg/m}^3} = 82 \text{ días}$$

Según ECKENFELDER

$$SRT = \frac{SSLM}{\Delta X} = \frac{7.100 \text{ m}^3 \times 3 \text{ kg/m}^3}{2.044,29 \text{ kg/día}} = 10,42 \text{ días}$$

Para 2ª Etapa se tiene

$$\text{DBO removida} = 40.030 \text{ m}^3\text{/día} \times 0,169 \text{ kg DBO/día} \times 0,85 =$$

$$= 5.750,3 \text{ kg/día}$$

$$SSV = 9.000 \text{ m}^3 \times 3 \text{ kg/m}^3 \times 0,75 = 20.250 \text{ kg}$$

$$\Delta X = 0,7 \times 5.750,3 - 0,07 \times 20.250 = 2.607,7 \text{ kg/día}$$

./.

2.3.3.8 Concentradores de Barro.

La cantidad de barro primario y secundario a concentrar será:

1ª Etapa

Barro Primario . . . . = 5.246 kg/día (Ver Alternativa I)

Barro excedente tratamiento biológico = 2.044 kg/día

Total = 7.290 kg/día

2ª Etapa

Barro Primario . . . . = 6.677 kg/día (Ver Alternativa I)

Barro excedente tratamiento biológico = 2.608 kg/día

Total = 9.285 kg/día

La carga de sólidos por unidad de superficie, parámetro básico de diseño para este tipo de unidades, es para mezcla de barros primarios y secundarios, según:

- METCALF y EDDY ([6]) . . . . . = 1,6 a 3,2 $kg/m^2.h$
- MANUAL N° 8 WPCF ([7]) . . . . = 20 a 30 $kg/m^2.d$
- EPA ([20]) . . . . . = 6 a 10 $lb/ft^2.d$
- CULP-WESNER-CULP ([21]) . . . = 8 a 12 $lb/ft^2.d$
- ECKENFELDER-O'CONNOR ([26]). . = 8 $lb/ft^2.d$

Adoptamos 8 $lb/ft^2.d$ = 39 $kg/m^2.d$

de donde el área necesaria para 1ª Etapa será:

$$A_n = \frac{7.290 \text{ kg/día}}{39 \text{ kg/m}^2\text{.día}} = 186,9 \text{ m}^2$$

./.

Se prevé en primera etapa dos unidades en paralelo, cuyo diámetro será incluyendo el sector central:

$$A_n = 93,4 + 1,3 - 94,7 \ m^2$$

$$\therefore \quad D° = 10,95 \ m \qquad \text{Se adopta } D° = 11 \ m$$

De acuerdo a lo indicado en MANUAL N° 8 WPCF ([7]), se fija una altura útil periférica de 3 m.

Para segunda etapa se prevé la construcción de una unidad adicional cuyas dimensiones serán, incluyendo el sector central:

$$A_{nec} = \frac{9.285 - 7.290}{39} = 51,15 \ m^2$$

$$\therefore \quad D° = 8,20 \ m \qquad h = 3 \ m$$

La concentración de sólidos de barro de salida de los Concentradores será de aproximadamente 5 %, por lo que el volumen destinado a Digestión Aeróbica será:

1ª Etapa

$$V = \frac{7.290 \ kg/día}{1.020 \ kg/m^3 \times 0,05} = 142,9 \ m^3/día$$

2ª Etapa

$$V = \frac{9.265 \ kg/día}{1.020 \ kg/m^3 \times 0,05} = 181,7 \ m^3/día$$

./.

2.3.3.9 Digestión Aeróbica.

Según la bibliografía, para digerir aeróbicamente barros mezcla de primarios y secundarios se requiere una permanencia de:

- EPA ([20]) . . . . . : > 20 días
- METCALF y EDDY ([6]) . . . . . : 18 a 22 días
- MANUAL N° 8 WPCF ([7]) . . . : 16 a 20 días

Se adopta una permanencia de 20 días, de donde para 1ª Etapa:

$$V = 142{,}9\ m^3/día \times 20\ días = 2.858\ m^3$$

Para 2ª Etapa:

$$Vol\ adicional = 181{,}7 \times 20 - 2.858 = 776\ m^3$$

Para primera etapa se adoptan dos unidades en paralelo rectangulares con tres equipos aireadores cada una, cuyas dimensiones son:

$a = 11\ m$ $\quad l = 33\ m$ $\quad h_{útil} = 4\ m$

Para segunda etapa se adiciona una unidad de:

$a = 10\ m$ $\quad l = 20\ m$ $\quad h_{útil} = 4\ m$

En esta unidad se ha previsto la instalación de dos equipos de aeración.

Capacidad de los equipos de aeración.

Para el cálculo de los equipos de aeración, que serán del tipo de baja velocidad, se sigue lo indicado en el Manual N° 8 WPCF ([7]). Para ello se entra con F/M de la Cámara de Aeración y la carga total de DBO respecto de los SSLM en la Cámara de Aeración y el Digestor, y con estos se determina los kg O_2/kg DBO removida.

./.

$$F/M = 0{,}25 \text{ kg DBO/kg SSLM}$$

kg DBO/kg sólidos del sistema =

$$\frac{5.315{,}2 \text{ kg DBO}}{7.100 \text{ m}^3 \times 3 \text{ kg/m}^3 + 7.290 \text{ kg/día} \times 20} = 0{,}03$$

Con 0,25 y 0,03 se obtiene del MANUAL N° 8 WPCF ([7]):

$$\text{kg } O_2\text{/kg DBO removida} = 1{,}51 - 0{,}9 = 0{,}61$$

de donde la cantidad de oxígeno resulta

$$0{,}61 \times 5.315{,}2 \times 0{,}95 = 3.080 \text{ kg } O_2\text{/día} = 128{,}33 \text{ kg } O_2\text{/h}$$

Para determinar la potencia de los equipos se adopta una capacidad de incorporación estandar de 1,7 kg O_2/HP.h a 20°C

Para el cálculo de la Potencia se aplica la siguiente expresión :

$$N = N_o \frac{C_{sw} - C_L}{C_s} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha$$

La temperatura del líquido es la de verano, habiéndose fijado en 23°C; los coeficientes se obtienen del MANUAL N° 8 WPCF ([7]) para SRT = 20 días, de donde se tiene:

N_o = 1,7 kh O_2/HP.h

α = 0,93

θ = 1,024

$C_{sw} = \beta C_{SS}$

β = 0,97

C_L = 2 mg/l

C_{SS} = 8,68 para T^a = 23°C

C_s = 9,17

./.

Aplicando los coeficientes arriba indicados se tiene:

$$N = 1,7 \; \frac{0,97 \times 8,68 - 2}{9,17} \times 1,024^{23-20} \times 0,93 =$$

$$= 1,188 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}$$

La Potencia total necesaria será:

$$P = \frac{128,33 \text{ kg } O_2/h}{1.172 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}} = 109,5 \text{ HP} \qquad \text{Se adopta} = 110 \text{ HP}$$

de donde la potencia necesaria para cada digestor será = 55 HP

A continuación se calcula la potencia mínima requerida para mezcla en base a lo indicado en el MANUAL N° 8 WPCF ([7]). Entrando con el volumen del digestor y el % de sólidos se tiene

$$P = 55 \text{ HP} \times 1,6 = 88 \text{ HP} \qquad \text{Se adopta } 90 \text{ HP}$$

De las dos potencias obtenidas se toma la mayor, por lo que cada equipo deberá tener una potencia de 30 HP.

Para segunda etapa se tiene:

$$P = 30 \times 1,6 = 48 \text{ HP}$$

de donde resulta 2 equipos de 25 HP cada uno.

./.

2.3.3.10 Potencia de los equipos en Cámara de Aeración.

Se aplica la expresión

$$N = N_o \frac{C_{sw} - C_L}{C_s} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha$$

donde

N_o = 1,7 kg O_2/HP.h

C_{sw} = β C_{SS}

La temperatura del líquido se fijó en 23°C para verano.

Para 23°C el valor de C_{SS} = 8,68 mg/l

C_s = 9,17

C_L = 2 mg/l

Los valores de α y β se determinan con el ábaco del MANUAL N° 8 WPCF ([7]); con un ART = 8 días se tiene :

$$N = 1,7 \frac{0,965 \times 8,68 - 2}{9,17} \cdot 1,024^{(23-20)} \cdot 0,87$$

$$N = 1.104 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}$$

Con la capacidad necesaria de los equipos determinada en 2.3.3.4 se tiene:

$$P = \frac{13,02}{1,104} = 11,79 \text{ HP}$$

Se adoptan por razones comerciales Aereadores de 15 HP cada uno.

./.

Para 2ª Etapa se tiene

$$P = \frac{14,08 \text{ kg } O_2/h}{1,104} = 12,75 \text{ HP}$$

Se adoptan 4 equipos de 15 HP.

Para mantener los sólidos biológicos en suspensión se requiere según ECKENFELDER y PARKER hasta 100 HP/m.g, de donde se tiene

$$\text{Potencia nec} = \frac{7.100 \text{ m}^3 \times 100 \text{ HP}}{3.785 \text{ m}^3} = 187,6 \text{ HP}$$

para las dos Cámaras, de donde para cada Cámara tenemos

$$\text{Potencia nec} = \frac{187,6}{2} = 93,8 \text{ HP}$$

Este valor es inferior a la potencia determinada por necesidades de incorporación de oxígeno.

2.3.3.11 Deshidratación de barro.

De acuerdo a lo indicado en el Manual N° 8 WPCF ([7]), la reducción de sólidos suspendidos volátiles en la Digestión Aeróbica es de aproximadamente 38%, y considerando que estos son el 70% del total del barro, la cantidad a deshidratar será:

1ª Etapa:

$$P_{barro} = 7.290 \times 0,3 + 7.290 \times 0,7 \ (1 = 0,38) = 5.350,86 \text{ kg/d}$$

2ª Etapa:

$$P_{barro} = 9.265 \times 0,3 + 9.265 \times 0,7 \ (1 - 0,38) = 6.800,5 \text{ kg/d}$$

./.

De acuerdo a lo detallado en la Alternativa I, y por resultar de menor costo, se adopta la deshidratación mediante centrífugas; se instalarán dos equipos en paralelo ubicados en un local adecuado para esta operación.

2.3.3.12 Cloración y Estación Elevadora desagüe tratado.

Estas unidades son iguales a las de Alternativa I.

2.3.3.13 Pozo de bombeo recirculación de barro.

Los caudales de recirculación determinados en el apartado 2.3.3.5 son:

1ª Etapa

$$Q_R = 850 \ m^3/h$$

2ª Etapa

$$Q_R = 1.175 \ m^3/h$$

Se adoptan electrobombas de motor sumergido, y se ha previsto la construcción de un solo pozo de bombeo con capacidad para el caudal de Segunda Etapa, siendo el número y capacidad de las bombas el siguiente:

1ª Etapa
Se instalarán 4 electrobombas de 300 m^3 c/u, funcionando 3, y quedando una de reserva.

2ª Etapa
Se instalarán 5 electrobombas de 300 m^3 c/u, funcionando 4 y quedando una de reserva, o sea se adicionará una electrobomba a las previstas para 1ª Etapa.

./.

Para el cálculo del pozo de aspiración se fija una permanencia de 3 minutos, para el caudal de bombeo, debido a que el funcionamiento de las electrobombas es continuo, siendo el caudal afluente igual al de bombeo.

Por lo tanto el volumen del pozo será:

$$Vol = \frac{1.175\ m^3/h \times 3\ min}{60\ min/h} = 58,75\ m^3$$

Se adopta por razones constructivas las siguientes dimensiones:

a = 3 m l = 8 m tirante líquido = 2,45 m

La cañería de impulsión se calcula para el caudal de segunda etapa de lo que resulta:

Para $Q = 1.175\ m^3/h = 0,326\ m^3/seg$

D° = 0,700 m j = 0,008 V = 0,85 m/seg

2.3.3.14 Perfil Hidráulico.

Cota Nivel Líquido en Cámara de Carga		51,50
Pérdida entre Cámara de Carga y Desarenador		
$Q = 3.400\ m^3/h = 0,944\ m^3/seg$		
D° = 1,000 V = 1,2 m/seg j = 0,00146		
$\Delta h = 30\ m \times 0,00146 = 0,044$		
$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{1,2^2}{2g} = 0,073$	0,117	0,12
Cota N.L. en Desarenador		51,38

./.

Cota NL en Desarenador	51,38
h verted. proporcional	0,93
Cota NL salida vertedero proporcional	50,45

Pérdida en cañería entre Desarenador y Cámara Partidora

D°= 1,000

$\Delta h = 130 \times 0{,}00146 = 0{,}190$

$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{1{,}2^2}{2g} = 0{,}073$ — 0,26

Cota NL en Cámara Partidora Sedim. Primarios	50,19
h v partidor para b = 8 m	
$q\ m/v = \frac{0{,}944}{8} = 0{,}118\ m^3/seg$	0,16
margen	0,10
Cota NL salida Cámara Partidora	49,93

Pérdida en cañería entre Cámara Partidora y Sedimentador

$q = \frac{0{,}944}{4} = 0{,}236\ m^3/seg$ D° = 0,600

j = 0,00135 V = 0,85 m/seg

$\Delta h\ j = 40 \times 0{,}00135 = 0{,}054$

$\Delta h\ loc = 1{,}5 \times \frac{0{,}85^2}{19{,}6} = 0{,}055$ — 0,11

Cota NL en Sedimentadores Primarios		49,82
h vert. salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22
Cota NL en canaleta salida Sediment. Primarios		49,60

./.

Cota NL en canaleta salida Sedimentadores Primarios 49,60

Pérdida en cañería entre salida Sediment. Primarios y Cámara Partidora de Cámara de Aeración

1er tramo $Q = 0,236\ m^3/seg$ D° 0,600

$j = 0,00135$ $V = 0,85\ m/seg$

$\Delta hj = 20 \times 0,00135 = 0,027$

$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{0,85^2}{19,6} = 0,036$ 0,063

2° tramo $Q = 0,472\ m^3/seg$ D° 0,800

$j = 0,0012$ $V = 0,95\ m/seg$

$\Delta h\ j = 55\ m \times 0,0012 = 0,066$

$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{0,95^2}{19,6} = 0,046$ 0,112

3er tramo $Q = 0,944\ m^3/seg$ D° 1,000

$j = 0,00146$ $V = 1,20\ m/seg$

$\Delta h\ j = 40 \times 0,00146 = 0,058$

$\Delta h\ loc = 1,3 \times \frac{1,2^2}{19,6} = 0,100$ 0,158 0,33

Cota NL en Cámara Partidora 49,27

h v partidor para $Q = 0,472\ m^3/seg$ 0,25

margen 0,15

Cota NL máx en Cámara de Aeración 48,87

./.

Cota NL máx en Cámara de Aeración	48,87
h para regulación nivel	0,20
h vertedero salida Cámara Aeración para b = 2 m	
$Q_{máx}$ = 0,354 m^3/seg	0,21
revancha	0,20
Cota NL en Cámara Reg. Nivel	48,26

Pérdida de carga entre Cámara de Regulac.Nivel y Cámara Partidora de Sediment. Secundarios

1er tramo Q = 0,944 m^3/seg D° 0,900

j = 0,0025 V = 1,5 m/seg

Δ h j = 50 m x 0,0025 = 0,125

Δ h loc = 1,5 x $\frac{1,5^2}{19,6}$ = 0,172

2° tramo Q = 4.575 m^3/h = 1.271 m^3/seg

D° 1,000 m j = 0,0027 V = 1,65 m/seg

Δ h j = 50 x 0,0027 = 0,135 m

Δ h loc = 2 x $\frac{1,65^2}{19,6}$ = 0,277 0,70

Cota NL en Cámara Partidora Sediment.Secundarios	47,56
h v partidor para b = 1 m c/sed	
q mv = 0,315 m/seg	0,31
revancha	0,15
Cota NL salida Cámara Partidora	47,10

./.

Cota NL salida en Cámara Partidora 47,10

Pérdida en cañería entre Cámara Partidora y Sedimentadores Secundarios

q = 0,315 m/seg D° 0,600 m

j = 0,0029 V = 1,20 m/seg

Δ hj = 50 m 0,0029 = 0,145

Δ h loc - 2 x $\frac{1,2^2}{19,6}$ = 0,147 0,30

Cota NL de los Sedimentadores Secundarios 46,80

h_v salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérdida en canaleta	0,02	0,22

Cota NL en canaleta salida Sedim. Secund. 46,58

Pérdida en cañería entre Sedim. Secund. y Canaleta Parshall

1er tramo Q = 0,236 m^3/seg D° 0,500

j = 0,0035 V = 1,20 m/seg

Δ hj = 30 x 0,0035 = 0,105

Δ h loc = 1,5 x $\frac{1,2^2}{19,6}$ = 0,11 0,215

2° tramo Q = 0,472 D° 0,700

j = 0,0025 V = 1,2 m/seg

Δ hj = 60 x 0,0025 = 0,15

Δ h loc = 1 x $\frac{1,2^2}{19,6}$ = 0,073 0,223

./.

3er tramo Q = 0,944 D° 0,900

j = 0,0026 V = 1,50 m/seg

$\Delta h\ j = 15 \times 0{,}0026 = 0{,}039$

$\Delta h\ loc = 2 \times \frac{1{,}5^2}{19{,}6} = 0{,}229$ 0,268 0,70

Cota NL máx en Canaleta Parshall	45,88
Pérdida en Canaleta Parshall	0,45
Cota NL en Cámara de Cloración	45,43
h_v salida de Cámara Cloración	
b = 2,00 m	0,40
revancha	0,15
Cota Nivel Líquido máximo en EE efluente tratado	44,88

./.

2.3.4 Alternativa III: Aeración Extendida.

Esta es una Alternativa del proceso de Barros Activados en la que, sobre la base de una aeración más prolongada que la convencional, se logra:

- Una operación sencilla, de fácil mantenimiento y sin una atención especializada se obtienen eficiencias a un nivel adecuado.
- Un efluente que separa en la sedimentación secundaria en forma correcta, sin riesgo de formación de barros "abultados", y suficientemente estabilizado como para obtener un efluente de buena calidad en forma permanente.
- Obviar la sedimentación primaria.

En el Plano N° 22 se ha desarrollado el Anteproyecto de esta Alternativa de tratamiento biológico aeróbico del tipo Aeración Prolongada.

El líquido proveniente de la Estación Elevadora N° 2 ingresará en una Cámara de Carga, y de allí pasará por gravedad a los Desarenadores, en donde se separarán las partículas inertes.

El efluente de los desarenadores pasará por gravedad a las Celdas Aireadas, previo paso por una Cámara Partidora, de planta rectangular, en cuya masa líquida se disolverá oxígeno atmosférico, por el funcionamiento de ocho equipos de aeración de eje vertical del tipo de baja velocidad, que al mismo tiempo agitan la masa líquida impidiendo la sedimentación de los sólidos suspendidos que posee el líquido en esta etapa.

El nivel líquido de las Celdas Aireadas podrá variarse a voluntad variando de esta forma la sumergencia de los equipos aireadores, y como consecuencia variará la agitación y la incorporación de oxígeno en la masa líquida.

./.

El líquido mezcla de las Cámaras de Aeración pasará por gravedad a los Sedimentadores Secundarios, en donde se producirá la separación por simple acción de la gravedad, del líquido y el barro activo, el cual se extraerá de los mismos y se recirculará a las Celdas Aireadas, bombeándolo desde el Pozo de Bombeo de Recirculación de Barro.

El crecimiento de la concentración del barro biológico por sobre los niveles establecidos como óptimos, dará lugar a la separación del barro excedente, el cual se concentrará en los Concentradores de Bsrro.

El barro excedente está suficientemente estabilizado como para no provocar problemas ambientales al procederse a su disposición como relleno debajos, una vez deshidratado. La deshidratación se efectuará por centrifugación, de igual forma a la prevista en las otras Alternativas.

El efluente de los Sedimentadores Secundarios, que es el desagüe tratado, será sometido a cloración para su desinfección, la que será igual a la de la Alternativa I.

El efluente de la Cámara de Cloración tiene igual destino que en las otras Alternativas, o sea a riego o bien descarga al mar.

A continuación se desarrolla el cálculo hidráulico-sanitario de las distintas unidades que componen esta Alternativa.

2.3.4.1 Desarenadores.

El cálculo de estas unidades es el desarrollado en la Alternativa I.

./.

2.3.4.2 Celdas Aireadas.

Para sistemas de Aeración Extendida, la relación carga orgánica/ sólidos suspendidos en líquido mezcla (F/M), según ECKENFELDER, PARKER, ARCEIVALA y MANUAL N° 8 WPCF, deberá estar comprendida entre 0,05 y 0,2 kg DBO/kg SSLM.

Se adopta para este cálculo:

$$F/M = 0{,}05 \text{ día}^{-1}$$

Por otro lado:

$$F/M = \frac{S_o}{X_v \, t}$$

donde

S_o = DBO desagüe cloacal afluente = 225 mg/l

X_v = concentración de SSLM

t = permanencia en la Cámara de Aeración

De acuerdo con MANUAL N° 8 WPCF ([7]) la concentración de SSLM puede estar entre 2.000 y 6.000 mg/l.

Se adopta una concentración de SSLM de 4.500 mg/l, de donde resuota:

$$t = \frac{225 \text{ mg/l}}{0{,}05 \text{ día}^{-1} \times 4.500 \text{ mg/l}} = 1 \text{ día}$$

Esta permanencia concuerda con los tiempos indicados en el MANUAL N° 8 WPCF ([7]).

El volumen de las Celdas resulta:

1ª Etapa

$$V_{nec} = 1 \text{ día} \times 31.451 \text{ m}^3/\text{día} = 31.451 \text{ m}^3$$

Se adopta = 31.500 m^3

./.

2ª Etapa

$$V_{nec} = 40.030\ m^3/día \times 1\ día = 40.030\ m^3$$

Se adopta un tirante líquido h = 3,90 m

Se adopta en primera etapa dos unidades, las cuales funcionarán en paralelo, cuyas dimensiones a nivel medio serán:

a = 45 m l = 90 m

previéndose la instalación de 8 equipos de aeración en cada Celda.

Para segunda etapa se adicionará una Celda, cuyas dimensiones serán:

a = 33 m l = 66 m $h_{útil}$ = 3,90 m

en la que se prevé la colocación de 8 equipos de aeración.

Para determinar la eficiencia aplicamos la siguiente expresión de ECKENFELDER:

$$S_e = \frac{S_o}{1 \times K \times X_v\ t}$$

donde

S_e = DBO efluente

S_o = DBO afluente

K = 0,017 a 0,03

Aplicando dicha expresión se tiene

$$S_e = \frac{225}{1 + 0,017 \times 4.500 \times 1} = 2,9\ mg/l$$

./.

de donde resulta una eficiencia del 98,6% en remoción de DBO.

La recirculación mínima la obtenemos aplicando la siguiente expresión:

$$r = \frac{X_v}{X_{v_b} - X_v}$$

donde

X_{v_b} = concentración de sólidos suspendidos en la recirculación, la cual se fija en 9.000 mg/l

$$r = \frac{4.500}{9.000 - 4.500} = 1, \text{ ó sea } 100\% \text{ de } Q_{afluente}$$

2.3.4.3 Sedimentadores Secundarios.

La carga hidráulica por unidad de superficie en el caso de sistemas de Barros Activados del tipo Aeración Extendida se refiere al caudal efluente del sedimentador respectp de la superficie útil del mismo, sin tener en cuenta la recirculación.

A continuación se indica los límites establecidos para este parámetro:

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS ([4]):
  Para Plantas Aeración Extendida (F/M = 0,05)
  $300 \text{ g/d.ft}^2 = 0,51 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$
- MANUAL N° 8 WPCF ([7])
  Para barros activados sin distinguir tipo de proceso:
  $800 \text{ gal/ft}^2.\text{d}$
- G.L.U.M.R.E. (cit. en [19]):
  Para barros activados convencionales, como caudal pico:
  $2,04 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$

./.

- ENTE DE PROTECCION AMBIENTAL DE EE.UU. - EPA ([20]):

Para Plantas de Aeración Extendida

Caudal medio 0,34 - 0,68 $m^3/m^2.h$

Caudal pico 1,36 $m^3/m^2.h$

Siendo las Normas de los 10 Estados y EPA las que definen con mayor precisión las cargas hidráulicas para Aeración Extendida, se adopta:

$$C_H = 0{,}51\ m^3/m^2.h$$

El caudal de cálculo es $Q_{b_m} = 1.700\ m^3/h$

de donde

Para 1ª Etapa

$$\text{Sup. nec} = \frac{1.700\ m^3/h}{0{,}51\ m^3/m^2.h} = 3.333{,}33\ m^2$$

Para 2ª Etapa

$$\text{Sup. nec.} = \frac{2.350\ m^3/h}{0.51\ m^3/m^2.h} - 3.333{,}33 = 1.274{,}5\ m^2$$

Se adopta en 1ª Etapa 3 unidades y para 2ª Etapa se agrega una, o sea cuatro en total.

Teniendo en cuenta la superficie del sector central de un diámetro de 3 m, resulta:

D° = 37,73 m Se adopta 37,80 m

En Segunda Etapa el diámetro resulta

D° = 40,30 m

./.

A continuación se verifica la carga de sólidos por unidad de superficie, para lo cual se tiene en cuenta el caudal de recirculación.

El caudal de recirculación es del 100% del caudal medio, de donde

1ª Etapa

$$Q_R = 1.700 \ m^3/h$$

2ª Etapa

$$Q_R = 2.350 \ m^3/h$$

de donde los caudales de cálculo de los Sedimentadores serán:

1ª Etapa

$$Q_c = 2.550 \ m^3/h + 1.700 \ m^3/h = 4.250 \ m^3/h$$

2ª Etapa

$$Q_c = 3.400 \ m^3/h + 2.350 \ m^3/h = 5.750 \ m^3/h$$

Los valores recomendados de carga de sólidos son los detallados en la Alternativa II de Planta Oeste; en particular el MANUAL N° 8 WPCF ([7]) indica de 98 a 146 $kg/m^2.d$.

La carga de sólidos que se obtiene de acuerdo al caudal de cálculo, concentración de sólidos y superficie de los sedimentadores, es la siguiente:

Area de cada sedimentador = 1.676,4 m^2

$$C_{Sól.} = \frac{4.250 \ m^3/h \times 4,5 \ kg/m^3 \times 24 \ h/día}{3 \times 1.122,2 \ m^2} = 136,3 \ kg/m^2.d$$

que se encuadra dentro de los valores recomendados para Aeración Extendida.

./.

La carga hidráulica por metro de vertedero resulta

$$q_{mv} = \frac{2.350\ m^3/h \times 24\ h/día}{3 \times \pi \times 37,8} = 158,3\ m^3/m.día$$

que es inferior a los valores establecidos en

MANUAL N° 8 WPCF ([7]): 125 a 250 m^3/m.día

METCALF y EDDY ([6]) : 248 m^3/m.día

Para el cálculo de la profundidad se adopta la permanencia recomendada por EPA ([20]) que para procesos de Aeración Extendida con F/M hasta 0,05 es de 4 horas para caudales medios.

Para el caudal de cálculo del Sedimentador se considera la incidencia del 60% del caudal de recirculación:

$$Q_c = Q_m + 0,6\ Q_R = 1.700\ m^3/h + 0,6 \times 1.700\ m^3/h = 2.720\ m^3/h$$

$$Q_c \text{ de cada Sedimentador} = \frac{2.720\ m^3/h}{3} = 906,67\ m^3/h$$

$$Vol = 906,67\ m^3/h \times 4\ h = 3.626,8\ m^3$$

de donde la altura perimetral será:

$$h = \frac{3.626,8\ m^3}{1.122,2\ m^2} = 3,23\ m$$

Se adopta h = 3,25 m

Esta profundidsd se encuadra dentro de los límites indicados en el MANUAL N° 8 WPCF ([7]), que son entre un mínimo de 2,10 m y un máximo de 4,20 m.

./.

Para el Caudal de bombeo máximo resulta:

$$Q_c = Q_{b_{máx}} + Q_R = 2.550 + 0,6 \times 1.700 = 3.570 \ m^3/h$$

$$Q \text{ cada sediment} = 1.190/h$$

de donde

$$p = \frac{3.647 \ m^3}{1.190 \ m^3/h} = 3,06 \ h$$

2.3.4.4 Barro Excedente.

Valen las mismas consideraciones realizadas para la Alternativa II de Planta Oeste.

Aplicamos las expresiones de CHUDOBA-TUCEK ([17]):

Concentración de equilibrio del Barro Activado debido al barro primario: dada por

$$X_1 = \frac{f_o \cdot X_o \cdot \theta_x}{\theta} \left(\alpha + \frac{1 - f_o}{f_o} \right)$$

donde

X_o = concentración de sólidos suspendidos primarios, de acuerdo a los análisis de la Dirección de Protección Ambiental de Chubut valor promedio = 278 mg/l

f_o = fracción orgánica de SSV primarios = 0,73.

α = fracción no degradable de sólidos orgánicos primarios = entre 0,3 y 0,4.

θ = permanencia hidráulica en las Celdas de Aeración = = 1 día.

θ_x = permanencia de sólidos en el sistema (edad del barro)

./.

La biomasa total sintetizada (orgánica degradable, orgánica no degradable, y mineral) está dada por la siguiente expresión

$$X_b = \frac{Y_o \, S_r \, \theta_x}{\theta} \left(\frac{1 + \beta \, K_d \, \theta_x}{a \, X \, K_d \, \theta_x} + \frac{f_m^{\,o}}{1 - f_m^{\,o}} \right)$$

donde:

Y_o = coeficiente de producción total de biomasa orgánica = 0,65

S_r = DBO removida 98,6% = 222 mg/l = 0,222 kg/m^3

β = fracción no degradable de biomasa orgánica, entre 0,185 y 0,24. Se adopta 0,20.

$f_m^{\,o}$ = fracción no degradable de biomasa formada = 0,05.

K_d = constante de descomposición de la porción degradable de biomasa a la temperatura del líquido.

$$K_d = K_{d(20°C)} \cdot C^{T-20}$$

Calculamos a continuación K_d

$K_{d(20°C)}$ varía entre 0,12 y 0,12 día^{-1}

El coeficiente C varía entre 102 y 1.075.

Se adopta $K_{d(20°C)} = 0,15$ y $C = 1,047$.

de donde

$$K_d = 0,15 \cdot 1,047^{T-20}$$

Las condiciones más desfavorables son en invierno, y según cálculos efectuados la temperatura del desagüe de 13°C disminuye a 12°C en las Celdas, de donde resulta:

$$K_d = 0,15 \times 1,047^{12-20} = 0,104$$

./.

La producción de barro excedente se calcula con la ecuación:

$$SSP = \frac{X_t \cdot \theta}{S_r \cdot \theta_x}$$

El cálculo se efectúa por aproximaciones sucesivas, adoptando un θ_x, calculando el barro excedente y con éste el θ_x que debe ser igual al adoptado.

Adoptando un θ_x = 22 días se tiene

$$X_1 = \frac{0,73 \times 0,278 \times 22}{1} \left(0,3 + \frac{1 - 0,73}{0,73}\right) = 2,99$$

$$X_b = \frac{0,65 \times 0,222 \times 22}{1} \left(\frac{1 + 0,2 \times 0,104 \times 22}{1 + 0,104 \times 22} + \frac{0,05}{1 - 0,05}\right) =$$

$$= 1,574$$

$$X_T = 4,564$$

Valor coincidente con el adoptado inicialmente de 4.500 mg/l.

La producción de barro será

$$SSP = \frac{4.564 \times 1}{0,222 \times 22} = 0,934 \text{ kg/kg } DBO_{rem}$$

Prod. de barro = 0,934 kg/kg DBO_{rem} x 31.451 m^3/día x

= 0,225 kg DBO/m^3 x 0,986 = 6.517 kg/día

$$\theta_x = SRT = \frac{V \cdot C_o}{\text{Barro exc}} = \frac{31.590 \text{ m}^3 \times 4,5 \text{ kg/m}^3}{6.517 \text{ kg/día}} = 21,81 \text{ días}$$

$$\theta_x = SRT = 21,81 \text{ días} \sim 22 \text{ días}$$

Valor que concuerda con el adoptado.

Para el cálculo de la edad del barro en el caso de Aeración Extendida se desprecia el barro retenido en los Sedimentadores Secundarios.

Para la Segunda Etapa el barro excedente resulta

Barro exc = 0,934 x 40.030 x 0,225 x 0,986 = 9.400 kg/día

Se considera que el 10% de la producción de barro escapa con el efluente tratado, de donde resulta que el barro excedente será:

1ª Etapa

Barro exc = 6.517 kg/día x 0,9 = 5.865,3 kg/día

2ª Etapa

Barro exc = 9.400 kg/día x 0,9 = 8.460 kg/día

2.3.4.5 Equipos Aireadores.

Requerimiento de oxígeno

Para el cálculo de la cantidad de oxígeno necesaria para la oxidación de la materia orgánica afluente y la actividad biológica, empleamos la expresión de ECKENFELDER:

kg O_2/día = a' kg DBO removida + b' kg SSVLM

Los valores de los coeficientes a' y b', recomendados por diferentes autores, se detallan en la Alternativa II de la Planta Oeste.

Se adopta con carácter conservativo

a' = 0,52 kg O_2/kg DBO_{rem}

b' = 0,14 kg O_2/kg SSVLM

./.

En base a la eficiencia calculada de 98,5 % se tiene:

$$kg\ DBO_{rem} = 31.451\ m^3/día \times 0,225\ kg\ DBO/m^3 \times 0,985 =$$

$$= 6.970,3\ kg\ DBO/día$$

Se adopta SSVLM = 0,75 SSLM como valor conservativo, de acuerdo a MANUAL N° 8 WPCF ([7]), de donde resulta:

$$kg\ O_2/día = 0,52 \times 6.970,3 + 0,14 \times 4,5\ kg/m^3 \times 31.500\ m^3 \times$$
$$\times 0,75 = 18.508,3\ kg\ O_2/día = 771,2\ kg\ O_2/h$$

Dado que se previó la colocación de 8 equipos en cada Cámara, la capacidad de cada uno será:

$$kg\ O_2\ cada\ equipo = 48,2\ kg\ O_2/h$$

Potencia de los equipos aireadores.

Para el cálculo de la potencia aplicamos la misma expresión que para barros activados del tipo Convencional.

$$N = N_o \frac{C_{sw} - C_L}{C_s} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha$$

donde

$N_o = 1,7\ kg\ O_2/HP.h$

$\theta = 1,024$

$C_{sw} = \beta\ C_{SS}$

$C_{SS} = 8,68\ mg/l$ para $T = 23°C$

$C_s = 9,17\ mg/l$

./.

Con SRT - 22 días se determinan los valores α y β en el ábaco del MANUAL N° 8 WPCF ([7]) y se tiene:

$$\alpha = 0,93 \qquad \beta = 0,97$$

Aplicando los coeficientes arriba indicados se tiene:

$$N = 1,7 \; \frac{0,97 \times 8,68 - 2}{9,17} \times 1,024^{23-20} \times 0,93 =$$

$$= 1.188 \text{ kg } O_2/\text{HP.h}$$

La potencia de cada equipo será:

$$P = \frac{48,2 \text{ kg } O_2/\text{h}}{1.188 \text{ kg } O_2/\text{HP}} = 40,57 \text{ HP}$$

Se adoptan equipos de 40 HP.

A continuación se verifica si la potencia de los equipos cumple con los valores mínimos de mezcla.

Para mantener los sólidos en suspensión se requieren las siguientes potencias mínimas:

- H. PARKER ([2]) . . . 20 HP/1.000 m^3
- ECKENFELDER ([5]) 20 a 26 HP/1.000 m^3

Se adopta 25 HP/1.000 m^3; como cada cámara tiene un volumen de 15.800 m^3 la potencia necesaria será:

$$\frac{25 \text{ HP} \times 15.800 \text{ m}^3}{1.000 \text{ m}^3} = 395 \text{ HP}$$

Es decir cada equipo debería tener 49,37 HP, que resulta mayor a los 40 HP determinados por necesidades de incorporación de oxígeno; por lo tanto se adoptan equipos de 50 HP cada uno.

./.

2.3.4.6 Concentradores de Barro.

De acuerdo a lo indicado en Alternativa II, se adopta una carga de sólidos de 39 kg/m^2.día, de donde el área necesaria será:

1ª Etapa

Barro exc = 5.865,3 kg/día

$$A_{nec} = \frac{5.865 \text{ kg/día}}{39 \text{ kg/m}^2\text{.día}} = 150,4 \text{ m}^2$$

Se adopta para primera etapa 2 unidades en paralelo, cuyo diámetro incluyendo el sector central será:

D° = 9,85 m Se adopta D° = 10 ,

Se fija de acuerdo a lo indicado en MANUAL N° 8 WPCF ([7]) una altura útil periférica de 3 m.

Para Segunda Etapa se prevé la construcción de una unidad adicional, cuyas dimensiones serán:

Barro exc = 8.460 kg/día

$$A \text{ nec.} = \frac{8.460 - 5.865}{39} = 66,53 \text{ m}^2$$

D° = 9,30 m h = 3 m

La concentración de sólidos del barro efluente del Concentrador será de aproximadamente 5 %, por lo que el volumen a disponer será:

1ª Etapa

$$V = \frac{5.865 \text{ kg/día}}{1.020 \text{ kg/m}^3 \times 0,05} = 115 \text{ m}^3\text{/día}$$

./.

CARLOS M. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

2ª Etapa

$$V = \frac{8.460 \text{ kg/día}}{1.020 \text{ kg/m}^3 \times 0,05} = 165,9 \text{ m}^3/\text{día}$$

2.3.4.7 Deshidratación del Barro.

Igual que para las otras Alternativas, se adopta deshidratación mediante centrífugas, previéndose la instalación de dos equipos en paralelo, ubicados en un local para tal efecto.

2.3.4.8 Digestión.

La edad del barro que resulta de los cálculos es de 22 días, por lo que se considera que el barro está suficientemente digerido y estabilizado, deshidratándose sin producir problemas ambientales, lo cual está corroborado por la experiencia obtenida en la operación de Plantas de Tratamiento de desagües industriales y cloacales del tipo Aeración Extendida en funcionamiento en el país.

2.3.4.9 Cloración y Estación Elevadora de desagüe tratado.

Son iguales a la de la Alternativa II.

2.3.4.10 Pozo de bombeo para recirculación de barro.

Los caudales de recirculación son:

1ª Etapa:

$$Q_R = 1.700 \text{ m}^3/\text{h}$$

2ª Etapa:

$$Q_R = 2.350 \text{ m}^3/\text{h}$$

./.

Igual que en la Alternativa II se ha previsto la instalación de electrobombas de motor sumergido, y un solo pozo de bombeo para 1ª y 2ª Etapa.

Capacidad y número de electrobombas.

- Primera Etapa:
  Se instalarán 4 electrobombas de 600 m^3/h cada una, funcionando 3 y quedando una de reserva.

- Segunda Etapa:
  Se instalarán 5 electrobombas de 600 m^3/h cada una, funcionando 4 y quedando una de reserva, o sea se adicionará una electrobomba a las previstas para la 1ª Etapa.

El funcionamiento de las electrobombas es continuo, regulándose el caudal afluente para que prácticamente sea igual al caudal de bombeo, por lo tanto las dimensiones del pozo son constructivas, siendo las mismas

$a = 3$ m $\qquad l = 8$ m $\qquad h_u = 2{,}50$ m

2.3.4.11 Perfil hidráulico.

* Perfil entre Cámara de Carga y Celda Aireada I.

Cota Nivel Líquido en Cámara de Carga 51,00

Pérdida entre Cámara de Carga y Desarenador

$Q = 3.400\ m^3/h = 0{,}944\ m^3/seg \quad D° 1{,}000$

$j = 0{,}00146 \qquad V = 1{,}2$ m/seg

$\Delta h = 20 \times 0{,}00146 = 0{,}029$

$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{1{,}2^2}{19{,}6} = 0{,}073$ 0,10

Cota NL en Desarenador 50,90

./.

Cota NL salida Desarenador	49,97
Pérdida en cañería entre Desarenador y Cámara Partidora de Celdas Aireadas	
D° 1,000	
$\Delta h = 60 \times 0{,}00146 = 0{,}088$	
$\Delta h\ loc = 1 \times \frac{1{,}2^2}{19{,}6} = 0{,}073$	0,16
Cota NL en Cámara Partidora	49,81
Pérdida en Cámara Partidora para b = 1,00 y $Q_t = 0{,}708\ m^3/seg$	
$q/v = 0{,}354\ m^3/seg$ h vert	0,35
revancha	0,15
Cota NL en salida Cámara Partidora	49,31
Pérdida en canaleta entre Cámara Partidora y Celdas Aireadas	
j = 0,003 para V = 1 m/seg	
$\Delta j = 35 \times 0{,}003 = 0{,}105$	
$\Delta\ loc = 1{,}5 \times \frac{1^2}{19{,}6} = 0{,}076$	0,18
Cota NL en canaleta a la entrada de la Celda Aireada I	49,13
revancha	0,13
Cota NL en Celda Aireada I	49,00

./.

* La cota Nivel Líquido de la Celda Aireada II se adoptó igual a 48,00 para adecuarse a la topografía del terreno.

* Perfil entre Celda Aireada III (futura) y Cámara de Cloración.

Cota Nivel Líquido de Celda Aireada III (adoptada por topografía del terreno)	47,00
h vert salida para Q = 1.500 m^3/h = 0,416 m^3/seg	
para b = 2 m h_v = 0,25	0,25
altura para regulación nivel líquido	0,15
revancha	0,10
Cota NL en cámara para regulación nivel salida Celda Aireada III	46,50

Pérdida en cañería entre Cámara regulación nivel Celda Aireada III y Cámara Partidora de Sedimentadores

1er tramo Q = 1.500 m^3/h = 0,416 m^3/seg

D° = 0,700 j = 0,0019 V = 1,10 m/seg

Δ hj = 60 m x 0,0019 = 0,114

Δ h loc = 1,5 x $\frac{1,1^2}{19,6}$ = 0,084 — 0,20

2° tramo Q = 5.750 m^3/h = 1.597 m^3/seg

D° = 1,200 j = 0,00156 V = 1,4 m/seg

Δ hj = 100 x 0,00156 = 0,156

Δ h loc = 1,5 x $\frac{1,4^2}{19,6}$ = 0,15 — 0,30

Cota NL en Cámara Partidora	46,00

./.

Cota NL en Cámara Partidora 46,00

Pérdida en Cámara Partidora para:

$q/v = \frac{4.250}{3} \cong 1.417\ m^3/h = 0,393\ m^3/seg$

para b = 1,50 h_v 0,27

revancha 0,13

Cota NL salida Cámara Partidora 45,60

Pérdida en cañería entre Cámara Partidora y Sedimentadores

$q = 0,393\ m^3/seg$ D° 0,700 m

j = 0,00164 V = 1 m/seg

Δ hj = 60 m x 0,00164 = 0,098

Δ h loc = $2 \times \frac{1^2}{19,6}$ = 0,102 0,20

Cota NL en Sedimentadores Secundarios 45,40

h_v salida	0,05	
h regulación	0,05	
revancha	0,10	
pérd. en canaleta	0,02	0,22

Cota NL en Canaleta salida Sedimentador 45,18

Pérdida en cañería entre Sedimentadores y Canaleta Parshall

1er tramo Q = 0,236 m^3/seg D° = 0,600

j = 0,0014 V = 0,85 m/seg

Δ hj = 30 x 0,0014 = 0,042

Δ h loc = $1,5 \times \frac{0,85^2}{19,6}$ = 0,055 0,097

./.

2° tramo $Q = 0,472\ m^3/seg$

D° 0,700 $j = 0,0025$ $V = 1,2\ m/seg$

$hj = 60 \times 0,0025 = 0,15$

$h\ loc = 1 \times \frac{1,2^2}{19,6} = 0,073$ 0,223

3er tramo $Q = 0,944\ m^3/seg$ D° 1,000

$j = 0,0015$ $V = 1,20\ m/seg$

$hj = 20 \times 0,015 = 0,03$

$h\ loc = 1 \times \frac{1,2^2}{19,6} = 0,07$ 0,10 0,42

Cota NL máx. en Canaleta Parshall	44,76
Pérdida en Canaleta Parshall	0,45
revancha	0,10
Cota NL en Cámara Cloración	44,21
h_v salida de Cámara Cloración	0,40
revancha	0,15
Cota Nivel Líquido máximo en Estación Elevafora efluente tratado	43,66

3 - DISPOSICION POR RIEGO

3.1 SUPERFICIE A REGAR.

3.1.1 Determinación de la dotación de riego.

Se procede a calcular la dotación de riego para el Ejido de Comodoro Rivadavia, con la finalidad de estimar la cantidad de hectáreas que podrán ser regadas con líquidos cloacales tratados en las Plantas "OESTE" y "SUR" de Comodoro Rivadavia.

Según PAPADAKIS, dotación normal de riego, o riego normal para una determinada zona, es la diferencia entre la evapotranspiración y las lluvias de la región en estudio. Por ejemplo, en Viedma se dispone de datos de evapotranspiración para el valle inferior del Río Negro, siendo la misma de 1.069 mm anuales, y la precipitación: 379,6 mm anuales; la diferencia entre ambos valores es de 689,4 mm. Esto indica que en la zona habría un déficit de agua de aproximadamente 700 mm anuales, lo que equivale a un volumen de agua por hectárea de 10.000 m^3 anuales (equivalente a 1.000 mm de lluvia). Representa una dotación de riego mensual de 0,5 litros/seg.ha.

En Comodoro Rivadavia no se dispone de mediciones de evapotranspiración y en general, en pocas áreas de riego se han efectuado mediciones directas de este parámetro; su determinación práctica se realiza con instrumentos llamados evapotranspirómetros.

Se define la "evapotranspiración" (consumptive use" en EE.UU.) como la suma de los volúmenes de agua:

- utilizados por las plantas
- evaporados por la superficie del suelo

Los vegetales necesitan para desarrollar bien, una cantidad de agua igual a la que evapotranspiran.

Por lo tanto, cuando no se dispone de mediciones directas de la evapotranspiración para una región, la dotación de riego deberá calcularse por métodos indirectos; ellos son de carácter

./.

empírico, pero suficientemente aproximados y verificados, siendo de mucha utilidad práctica.

La fórmula más comúnmente utilizada para riego en zonas áridas es la de BLANEY y CRIDDLE (1945, EE.UU.); estos investigadores con gran experiencia en zonas áridas, desarrollaron una fórmula teniendo en cuenta el cultivo a regar, la latitud y temperatura del lugar. Ella se expresa de la siguiente manera:

$$A = K \left[0,46 \; p \; (t + 18) \right]$$

siendo

A = necesidad de agua para determinado cultivo y mes elegido (en mm)

K = valor obtenido de la Tabla N° 2, teniendo en cuenta el cultivo y mes considerado

P = valor tomado de la Tabla N° 1, considerando la latitud del lugar

t = temperatura media mensual del lugar (en °C)

Es interesante destacar que en nuestro país se comprobó experimentalmente que esta fórmula se acerca a los valores reales de evapotranspiración con una aproximación del 10%.

Empleando a continuación dicha fórmula para el área de Comodoro Rivadavia, resulta:

a) Comodoro Rivadavia se encuentra ubicada a 45°47' de latitud sur. De la Tabla N° 1 se extrae el valor "p" por interpolación, para el mes más desfavorable del año: diciembre, resultando p = 10,88.

./.

TABLA N° 1

Latitud Sur	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
44°	10,52	8,81	8,72	7,44	6,73	6,04
46°	10,68	8,88	8,73	7,39	6,61	5,87

Latitud Sur	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
44°	6,45	7,30	8,00	9,34	9,91	10,72
46°	6,30	7,21	7,98	9,41	10,03	10,90

b) En la Tabla N° 2 encontramos los valores "k" para frutales (podemos considerarlos semejantes a forestales por sus requerimientos de agua).

TABLA N° 2

MESES	FACTOR K
ENERO	0,80
FEBRERO	0,76
MARZO	0,65
ABRIL	0,54
OCTUBRE	0,49
NOVIEMBRE	0,65
DICIEMBRE	0,75

Nota: Esta Tabla ha sido extraída de publicación del IDEVI, que a su vez la reproduce de "Determining consumptive use and Irrigation water requeriments"

./.

Debe tenerse en cuenta que el factor K es prácticamente constante cuando varía la especie vegetal, ya que una planta de hojas grandes transpira mucho, pero protege el suelo que evapora menos y viceversa, en el caso de plantas con hojas pequeñas.

Tomamos el valor más desfavorable, correspondiendo en este caso para el mes de enero K = 0,80.

c) La temperatura media anual para la zona de Comodoro Rivadavia es de 12,6°C y la temperatura media de enero: 19°C (período 1951/60).

NOTA: Enero es el mes con la temperatura media más alta del año, con 19°C; también registra la temperatura máxima media más alta del año con 25,5°C y la temperatura máxima absoluta: 37,5°C.

Aplicando la fórmula de BLANEY y CRIDDLE, resulta:

Necesidad de agua (para el mes más desfavorable) =

$$= K\left[0{,}46\ p(t + 18)\right] = 0{,}80\left[0{,}46\ .\ 10{,}88\ (19 + 18)\right] =$$

$$= 148 \text{ mm}$$

Por lo tanto, en la zona considerada, los árboles requerirán durante el mes más desfavorable (enero), una cantidad de agua equivalente a 148 mm.

Históricamente, en el período 1921-1950 se registró para enero una precipitación media de 11 mm y entre 1951 y 1960: 19 mm. Para el mismo período la mínima fue de 0 mm, por consiguiente no se puede considerar el agua recibida por lluvias para el cálculo, ya que debe preverse la posibilidad de algunos meses en que no se registren precipitaciones, o estas sean insignificantes.

Expresando los milímetros de agua requeridos por los árboles en m^3/ha.mes:

- 1 mm de lluvia equivale a 10 m^3/ha
- por lo tanto 148 mm = 1.480 m^3/ha.mes

./.

También puede expresarse la dotación de riego en litros por segundo y por hectárea; para ello se realiza el cociente:

$$\frac{1.480\ m^3/ha.mes}{\text{segundos del mes considerado}} = \frac{1.480.000\ l/ha/mes}{2.678.400\ seg} =$$

$$= 0,55\ l/seg/ha.mes$$

A pesar de las precauciones que se tomen en el riego, un porcentaje del agua aplicada se pierde por diversas causas; para compensar esas pérdidas, las dotaciones de riego se incrementan en la práctica un 30% respecto a las que resultan de los cálculos.

En "El Regadío" de M. POIREE y Ch. OLLIER (1970) se indica incrementar en un 20 al 30% los cálculos para tener en cuenta pérdidas por diversas causas.

En una publicación del IDEVI (1972) aconsejan para compensar esas pérdidas, tomar una dotación 30 a 40% superior a la calculada.

Tomamos por lo tanto, el promedio de las dotaciones sugeridas: 30%.

Resulta por ello una dotación de riego de 1.924 m^3/ha.mes, que corresponden a 0,71 l/seg/ha.

NOTA: Estos valores concuerdan con los calculados en la Estación Experimental del IDEVI (Instituto de Desarrollo del Valle inferior del Río Negro), que utilizando la misma fórmula de BLANEY y CRIDDLE, indican para el mes de enero una dotación de 1.940 m^3/ha.

./.

3.1.2 Cálculo de la superficie regable.

PLANTA OESTE

El caudal diario medio disponible hasta el año 2002 es de 6.702 m^3/día, y la dotación mensual calculada para el mes de enero, como se indicó, es de 1.924 m^3/ha que significan 62 m^3/ha/día.

Del cociente entre el agua disponible y la dotación calculada, resulta que con los líquidos cloacales tratados por la Planta Oeste podrán regarse hasta el año 2002: 108 hectáreas.

Tomando ahora el caudal diario medio disponible hasta el año 2017, que se estima en 9.979 m^3/día, la superficie a regar podrá incrementarse a 161 hectáreas.

PLANTA SUR

El caudal diario medio de líquido tratado por esta Planta hasta el año 2002 será de 28.451 m^3/día; con ellos podrán regarse:

$$\frac{28.451\ m^3/día}{62\ m^3/día/ha} = 459 \text{ hectáreas}$$

Teniendo que para el año 2017, el caudal diario medio de efluentes tratados será de 36.030 m^3/día disponibles para riego, resultaría que podrán regarse:

$$\frac{36.030\ m^3/día}{62\ m^3/día/ha} = 581 \text{ hectáreas}$$

NOTAS:

- Los caudales de efluentes cloacales tratados en las Plantas OESTE y SUR se suman, ya que ambos efluentes serán destinados para riego del Cordón Forestal; por lo tanto, con estos efluentes podrán regarse hasta el año 2002: 108 + 459 = 567 hectáreas.
- De la misma manera, hasta el año 2017 se prevé que podrán regarse: 161 + 581 = 742 hectáreas.

./.

- En la Planta SUR se regarán 114 hectáreas de barrera perimetral.
  En la Planta OESTE, en la Alternativa I (mayor superficie a regar) se regarán 48 hectáreas de barrera.
  Ambas barreras suman 162 hectáreas; la diferencia:
  567 - 162 = 405 hectáreas.
  Es decir que hasta el año 2002 podrán regarse con los líquidos cloacales tratados en las Plantas OESTE y SUR, las barreras perimetrales previstas para ambas Plantas y 405 hectáreas del Cordón Forestal.
  Para el año 2017 podrá ampliarse el área a regar en el Cordón Forestal a 580 hectáreas, o ampliar en esa proporción la superficie forestada de las barreras de la Planta SUR.

./.

3.2 SELECCION DE ESPECIES FORESTALES.

Se indican a continuación las especies arbóreas y arbustivas que hemos seleccionado, con descripción de sus características más notables; ellas se han elegido teniendo en cuenta su comportamiento en la región: su rusticidad, desarrollo alcanzado ante diversas situaciones de exposición a los vientos, temperaturas bajas, tipos de suelos, etc., por su densidad de follaje en algunos casos para conformación de barreras de protección y también en general, su velocidad de crecimiento.

OLMO SIBERIANO (Ulmus pumila):

Sinónimo vulgar: Olmo de Turquestán.

Pertenece a la familia de las Ulmáceas.

Es un árbol que alcanza los 8 a 12 metros de altura, presentando una copa ancha, subglobosa y con tronco derecho; su corteza es rugosa, estriada longitudinalmente, color pardo oscuro.

Presenta hojas pequeñas, color verde oscuro, caducas, simplemente aserradas, agudas, con cortos pecíolos.

Crece espontáneamente en el Tibet, Siberia y China.

Se adapta a diferentes clases de suelos: compactos, arenosos, ácidos o alcalinos. Arraiga fácilmente, por lo cual es utilizado para fijación de médanos.

Soporta fríos intensos y heladas, y resiste fuertes vientos y sequedad propios de la región.

En la zona semiárida de La Pampa y provincias vecinas se utiliza para montes de reparo del ganado y para cortinas cortavientos y/o producción de madera, ya que rebrota bien de cepa.

Son, en definitiva, árboles muy rústicos, ideales para la zona, ya que además de las propiedades señaladas, no pierden hojas ni ramas del sector oeste (vientos más fuertes).

./.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

En Comodoro Rivadavia se han observado ejemplares de algunos metros de altura en plantaciones efectuadas a 3,50 x 3,50 m; habitualmente se plantan a 3 x 3 m.

Puede multiplicarse por estacas cuando se dispone de agua en abundancia.

ALAMO CRIOLLO (Populus nigra):

Sinónimos vulgares: álamo piramidal, álamo italiano o álamo negro de Lombardía.

Pertenece a la familia de las Salicáceas.

Es un árbol que presenta su copa muy cerrada y alargada, con tronco recto, vertical y ramas cortas y finas. La corteza es oscura, áspera, nudosa, agrietada longitudinalmente.

Las hojas son triangulares, lisas, brillantes, grandes en ejemplares nuevos y más pequeñas en los adultos.

Originario de Asia central, fue llevado a Italia en la antigüedad. Se introdujo en la Argentina a comienzos del siglo pasado, difundiéndose en la zona de Cuyo para cortinas de protección de árboles frutales. También se plantó mucho en el Delta del Paraná, pero las condiciones ecológicas de la zona no resultaron muy aptas, provocando su decadencia por ataques de hongos (Roya), desplazándose su cultivo a los valles de los ríos Negro y Colorado; en estos valles no se plantan en forma masiva sobre toda la superficie del terreno, sino a lo largo de zanjas de riego en una o dos filas a cada lado; las zanjas están separadas 8 - 10 - 20 metros entre sí, y el espaciamiento entre plantas es mínimo: 1 a 1,50 m.

En Comodoro Rivadavia se plantan inicialmente muy juntos: 0,50 y aún 0,40 m entre plantas, para poder efectuar raleos más adelante, entresacando una planta por medio.

./.

Es una planta adaptable a las más diversas condiciones climáticas, siempre que no posea agua estancada en abundancia.

Prefiere los suelos profundos y permeables.

Soporta en invierno temperaturas muy bajas, resistiendo bien las heladas y nevadas.

Es la variedad de álamo más utilizada para barreras forestales.

Se recomienda plantar a 0,50 m entre plantas y a 1,50 m entre filas. Luego efectuar raleos.

ALAMO PLATEADO (Populus alba):

Sinónimo vulgar: álamo blanco.

Pertenece a la familia de las Salicáceas y es oriundo del sur de Europa, extendiéndose su cultivo por todo el mundo.

Es un árbol rústico, que desarrolla normalmente en regiones cálidas no muy húmedas, siendo bastante resistente a la sequía y a los fríos, como así también a las altas temperaturas.

Soporta cierto grado de salinidad en el suelo.

Es una especie de crecimiento rápido, alcanzando hasta 25 m de altura.

Su copa es amplia, con tronco derecho a tortuoso, con hojas totalmente caducas y follaje verde-plateado, pues la cara superior es verde grisácea mientras la inferior es blanco plateada; la corteza es blanco-grisácea.

Crece muy bien en médanos del oeste bonaerense.

Produce renuevos de raíz a su alrededor con gran vigor, constituyendo una verdadera plaga, lo que habla en su favor para la formación de monte denso, facilitando también la reposición de ejemplares ya que su longevidad no es muy elevada.

Se multiplica por medio de estacas, al igual que todos los álamos.

./.

Puede plantarse a 1,50 m entre plantas en la fila, y dejando 2,50 m entre filas.

EUCALIPTO ROSTRATA (Eucalyptus camaldulensis):

Pertenece a la familia de las Mirtáceas, siendo originario de Australia; es la especie más distribuída en ese país.

Arbol de gran tamaño, alcanzando en ocasiones hasta 30 m de altura, con tronco bifurcado y gruesas ramas que forman una copa extendida.

La corteza es lisa, color gris claro, a veces algo parduzca.

Las hojas juveniles son más anchas que las adultas.

Es una especie rústica por excelencia, superando en ello a los demás eucaliptos, ya que crece en terrenos secos o húmedos, con pH elevado, suelos sueltos y compactos y en climas calurosos y fríos indistintamente.

Es de crecimiento rápido y con gran producción de material orgánico (hojas, flores, frutos, ramas, corteza).

Es la especie de eucalipto más cultivada en el mundo y por sus cualidades favorables, su cultivo se ha extendido por casi toda la Argentina, utilizándose para destino forestal, para cortinas corta-vientos, montes de abrigo del ganado, etc.

Responde bien a temperaturas bajas de hasta - 5°C (a veces hasta - 10°C).

Se excluye de terrenos calcáreos, y muere si la concentración de este elemento supera el 40%.

En el barrio Astra con micro-clima especial, se observó que no resiste los nevadas intensas que allí se registran, por lo que debe desecharse su utilización en ese lugar.

Puede plantarse a 3,00 m entre plantas y dejando 4,00 m entre las filas.

./.

EUCALIPTO VIMINALIS (Eucalyptus viminalis):

Familia: Mirtáceas.

Originario de Tasmania y Australia, donde crece asociado con E. globulus.

Es un árbol de gran tamaño que alcanza los 35 metros de altura; su tronco es recto, algo curvo en su base en plantaciones artificiales.

Presenta ramas péndulas y corteza lisa, caduca, blancuzca, que se desprende en largas tiras.

Es un árbol propio de clima frío y lluvioso.

Crece principalmente en suelos de regular fertilidad, más bien del tipo arenoso, tolerando los suelos salobres y limo-arenosos permeables. No desarrolla bien en suelos superficiales, pedregosos, compactos o encharcados.

Soporta temperaturas muy bajas, resistiendo hasta - 17°C, siendo en cambio sensible a los fuertes calores.

Es la especie que mejor soporta los vientos fuertes y nevadas intensas (se comprobó en Astra).

Se recomienda plantarlo a fin del verano, ya que si se lo hace a fines del invierno y principios de primavera presenta un desmesurado desarrollo aéreo y escaso crecimiento radicular, lo que puede producir vuelcos.

No debe plantarse cercano al mar, pues el ambiente marítimo lo afecta.

Se planta a 3,00 m x 3,00 m.

./.

PINO DE ALEPO (Pinus halepensis):

Familia: Pináceas.

Sinónimos vulgares: pino blanco, pino Carrasco.

Es un árbol que alcanza los 20 m de altura aproximadamente, con copa sub-globosa y tronco generalmente inclinado, algo corto y tortuoso, frecuentemente bifurcado.

Generalmente posee abundantes ramas y su corteza es grisácea clara, algo hendida. Las hojas son aciculares, finas, color verde claro.

Es originario de la cuenca del Mediterráneo, desde Portugal hasta el Medio Oriente. En la Argentina es uno de los pinos más difundidos, por ofrecer gran resistencia a las más diversas condiciones climáticas y de suelos, presentando gran tolerancia a los suelos calizos y con elevado contenido de yeso; crece en suelos superficiales y rocosos. No soporta los suelos salinos. En suelos arcillosos es preferible el Pinus brutia (variedad del P. halepensis).

Presenta gran resistencia a las sequías y soporta fríos de hasta 10°C bajo cero.

Es una especie de luz, muy robusta y de crecimiento relativamente rápido. Se utiliza en forestación de médanos y dunas.

Se planta a 2,50 x 2,50 m.

PINO PONDEROSA (Pinus jeffreyi):

Familia: Pináceas.

Sinónimo técnico: Pinus ponderosa var. Jeffreyi.

Originario de Estados Unidos, se encuentra en la Sierra Nevada desde México hasta Oregón, a 1.700 m de altitud.

Es un árbol de gran talla, pudiendo alcanzar los 30 m. La copa es redondeada y el tronco alcanza 1 m de diámetro; la corteza es moreno-canela, resquebrajada en grandes placas irregulares.

./.

Sus hojas son de color verde opaco.

Crece en terrenos sueltos, arenosos, húmedos y a veces en los pedregosos, no siendo muy exigente con respecto a suelos.

Resiste las temperaturas extremas y los fuertes vientos.

Los primeros ejemplares se plantaron en la Isla Victoria, en el Lago Nahuel Huapí, y su cultivo se ha difundido en la zona norte de los bosques Andino-Patagónicos por su buen crecimiento y adaptabilidad a la montaña. Han enriquecido los bosques naturales, formando bosques mixtos junto con el raulí, el roble pellín, etc.

Se suele plantar a 3,50 x 3,50 m.

TAMARISCO (Tamarix spp.)

Pertenece a la familia de las Tamaricáceas.

Es una planta rústica, de crecimiento rápido en general (en la zona es algo lento, pero más rápido que la ligustrina en formación de cercos).

Prospera en toda clase de suelos, prefiriendo los ligeros, arenosos. Crece en terrenos húmedos, salitrosos, cercanos a la costa del mar.

Son en realidad plantas de hoja caduca, pero su aspecto cambia poco del verano al invierno debido a que están provistas de ramillas con pequeñas hojas escamiformes. Son arbustos que presentan ramas erguidas y colgantes.

Resultan ideales para formar reparos contra el viento, por la densidad de su follaje, por su rusticidad y rápido desarrollo.

Son utilizados en las primeras filas de las cortinas forestales como barrera baja, ya que cubren desde el suelo la zona desprotegida de árboles de mayor porte y los protegen de la abrasión de la arena arrastrada por el viento.

./.

Se planta por gajos en filas distribuídas por el fondo del surco.

Plantar a 0,20 - 0,30 m entre plantas y luego ralear. Entre filas: 1,50 m.

ACACIA AUSTRALIANA (Acacia melanoxylon):

Familia: Leguminosas.

Sinónimos vulgares: acacia aromo, aromo negro, aromo salvaje.

Es un árbol de 8 a 12 m de altura, con tronco derecho y copa globosa-cónica. Originario de Australia.

No es atacado por las hormigas ni bichos de cesto, y es respetado por el fuego, siendo muy indicado para la formación de cortinas corta-vientos y contra incendios.

Es de crecimiento relativamente lento.

Resiste heladas de - 6°C sin sufrir graves daños.

Prefiere suelos sueltos y arenosos, pero aún en los compactos prospera bien, no así en los muy secos.

Es capaz de vivir y crecer bajo la sombra de otros árboles.

Soporta fuertes vientos y sequías, y es mejorador de suelos.

Plantar a 2,50 m entre plantas en la fila, y a 3,00 m entre filas.

AGUARIBAY (Schinus molle):

Familia: Anacardiáceas.

Es originario de América del Sur, hasta el norte y centro de la Argentina.

Sinónimos vulgares: árbol de la pimienta, gualeguay, molle, pimentero, etc.

Es un árbol de porte mediano que alcanza los 20 m de altura.

./.

Presenta copa globosa, densa, extendida, con las ramas jóvenes pendientes; su follaje es persistente y péndulo, recordando en su aspecto general al sauce llorón. Color verde-amarillo tenue.

Hojas compuestas, alternas, con borde dentado.

Tronco derecho hasta tortuoso y corteza clara, hendida.

Arbol de crecimiento rápido y resistente a las bajas temperaturas, aunque sus brotes tiernos pueden helarse.

Se adapta a diversas condiciones de suelos, desde los muy compactos hasta los sueltos y salitrosos, siendo notable su resistencia a las sequías prolongadas.

Apto para la poda.

Es muy indicado para plantar aisladamente, para sombrear lugares de reposo, remarcándose su función ornamental cuando se planta a orillas de terrenos anegados o en grandes superficies abiertas.

También suele utilizarse en alineaciones.

Puede plantarse a 4,00 x 4,00 m.

CIPRES PIRAMIDAL (*Cupressus sempervirens, var. stricta*):

Familia: Cupresáceas.

Es originario de las montañas semiáridas del este y sur de la cuenca del Mediterráneo.

Arbol de follaje perenne, de 25 a 30 m de altura, presentando una copa estrechamente piramidal, con gran masa foliar, compacta, con ancho de copa: 1 - 1,50 m.

Existe otra variedad: *horizontalis*, la cual triplica el ancho de la copa (3 a 4,50 m).

Presenta hojas escamiformes, color verde oscuro, con glándulas resiníferas.

./.

Desarrolla en suelos profundos y medianamente sueltos. No tolera los excesivamente húmedos. Crece bien en suelos calizos.

Es resistente al frío y a la sequía.

Es uno de los árboles más utilizados para ornamentación de parques y en la formación de cortinas rompevientos, como filas externas en combinación con otras especies como tuyas, pino de Alepo, eucalipto viminalis, etc.

Se ha difundido por todo el país debido a sus pocas exigencias.

Puede soportar la sombra de árboles de mayor porte.

Es de crecimiento rápido.

Se planta dejando 1,00 m entre plantas en la fila y a 2,50 m entre filas.

CIPRES LAMBERTIANA (Cupressus macrocarpa):

Familia: Cupresáceas.

Sinónimo técnico: Cupressus lambertiana.

Sinónimo vulgar: ciprés lambertiana, ciprés de Monterrey.

Originario de la Bahía de Monterrey, en California.

Es un árbol de copa anchamente cónica, truncada en su ápice, alcanzando los 20 - 25 m de altura.

Su tronco es grueso, corto, ensanchado en la base, con corteza de grueso espesor y profundamente agrietada, y presenta abundantes ramas.

Las hojas son escamiformes, color verde amarillento; su follaje es menos compacto que el del ciprés piramidal.

Prefiere los suelos arenosos y bien drenados, pero vive también en suelos pobres, profundos y húmedos con clima templado sin grandes heladas o nevadas, aunque se lo encuentra en zonas con temperaturas de hasta 15°C bajo cero.

Es más resistente al frío que el sempervirens.

./.

Es un árbol excelente para fijación de dunas marítimas, plantándolo protegido de las brisas marinas.

Resistente a los fuertes vientos, es muy apto para formación de cortinas verdes corta-vientos en las costas patagónicas; también se lo utiliza en el oeste de la Provincia de Buenos Aires, asociado con eucaliptos, en filas alternadas.

Es tolerante a las sequías y de crecimiento rápido.

Por su copa frondosa, plantar a 3,00 m entre plantas y a 5,00 m entre filas.

OLIVO DE BOHEMIA (Eleagnus angustifolia):

Familia: Eleagnáceas.

Arbol o arbusto que alcanza unos 10 m de altura.

Tronco a veces tortuoso, con corteza pardo-oscura, fibrosa, agrietada y copa globosa. Hojas simples y caedizas.

Es originario de las estepas de Asia central y sudoccidental y la región Mediterránea. En nuestro país se encuentra principalmente en el sur de la Provincia de Buenos Aires, Chubut, Santa Cruz, Mendoza, Neuquén y Río Negro.

Frecuentemente desarrolla en suelos pobres.

Soporta bien los fuertes vientos y los suelos salinos.

Se adopta a la poda y sirve para formación de cercos vivos y para plantaciones lineales en caminos.

Rebrota bien de cepa y de raíz.

Puede plantarse a 2,00 m entre plantas y a 3,00 m entre filas.

./.

CRATAEGUS (Crataegus pyracantha):

Familia: Rosáceas.

Nombre vulgar: "Crataegus".

Originario del oeste de Asia.

Son arbustos espinosos, robustos, de fácil cultivo; alcanzan de 1,50 a 5 m de altura.

Tienen gran facilidad de adaptación para suelos mediocres y pobres, donde otras especies brotan mal.

Pueden podarse para formación de cercos, y se utilizan para formación de barrera baja, cubriendo con su follaje desde el suelo hasta la base de la copa de otros árboles que dejan esa zona desprotegida.

Las hojas son simples, alternas, oval-lanceoladas, de borde entero a dentado.

Es de hojas persistentes.

Muy rústico, resistente a temperaturas muy bajas, acomodándose en suelos secos, compactos y arcillosos.

De crecimiento lento, apto para la poda y exigente en luz.

Se reproduce por semillas, multiplicándose por estacas e injertación.

Es un arbusto de gran efecto decorativo, con follaje verde oscuro, opaco, que se ve realzado durante la floración al cubrirse de flores blancas. Posteriormente se cubre de pequeños frutos color rojo intenso; existen numerosas variedades, que se diferencian por el colorido de sus frutos, desde anaranjado hasta rojo oscuro.

Se utiliza en sitios bien iluminados, ya sea aislados o en grupos homogéneos, y también para enrejados, muros y cercos vivos.

./.

Puede plantarse a 0,40 - 0,50 m entre plantas para formar un cerco denso.

ABEDUL (Betula spp.)

Originario de Europa, norte de Africa y oeste de Siberia.

Arbol muy elegante por su fina ramificación a menudo colgante, por su ligero follaje que cambia a amarillo vivo en otoño y corteza muy blanca en algunas especies.

Talla: desde arbusto hasta árboles de 20 - 25 m de altura.

Es poco exigente con respecto a la naturaleza del suelo, prosperando a menudo en terrenos secos y áridos y en los más o menos húmedos y fértiles.

Sus hojas son generalmente respetadas por los insectos y hongos, debido a la cantidad de tanino que contienen.

Las hojas son caducas.

Soporta temperaturas de hasta 30°C bajo cero; en nuestro país encuentra su mejor área en la región Andino-patagónica.

Arbol de luz, crece rápidamente en sus primeros años, luego su crecimiento se ve atenuado.

Debe tenerse en cuenta que son plantas de costo relativamente elevado, que son utilizadas sobre todo por su aspecto decorativo; por lo tanto, podrá utilizarse con ese fin, ya sea como ejemplares aislados o en pequeños grupos dentro del cordón forestal.

Se planta dejando 3 a 5 m entre plantas.

./.

ACACIA BLANCA (Robinia pseudo-acacia):

Familia: Leguminosas.

Sinónimos vulgares: robinia, falsa acacia.

Originaria de los Montes Apalaches de EE.UU., crece en gran variedad de suelos, pero alcanza su mejor desarrollo en los fértiles, sueltos y profundos; en los compactos prospera también.

Arbol que alcanza los 15 m de altura, con porte elegante, copa redondeada y ancha.

Hojas caducas, compuestas, alternas.

Corteza oscura, rugosa, con grietas anchas y profundas.

Especie muy rústica, ávida de sol, de crecimiento rápido y resistente a los fríos.

Se cultiva en la Argentina desde hace más de un siglo.

Se reproduce por semillas, por estacas y vigorosamente por medio de retoños radiculares, de tal forma que en poco tiempo, un solo árbol es capaz de originar un espeso montecito.

Exige riego durante los primeros años de plantación, pues luego responde bien a la sequía.

Es apto para la poda.

Plantar a 2,50 m entre plantas y 3,00 m entre filas.

TUYA (Thuja occidentalis):

Nombre vulgar: árbol de la vida.

Familia: Cupresáceas.

Arbol de 2 - 5 m de altura, con tronco derecho y corteza moreno-rosada, hendida.

./.

Las ramas inferiores se conservan durante mucho tiempo y su ramificación se realiza en un solo plano a diferencia de los cipreses.

De copa amplia, compacta, globosa a ovoide y follaje verde claro a verde-amarillento.

Hojas escamiformes, pequeñas, opuestas.

Origen: sudoeste del Canadá y EE.UU., formando extensos bosques.

Poco exigente en cuanto a la calidad de suelos, soportando los compactos.

Es una planta rústica que soporta las bajas temperaturas y puede vivir a la sombra de otros árboles corpulentos sin perder las ramas inferiores.

Puede someterse intensamente a la poda.

Se planta a 0,50 m entre plantas para formar un cerco tupido.

ACACIA FRANCESA (*Acacia decurrens var. dealbata*):

Familia: Leguminosas.

Nombres vulgares: aromo, acacia francesa.

Arbol de 8 a 10 m de altura, con copa redondeada y follaje persistente; su tronco es derecho, con la corteza lisa a levemente hendida.

Hojas compuestas, alternas, color verde claro. Floración abundante desde julio hasta fines de agosto (color amarillo intenso).

Origen: Australia, habiéndose extendido su cultivo por todo el mundo.

Es de rápido crecimiento, bastante rústico, pero exigente en suelos profundos.

Arbol ornamental, es uno de los más utilizados para parques y jardines.

./.

Por su porte es recomendado para consociar en macizos y grupos y también en alineaciones.

Puede plantarse a 3 x 3 m ó 5 x 5 m.

LIGUSTRINA (Ligustrum sinense):

Familia: Oleáceas.

Origen: China y Japón.

Arbusto bajo a mediano, pero puede hacerse arbóreo; alcanza de 1 a 3 m de altura.

Copa tupida y ramas leñosas, semipendientes y hojas pequeñas, simples y opuestas, persistentes.

Es resistente a los fríos y prospera perfectamente bien en suelos compactos, aunque su vitalidad y vigor son mayores cuando son livianos.

Apto para la poda, soporta media sombra, viviendo aún en sitios sombríos.

Crece rápidamente.

Follaje verde oscuro, brillante.

Flores blancas y abundantes.

Es muy empleado para cercos vivos, porque ofrece en poco tiempo un muro compacto y tupido desde abajo. Se planta a 0,30 - 0,40 m entre plantas. También se planta aislado o en grupos y macizos.

Sugerimos dos especies de árboles que podrían introducirse en la región con carácter experimental: ciprés arizónica y casuarina, por sus características de rusticidad.

./.

CIPRES ARIZONICA (*Cupressus arizonica*)

Familia: Cupresáceas.

Sinónimo vulgar: cedro blanco.

Es un árbol de 12 a 20 m de altura, con su copa abierta, con abundantes ramas horizontales. Su porte juvenil es piramidal.

Su corteza es fibrosa y está dividida en tiras o placas de color oscuro rojizo.

Es una planta muy rústica y de crecimiento rápido en sus primeros años.

Especie originaria de las zonas montañosas del sudoeste norteamericano.

Se desarrolla tanto en suelos ácidos como en los compactos arcillosos, en zonas áridas con 250 - 500 mm anuales de lluvia.

En nuestro país se cultiva en la región semiárida de La Pampa, oeste de Buenos Aires, sur de Córdoba, San Luis y la zona Andino-Patagónica (Neuquén, Río Negro, Chubut).

Es una especie muy cultivada por su valor ornamental en parques y jardines, debido a su follaje azulado.

Es recomendable para plantar en grupos y para cortinas forestales.

Es apropiado para reforzar barreras, ya que cubre con ramas desde abajo.

Es una planta relativamente cara, pero sería suficiente implantar una a dos filas para reforzar barreras: a 2,50 m entre plantas en la fila y a 3,00 m entre filas.

./.

CASUARINA (Casuarina cunninghamiana):

Familia: Casuarináceas.

Arbol corpulento, con altura superior a 15 m, tronco derecho y corteza oscura, hendida.

Hojas muy reducidas, constituyendo verticilos en forma de dientes de peine sobre ramas herbáceas que aparentan ser hojas aciculares.

Originaria de Australia; se ha cultivado en todo el mundo, adaptándose muy bien en nuestro país.

De crecimiento rápido, requiere suelos profundos y sueltos, aunque en los compactos y secos prospera bien.

Es resistente a los fríos por intensos que sean, y a los vientos violentos, en particular los salinos (costas marítimas).

Por su parte es muy utilizado para formación de grandes macizos y en alineaciones para cortinas de abrigo por su rusticidad y resistencia a los vientos.

Dejar 2 m entre plantas en la fila y 3 m entre las filas.

4.- PRESUPUESTO

4.1 PLANTA OESTE.

4.1.1 Planta de Tratamiento.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
I - ALTERNATIVA I				
I.1 Primera Etapa				
I.1.1 Obra Civil				
. Terreno (17,6 Ha)	Gl	-	-	2.500
. Casa Encargado - Local Laboratorio - Local de Control y Dosificación	Gl	-	-	540.000
. Excavación	m^3	70.000	7	490.000
. Terraplenamiento	m^3	42.000	5,50	231.000
. Recubrimiento con arcilla compactada	m^2	27.300	2,30	62.790
. Hormigón armado	m^3	240	700	168.000
. Hormigón simple	m^3	1.071	320	342.720
. Hormigón pobre	m^2	200	13	2.600
. Revoque impermeable	m^2	400	27	10.800
. Barandas	m	940	60	56.400
. Red de distribución agua potable	Gl	-	-	46.500
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	79.600

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Cerco perimetral	m	1.680	50	84.000
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertas, tapas, pintura, etc.	Gl	-	-	77.330
				₳ 2.194.240.-
I.1.2 Equipos Electromecánicos				
. Equipos Aereadores de 25 HP	N°	8	60.000	480.000
. Equipos Aereadores de 20 HP	N°	8	53.000	424.000
. Bombas dosificadoras	N°	2	4.000	8.000
. Electrobomba sobre pontón	N°	1	15.000	15.000
. Instalación Eléctrica y de Fuerza Motriz	Gl	-	-	1.800.000
				₳ 2.727.000.-

TOTAL PRIMERA ETAPA = ₳ 4.921.240.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
I.2 Segunda Etapa.				
I.2.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	35.000	7	245.000
. Terraplenamiento	m^3	21.500	5,50	118.250
. Recubrimiento con arcilla compactada	m^2	13.650	2,30	31.395
. Hormigón armado	m^3	130	700	91.000
. Hormigón simple	m^3	535	320	171.200
. Hormigón pobre	m^2	100	13	1.300
. Revoque impermeable	m^2	200	27	5.400
. Barandas	m	470	60	28.200
. Ampliación red distribución agua potable	Gl	-	-	10.000
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	39.800
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertas, pintura, etc.	Gl	-	-	21.700
				₳ 763.245.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
I.2.1 Equipos Electromecánicos.				
. Equipos Aereadores de 25 HP	N°	4	60.000	240.000
. Equipos Aereadores de 20 HP	N°	4	53.000	212.000
. Bombas dosificadoras	N°	1	4.000	4.000
. Electrobomba sobre pontón	N°	1	15.000	15.000
. Instalación eléctrica y de Fuerza Motriz	Gl	-	-	540.000
				₳ 1.011.000.-

TOTAL SEGUNDA ETAPA = ₳ 1.774.245.-

II - ALTERNATIVA II

II.1 Primera Etapa

II.1.1 Obra Civil

. Terreno (6,5 Ha)	Gl	-	-	1.250
. Casa Encargado y Locales Auxiliares	Gl	-	-	540.000
. Excavación	m^3	5.780	8	46.240
. Terraplenamiento	m^3	6.500	6	39.000
. Hormigón Armado	m^3	680	700	476.000
. Hormigón simple	m^3	255	320	81.600
. Hormigón pobre	m^2	1.100	13	14.300

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Revoque impermeable	m^2	3.500	27	94.500
. Barandas	m	308	60	18.480
. Red de distribución de agua potable	Gl	-	-	46.500
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	120.000
. Cerco perimetral	m	1.020	50	51.000
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertas, tapas, pintura, etc.	Gl	-	-	132.800
				₳ 1.661.670.-
II.1.2 Equipos Electromecánicos				
. Desarenador	Gl	-	-	37.000
. Equipos Aereadores de 15 HP	N°	8	45.000	360.000
. Barredores en Sedimentadores Secundarios	N°	4	62.000	248.000
. Electrobombas barros Secundarios	N°	3	41.000	123.000
. Barredores en Concentradores	N°	2	37.000	74.000
. Bombas dosificadoras	N°	2	4.000	8.000
. Instalación eléctrica y de Fuerza Motriz	Gl	-	-	1.350.000
				₳ 2.200.000.-

TOTAL PRIMERA ETAPA = ₳ 3.861.670.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
II.2 Segunda Etapa				
II.2.1 Obra Civil				
. Excavación	m^3	2.900	8	23.200
. Terraplenamiento	m^3	2.800	6	16.800
. Hormigón Armado	m^3	340	700	238.000
. Hormigón simple	m^3	108	320	34.560
. Hormigón pobre	m^2	550	13	7.150
. Revoque impermeable	m^2	1.650	27	44.550
. Barandas	m	154	60	9.240
. Ampliación red distribución agua potable	Gl	-	-	13.500
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	60.000
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertas, tapas, pintura, etc.	Gl	-	-	65.000
				₳ 512.000.-
II.2.2 Equipos electromecánicos.				
. Desarenador	N°	1	37.000	37.000
. Equipos Aereadores de 15 HP	N°	4	45.000	180.000
. Barredores en Sedimentadores Secundarios	N°	2	62.000	124.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Electrobombas barros Secundarios	N°	2	41.000	82.000
. Barredores en Concentradores	N°	1	37.000	37.000
. Bombas dosificadoras	N°	1	4.000	4.000
. Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	540.000
				₳ 1.004.000.-

TOTAL SEGUNDA ETAPA = ₳ 1.516.000.-

III - ALTERNATIVA III

III.1 Primera Etapa

III.1.1 Obra Civil

. Terreno (6,5 Ha)	Gl	-	-	1.250
. Casa Encargado y Locales Auxiliares	Gl	-	-	540.000
. Excavación	m^3	5.800	10,50	60.900
. Hormigón Armado	m^3	1.120	700	784.000
. Hormigón simple	m^3	116	320	37.120
. Hormigón pobre	m^2	2.100	13	27.300
. Revoque impermeable	m^2	6.250	27	168.750
. Barandas	m	168	60	10.080
. Red de distribución agua potable	Gl	-	-	46.500

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	165.000
. Cerco perimetral	m	1.120	50	56.000
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertas, tapas, pintura, playas, etc	Gl	-	-	350.400
				₳ 2.247.300.-
III.1.2 Equipos Electromecánicos.				
. Desarenador	Gl	-	-	37.000
. Barredores en Sedimentadores Primarios	N°	2	67.000	134.000
. Equipos Aereadores de 7,5 HP	N°	6	35.000	210.000
. Barredores en Sedimentadores Secundarios	N°	2	65.000	130.000
. Electrobombas Barros Primarios	N°	2	12.000	24.000
. Electrobombas Barros Secundarios	N°	3	20.000	60.000
. Equipo Barredor en Concentradores	N°	2	35.000	70.000
. Aereadores en Digestores de 30 HP	N°	2	75.000	150.000
. Bombeo barros digeridos	N°	2	12.000	24.000
. Bombeo drenaje Playas	N°	2	12.000	24.000
. Bombas dosificadoras	N°	2	4.000	8.000
. Instalación eléctrica y de Fuerza Motriz	Gl	-	-	1.300.000
				₳ 2.171.000.-

TOTAL PRIMERA ETAPA = ₳ 4.418.300.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
III.2 Segunda Etapa.				
III.2.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	2.900	10,50	30.450
. Hormigón Armado	m^3	560	700	392.000
. Hormigón simple	m^3	58	320	18.560
. Hormigón pobre	m^2	1.050	13	13.650
. Revoque impermeable	m^2	3.125	27	84.375
. Barandas	m	84	60	5.040
. Ampliación red distribución agua potable	Gl	-	-	14.000
. Cañerías de interconexión	Gl	-	-	82.500
. Resto Obra Civil: veredas, vertederos, compuertasm tapas, pintura, etc.	Gl	-	-	175.000
				₳ 815.575.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
III.2.2 Equipos Electromecánicos.				
. Desarenador	N°	1	37.000	37.000
. Barredores en Sedimentadores Primarios	N°	1	67.000	67.000
. Equipos Aereadores de 7,5 HP	N°	3	35.000	105.000
. Barredores en Sedimentadores Secundarios	N°	1	65.000	65.000
. Electrobombas Barros Primarios	N°	1	12.000	12.000
. Electrobombas Barros Secundarios	N°	1	20.000	20.000
. Equipo barredor en Concentrador	N°	1	35.000	35.000
. Aereador en Digestor de 30 HP	N°	1	75.000	75.000
. Bombas dosificadoras	N°	1	4.000	4.000
. Instalación eléctrica y de Fuerza Motriz	Gl	-	-	600.000
				₳ 1.020.000.-

TOTAL SEGUNDA ETAPA = ₳ 1.835.575.-

./.

4.1.2 Estaciones Elevadoras.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
4.1.2.1 Estación Elevadora Líquido Crudo.				
Obra Civil				
. Excavación	m^3	250	10,50	2.625
. Hormigón Armado	m^3	36	700	25.200
. Revoque impermeable	m^2	170	27	4.590
. Local	Gl	-	-	20.000
. Cerco de mampostería perimetral	Gl	-	-	34.500
. Válvulas esclusas, de retención y colector	Gl	-	-	25.800
. Resto Obra Civil: veredas, tapas, rejas, barandas, pintura, etc.	Gl	-	-	13.885
. Cañería de impulsión CPRFV D° 0,400 m	m	1.550	810	1.255.500
. Instalación anti-golpe de ariete	Gl	-	-	250.000
Equipos Electromecánicos				
. Electrobombas motor sumergido (300 m^3/h)	N°	2	156.000	312.000
. Electrobombas motor sumergido (200 m^3/h)	N°	2	156.000	312.000
				A 2.256.100.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
4.1.2.2 Estación Elevadora Líquido Tratado.				
Obra Civil.				
. Excavación	m^3	14	10,50	147
. Hormigón Armado	m^3	40	700	28.000
. Revoque impermeable	m^2	90	27	2.430
. Válvulas esclusas, de retención y colector	Gl	-	-	45.200
. Resto Obra Civil: mampostería, barandas, tapas, pintura, etc.	Gl	-	-	9.123
. Cañería de impulsión C.P.R.F.V. D° 0,400 m	m	1.200	1.090	1.308.000
. Instalación anti-golpe de ariete	Gl	-	-	350.000
Equipos Electromecánicos				
. Electrobombas eje horizontal (300 m^3/h)	N°	2	190.000	380.000
. Electrobombas eje horizontal (200 m^3/h)	N°	2	190.000	380.000
				₳ 2.502.900.-

./.

4.2 PLANTA SUR.

4.2.1 Planta de Tratamiento.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
I - ALTERNATIVA I - LECHOS PERCOLADORES				
I.1 1ª Etapa				
I.1.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	18.600	10,50	195.300
. Terraplenamiento	m^3	7.000	15	105.000
. Hormigón pobre	m^2	14.000	20	280.000
. Sistema de drenaje de Lechos Percoladores de hormigón	m^2	6.100	500	3.050.000
. Hormigón Armado	m^3	4.750	700	3.325.000
. Revoque impermeable	m^2	37.000	27	999.000
. Manto de piedra Lechos Percoladores	m^3	13.840	100	1.384.000
. Veredas y pavimentos	Gl	-	-	1.500.000
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 1,200 m	m	170	1.300	221.000
. CHA D° 1,000 m	m	450	800	360.000
. CHA D° 0,900 m	m	120	800	96.000
. CHA D° 0,800 m	m	150	670	100.500
. CHA D° 0,700 m	m	400	500	200.000
. CHA D° 0,600 m	m	240	400	96.000
. CHS D° 0,250 m	m	400	95	38.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
I.1.2 Equipos Electromecánicos.				
. Barredores sedimentadores primarios	N°	3	216.000	648.000
. Equipos distribuidores para Lechos Percoladores	N°	4	495.000	1.980.000
. Barredores sedimentadores secundarios	N°	4	390.000	1.560.000
. Barredores Concentradores de Barro	N°	2	95.000	190.000
. Cubierta flotante gasómetro para Digestores	N°	2	300.000	600.000
. Electrobombas para bombeo de barro primario y secundario	N°	4	20.000	80.000
. Electrobombas bombeo de sobrenadante	N°	2	20.000	40.000
. Electrobombas para recirculación	N°	4	200.000	800.000
. Electrobombas Estación Elevadora efluente tratado	N°	4	270.000	1.080.000
. Electrobombas de émbolo para bombeo de barro de Digestores	N°	4	220.000	880.000
. Puente grúa en Estaciones Elevadoras	N°	2	85.000	170.000
. Calderas e intercambiador de calor	N°	2	320.000	640.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. CAC D° 1,000 m	m	250	1.800	450.000
. CAC D° 0,200 m	m	350	140	49.000
. CHF D° 0,150 m	m	800	400	320.000
. Múltiples y cañería de H° F° en Estación de Recirculación y bomba de barro	Gl	-	-	2.300.000
. Piezas especiales y montaje cañerías en Galería de Conductos	Gl	-	-	1.000.000
. Válvulas esclusas y de retención	Gl	-	-	900.000
. Múltiple y cañería de H° F° en Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	1.800.000
. Cámaras partidoras y cámaras	Gl	-	-	300.000
. Vertederos, compuertas, tapas de chapa, barandas	Gl	-	-	450.000
. Cerco perimetral	Gl	-	-	150.000
. Galería de Conductos	Gl	-	-	250.000
. Estación de recirculación	Gl	-	-	200.000
. Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	230.000
. Local para centrífugas	Gl	-	-	150.000
. Local de cloración	Gl	-	-	200.000
. Abastecimiento agua potable y tanque red de riego	Gl	-	-	850.000
. Obras civiles complementarias	Gl	-	-	1.500.000
		T o t a l	A	23.048.800.-

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Sistema anti-golpe de ariete	Gl	-	-	950.000
. Centrífugas para deshidratación de barro	N°	2	380.000	760.000
. Sistema dosificación cloro	Gl	-	-	170.000
		T o t a l		₳ 10.548.000
I.1.3 Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	1.600.000
I.2 2ª Etapa.				
I.2.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	6.800	10,50	71.400
. Terraplenamiento	m^3	1.900	8	15.200
. Hormigón pobre	m^2	6.500	20	130.000
. Sistema de drenaje de Lechos Percoladores de hormigón	m^2	3.040	500	1.520.000
. Hormigón Armado	m^3	1.500	700	1.050.000
. Revoque impermeable	m^2	11.800	27	318.000
. Manto de piedra de Lechos Percoladores	m^3	6.950	100	695.000
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 0,800 m	m	160	670	107.200
. CHA D° 0,700 m	m	160	500	80.000
. CHA D° 0,600 m	m	100	400	40.000
. CHS D° 0,250 m	m	170	95	16.150
. CAC D° 0,200 m	m	130	140	18.200

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Múltiples y cañerías de H° F°, válvulas en Pozos de Bombeo y Estaciones Elevadoras	Gl			250.000
. Cámaras partidoras y cámaras varias, vertederos, compuertas, tapas	Gl	-	-	150.000
. Obras Civiles complementarias	Gl	-	-	500.000
		T o t a l		₳ 4.961.150
I.2.2 Equipos Electromecánicos.				
. Barredor Sedimentador Primario	N°	1	216.000	216.000
. Equipo distribuidor Lecho Percolador	N°	2	495.000	990.000
. Barredor Sedimentador Secundario	N°	2	390.000	780.000
. Electrobomba para recirculación	N°	1	200.000	200.000
. Electrobomba para Estación Elevadora efluente tratado	N°	1	270.000	270.000
. Electrobombas para bombeo barro secundario	N°	2	20.000	40.000
		T o t a l		₳ 2.496.000
I.2.3 Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	480.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
II - ALTERNATIVA II - BARROS ACTIVADOS.				
II.1 1ª Etapa.				
II.1.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	16.000	10,50	168.000
. Terraplenamiento	m^3	6.500	15	97.500
. Hormigón pobre	m^2	7.900	20	158.000
. Hormigón Armado	m^3	5.700	700	3.990.000
. Revoque impermeable	m^2	43.300	27	1.169.100
. Pavimentos y veredas	Gl	-	-	1.125.000
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 1,000 m	m	320	850	272.000
. CHA D° 0,900 m	m	40	800	32.000
. CHA D° 0,800 m	m	110	670	73.700
. CHA D° 0,700 m	m	80	500	40.000
. CHA D° 0,600 m	m	320	400	128.000
. CHA D° 0,500 m	m	80	300	24.000
. CAC D° 0,700 m	m	150	950	142.500
. CAC D° 0,200 m	m	230	140	32.300
. CHS D° 0,250 m	m	450	95	42.750
. CHF D° 0,300 m	m	60	1.500	90.000
. CHF D° 0,200 m	m	90	800	72.000
. Cañería de H°F° y múltiples en Estación de Recirculación y pozo de bombeo de barro	Gl	-	-	1.150.000
. Válvulas esclusas y de retención	Gl	-	-	700.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Múltiple y cañerías de H° F° en Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	1.800.000
. Cámaras partidoras y cámaras	Gl	-	-	300.000
. Vertederos, compuertas, tapas de chapa, barandas	Gl	-	-	350.000
. Cerco perimetral	Gl	-	-	150.000
. Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	230.000
. Local para centrífugas	Gl	-	-	150.000
. Local de cloración	Gl	-	-	200.000
. Abastecimiento de agua potable y tanque red de riego	Gl	-	-	850.000
. Obras Civiles complementarias	Gl	-	-	550.000
		T o t a l		₳ 14.086.750

II.1.2 Equipos Electromecánicos.

. Barredores Sedimentadores Primarios	N°	3	216.000	648.000
. Equipos Aereadores de 15 HP	N°	16	45.000	720.000
. Equipos Aereadores de 30 HP	N°	6	75.000	450.000
. Barredores Sedimentadores Secundarios	N°	3	216.000	648.000
. Barredores Concentradores de Barro	N°	2	112.000	224.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Electrobombas bombeo barro primario, de Concentradores y de Digestores Aeróbicos	N°	6	20.000	120.000
. Electrobombas para recirculación de barro	N°	4	75.000	300.000
. Electrobombas Estación Elevadora efluente tratado	N°	4	270.000	1.080.000
. Puente grúa en Estación Elevadora	N°	2	85.000	170.000
. Sistema anti-golpe de ariete	Gl	-	-	950.000
. Centrífugas para deshidratación de barro	N°	2	380.000	760.000
. Sistema dosificación de cloro	Gl	-	-	170.000
		T o t a l		A 6.240.000
II.1.3 Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	1.800.000
II.2 2ª Etapa				
II.2.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	6.000	10,50	63.000
. Terraplenamiento	m^3	2.700	15	40.500
. Hormigón pobre	m^2	2.200	20	44.000
. Hormigón Armado	m^3	1.100	700	770.000
. Revoque impermeable	m^2	13.000	27	351.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 0,800 m	m	100	670	67.000
. CHA D° 0,700 m	m	70	500	35.000
. CHA D° 0,600 m	m	100	400	40.000
. CAC D° 0,150 m	m	250	110	27.500
. CHS D° 0,250 m	m	200	95	19.000
. Múltiples y cañerías de H° F°, válvulas en pozos de bombeo y Estaciones Elevadoras	Gl	-	-	150.000
. Cámaras partidoras, cámaras varias, vertederos, compuertas, tapas	Gl	-	-	150.000
. Obras Civiles complementarias	Gl	-	-	400.000
		T o t a l		A 2.157.000

II.2.2 Equipos Electromecánicos.

. Barredor Sedimentador Primario	N°	1	216.000	216.000
. Equipos Aireadores de 25 HP	N°	6	60.000	360.000
. Barredor Sedimentador Secundario	N°	1	216.000	216.000
. Barredor Concentrador	N°	1	110.000	110.000
. Electrobombas bombeo barro de Digestores	N°	2	20.000	40.000
. Electrobomba para recirculación de barro	N°	1	150.000	150.000
. Electrobomba para efluente tratado	N°	1	270.000	270.000
		T o t a l		A 1.362.000

./.

	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
II.2.3	Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	540.000

III - ALTERNATIVA III: AERACION EXTENDIDA.

III.1 1ª Etapa.

III.1.1 Obra Civil.

. Excavación	m^3	21.800	8,50	185.300
. Terraplenamiento	m^3	9.100	6	54.600
. Hormigón pobre	m^2	4.100	20	82.000
. Hormigón armado	m^2	1.650	700	1.155.000
. Revestimiento de hormigón simple	m^3	665	320	212.800
. Revoque impermeable	m^2	15.500	27	418.500
. Pavimentos y veredas	Gl	-	-	1.125.000
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 1,200 m	m	90	1.300	117.000
. CHA D° 1,000 m	m	270	850	229.500
. CHA D° 0,900 m	m	40	800	32.000
. CHA D° 0,800 m	m	100	670	67.000
. CHA D° 0,700 m	m	50	500	25.000
. CHA D° 0,600 m	m	400	400	160.000
. CAC D° 0,700 m	m	180	950	171.000
. CAC D° 0,150 m	m	230	110	25.300
. CHS D° 0,250 m	m	280	95	26.600
. Cañería de H° F° y múltiples en Estación de Recirculación y pozo de bombeo de barro	Gl	-	-	1.500.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Válvulas esclusa y de retención	Gl	-	-	910.000
. Múltiple y cañerías de H° F° en Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	1.800.000
. Cámaras partidoras y cámaras	Gl	-	-	120.000
. Vertederos, compuertas, tapas de chapa, barandas	Gl	-	-	280.000
. Cerco perimetral	Gl	-	-	150.000
. Estación Elevadora efluente tratado	Gl	-	-	230.000
. Local para centrífugas	Gl	-	-	150.000
. Local de Cloración	Gl	-	-	200.000
. Abastecimiento de agua potable y tanque red de riego	Gl	-	-	850.000
. Obras Civiles complementarias	Gl	-	-	350.000
		T o t a l		Ã 10.626.600

III.1.2 Equipos Electromecánicos.

. Equipos Aereadores de 50 HP	N°	16	120.000	1.920.000
. Barredores Sedimentadores	N°	3	320.000	960.000
. Barredores Concentradores	N°	2	112.000	224.000

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Electrobombas para recirculación de barro	N°	4	150.000	600.000
. Electrobombas bombeo barro de Concentradores	N°	2	20.000	40.000
. Electrobombas Estación Elevadora efluente tratado	N°	4	270.000	1.080.000
. Puente grúa en Estaciones Elevadoras	N°	2	85.000	170.000
. Sistema anti-golpe de ariete	Gl	-	-	950.000
. Centrífugas para deshidratación de barro	N°	2	380.000	760.000
. Sistema dosificación de hipoclorito	Gl	-	-	170.000
		T o t a l		A 6.874.000
III.1.3 Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	1.400.000
III.2 2ª Etapa.				
III.2.1 Obra Civil.				
. Excavación	m^3	7.400	8,50	62.900
. Terraplenamiento	m^3	3.000	6	18.000
. Hormigón pobre	m^2	1.250	20	25.000
. Hormigón Armado	m^3	390	700	273.000
. Revestimiento de hormigón simple	m^3	160	320	51.200

./.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Revoque impermeable	m^2	3.600	27	97.200
Cañerías de Interconexión:				
. CHA D° 0,700 m	m	210	500	105.000
. CHA D° 0,600 m	m	40	400	16.000
. Múltiples y cañerías de H° F°, válvulas en pozos de bombeo y Estaciones Elevadoras	Gl	-	-	180.000
. Cámaras, vertederos, compuertas, barandas	Gl	-	-	130.000
. Obras varias complementarias	Gl	-	-	350.000
		T o t a l		₳ 1.308.300
III.2.2 Equipos Electromecánicos.				
. Equipos Aereadores de 35 HP	N°	8	75.000	600.000
. Barredor Sedimentador	N°	1	320.000	320.000
. Electrobomba para recirculación	N°	1	150.000	150.000
. Electrobomba Estación Elevadora efluente tratado	N°	1	270.000	270.000
		T o t a l		₳ 1.340.000
III.2.3 Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	420.000

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel Belgrano

./.

4.2.2 Estación Elevadora N° 2 y Cañería de Impulsión a Planta Sur.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Excavación	m^3	1.600	10,50	16.800
. Hormigón pobre	m^2	240	13	3.120
. Hormigón Armado	m^3	300	700	210.000
. Revoque impermeable	m^2	1.300	27	35.100
. Cerco perimetral, tapas, compuertas de madera, vereda, pavimento, extractor de aire	Gl	-	-	35.000
. Rejas gruesas	Gl	-	-	30.000
. Múltiple y cañerías de H° F°	Gl	-	-	2.000.000
. CHA D° 1,000 m	m	200	800	160.000
. Electrobombas	N°	4	270.000	1.080.000
. Puente grúa y aparejo	Gl	-	-	200.000
. Electrobombas de achique	N°	2	12.000	24.000
. Rejas mecánicas	N°	2	150.000	300.000
. Sistema anti-golpe de ariete	Gl	-	-	950.000
. Instalación eléctrica y de fuerza motriz	Gl	-	-	800.000
. Cañería de Impulsión D° 0,900 m	m	3.500	1.300	4.550.000
				₳ 10.394.020

./.

4.2.3 Cañería de Impulsión Efluente Tratado.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe Parcial
. Cañería de impulsión entre Estación Elevadora efluente tratado de Planta Sur y Cisterna para riego, de D° 0,900 m	m	2.800	1.300	3.640.000

./.

5.- EVALUACION ECONOMICA PARA LA SELECCION DE ALTERNATIVAS.

5.1 GENERALIDADES.

5.1.1 Criterio principal.

Las diferentes alternativas de solución técnica elaboradas para cada una de las Plantas de Tratamiento, proporcionan igual satisfacción al problema planteado, de manera que se ha supuesto que los beneficios son idénticos para cada una de las mismas. Por tal motivo, no sólo no se han computado esos beneficios, sino que se ha establecido metodológicamente que, desde el punto de vista económico, la solución más conveniente será aquella que arroje un valor presente neto menor para sus inversiones y gastos de operación y mantenimiento.

5.1.2 Método utilizado.

La tarea de evaluación y selección de las alternativas se realizará por el cálculo del Valor Presente de las Inversiones y Gastos que demanda el Proyecto.

Este procedimiento se justifica por cuanto las alternativas presentadas en cada caso generan iguales beneficios, es decir, están destinadas a satisfacer las necesidades de la población y desde ese punto de vista son equivalentes.

Dado que, para cada Planta, las tres alternativas suponen 2 etapas de inversión, una inmediata y otra a los 15 años de funcionamiento, cuando el crecimiento poblacional requiera la expansión del sistema, desde el punto de vista económico y por ende para la evaluación, se visualizan las alternativas como flujos de desembolsos durante el período bajo análisis. Por este motivo, la utilización de un criterio como el propuesto, de Valor Presente, permite comparar hoy, esos flujos distintos.

./.

Es conocida la expresión matemática del Valor Presente, que consiste en sumar los componentes del flujo, descontados a una tasa preestablecida, según esta fórmula:

$$V\,P = \sum_{t=1}^{u} \frac{D_t}{(1+i)^t}$$

donde

$V\,P$ = valor presente

D_t = desembolsos (inversiones más gastos) de cada período

i = tasa de descuento

u = vida útil del proyecto u horizonte de análisis

t = período (en este caso, un año)

En todos los casos se adoptó un horizonte de evaluación de 30 años de operaciones, de manera que dicho análisis culmina en el año 32.

En consecuencia, una vez adoptado el criterio, que en su faz operativa recomienda elegir aquella alternativa cuyo valor presente sea el menor, lo que interesa desarrollar y analizar son las Inversiones requeridas por cada Alternativa en cada una de las etapas y para cada una de las Plantas de Tratamiento, los gastos anuales de Operación y Mantenimiento, y los criterios de Depreciación y Valor Residual para hacer homogéneas las comparaciones.

./.

5.1.3 Tasa de descuento.

La utilización del método del Valor Presente Neto (VPN) para la comparación de alternativas, supone la elección de una tasa de descuento.

En la actualidad no resulta fácil, en el caso de la economía argentina, elegir esa tasa. Las distorsiones derivadas de un acentuado proceso inflacionario, los problemas de un mercado financiero altamente convulsionado, el encarecimiento del dinero en los medios financieros -que habitualmente pueden constituir un sucedáneo para estos análisis- no facilitan la tarea.

Sin embargo, teniendo en cuenta la similitud en los cuadros de inversión de las alternativas, y pautas existentes en la materia, se resolvió adoptar la tasa del 10% (diez por ciento) anual.

5.1.4 Cronograma de Inversiones.

Se ha supuesto que la construcción de cada una de las etapas demanda dos años, de manera que si cada proyecto se inicia en el año 1, en el año 3 está operando.

Para facilitar el desarrollo de los flujos y el análisis de las reposiciones y valores residuales, se ha supuesto también que los gastos de inversión derivados de la ejecución de las Obras Civiles, Equipos Electromecánicos y Fuerza Motriz, corresponden al 50% por año de ejecución.

La vida útil de los componentes, que es variable, se asume por año de funcionamiento.

Con estos elementos, se tiene el siguiente cuadro o cronograma de inversiones:

./.

Año 1 - 50% de Obra Civil y Equipamiento Electromecánico 1ª Etapa

Año 2 - 50% de Obra Civil y Equipamiento Electromecánico 1ª Etapa y 100% Fuerza Motriz

Año 3 en adelante - Operación

Año 16 - Construcción Obra Civil 2ª Etapa

Año 17 - Equipamiento Electromecánico 2ª Etapa

Año 32 - Ultimo año de operación u horizonte de evaluación

5.1.5 Reposiciones y amortizaciones.

El horizonte de evaluación mencionado en el punto 5.1.2 coincide con la vida útil adoptada para las obras civiles.

Con respecto al equipamiento electromecánico de las Plantas de Tratamiento, tiene distinta vida útil según la clase de que se trate: lo hay de 15 años y de 10 años de vida útil.

Así, las electrobombas de las estaciones elevadoras, los equipos de aireación, las electrobombas para barro y para recirculación de las Plantas de Tratamiento y las instalaciones eléctricas y de fuerza motriz, tanto de las Estaciones Elevadoras como de las Plantas de Tratamiento, se han considerado con una vida útil de 15 años.

El resto del equipamiento se consideró con una vida útil de 10 años.

Dado que el horizonte de evaluación, por las razones ya comentadas, se extiende hasta el año 32, no hay reposición de las obras civiles de la primera etapa -precisamente correspondería su reemplazo en el año 33- pero existe remanente de vida útil de la segunda etapa.

./.

Por razones análogas, los reequipamientos electromecánicos de todas las etapas, se van sucediendo durante el período de evaluación, y se llega al año límite, con distintos grados de extinción de la vida útil.

Para todos estos casos comentados, y en estrecha coherencia con el criterio de depreciación lineal adoptado, se procedió al cálculo de la siguiente manera: la inversión total fue dividida por el número de años de vida útil, y el valor anual multiplicado por los años de vida útil remanentes en cada caso, se incorporó con signo negativo en el año 32. Esto significa que, al completarse el período de análisis, los valores de inversión no utilizados se restan -en ese año final- de las inversiones totales. Por este procedimiento, el flujo de inversiones y gastos, que al ser actualizado dará el valor presente neto de cada alternativa, y por ende permitirá su comparación hoy, ha sido despojado de los valores no utilizados.

5.1.6 Criterio para las depreciaciones.

Se ha supuesto que las Obras Civiles tienen un valor residual equivalente al 20% (veinte por ciento) de la Inversión original, y que el 80% restante se deprecia en forma lineal.

Igual criterio se adoptó para el Equipamiento Electromecánico y las Instalaciones de Fuerza Motriz, excepto que en este caso, el Valor Residual adoptado es del 10% (diez por ciento).

Cabe advertir que, cuando el transcurso del tiempo hace necesario reponer el Equipamiento Electromecánico, la cifra que aparece en el año respectivo es el saldo neto de la Inversión Total menos el Valor Residual del equipo sustituído.

./.

5.1.7 Gastos de Operación y Mantenimiento.

Este tipo de gastos, que en las planillas técnicas aparecen como gasto diario, luego anualizado por 365 días, también tienen una ley uniforme, pues a medida que se incorporan las etapas restantes crecen.

Para todas las Alternativas, los costos estimados diarios se multiplican por 365 días.

5.2 PLANTA OESTE - INVERSIONES Y GASTOS ANUALES.

El cálculo de Inversiones y Gastos anuales se efectuó en base a los Presupuestos Estimativos de cada una de las Alternativas de la Planta de Tratamiento, que se incluyen en el punto 4.1.

A continuación se resumen las inversiones y gastos de operación y mantenimiento para cada Alternativa.

ALTERNATIVA I - LAGUNAS AIREADAS.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	2.500	-
Obra Civil V.u. 30 años	2.191.740	763.245
Equipamiento V.u. 15 años	2.727.000	1.011.000
Equipamiento V.u. 10 años	-	-
T o t a l	4.921.240	1.774.245

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento.

* Primera Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
4 Operarios	4.563 ₳/mes		
Reparación Equipos	665 ₳/mes	(50% salario oficial)	
	7.568 ₳/mes x 12 m/año	=	90.816 ₳/año
Cloración - 4 ₳/día x 365 d/año		=	1.460 ₳/año
Energía - 539 ₳/día x 365 d/año		=	196.735 ₳/año
	Total	=	289.011 ₳/año

* Segunda Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
5 Operarios	5.704 ₳/mes		
Reparación equipos	1.000 ₳/mes		
	9.044 ₳/mes x 12 m/año	=	108.528 ₳/año
Cloración 6 ₳/día x 365 d/año		=	2.190 ₳/año
Energía 808 ₳/día x 365 d/año		=	294.920 ₳/año
	Total	=	405.638 ₳/año

./.

ALTERNATIVA II - AERACION PROLONGADA.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	1.250	-
Obra Civil V.u. 30 años	1.660.420	512.000
Equipamiento V.u. 15 años	1.841.000	806.000
Equipamiento V.u. 10 años	359.000	198.000
T o t a l	3.861.670	1.516.000

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento

* Primera Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
Téc. Químico 1/2 tiempo	955 ₳/mes		
Téc.Mecánico 1/2 tiempo	900 ₳/mes		
5 Operarios	5.704 ₳/mes		
Reparación Equipos	1.000 ₳/mes	(75% salario oficial)	
	10.899 ₳/mes	x 12 m/año =	130.788 ₳/año
Cloración - 4 ₳/día x 365 d/año		=	1.460 ₳/año
Energía - 285 ₳/día x 365 d/año		=	104.025 ₳/año
		Total =	236.273 ₳/año

* Segunda Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
Téc. Químico 1/2 tiempo	955 ₳/mes		
Téc. Mecánico	1.800 ₳/mes		
6 Operarios	6.844 ₳/mes		
Reparación Equipos	1.500 ₳/mes		
	13.439 ₳/mes	x 12 m/año =	161.268 ₳/año
Cloración - 6 ₳/día x 365 d/año		=	2.190 ₳/año
Energía - 429 ₳/día x 365 d/año		=	156.585 ₳/año
		Total =	320.043 ₳/año

./.

ALTERNATIVA III - BARROS ACTIVADOS CONVENCIONALES.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	1.250	-
Obra Civil V.u. 30 años	2.246.050	815.575
Equipamiento V.u. 15 años	1.800.000	816.000
Equipamiento V.u. 10 años	371.000	204.000
T o t a l	4.418.300	1.835.575

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento.

* Primera Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
Técnico Químico	1.432 ₳/mes		
Técnico Mecánico	1.800 ₳/mes		
6 Operarios	6.844 ₳/mes		
Reparación Equipos	1.330 ₳/mes	(1 salario oficial)	
	13.746 ₳/mes	x 12 m/año =	164.952 ₳/año
Cloración - 4 ₳/día x 365 d/año		=	1.460 ₳/año
Energía - 310 ₳/día x 365 d/año		=	113.150 ₳/año
	Total	=	279.562 ₳/año

* Segunda Etapa

Encargado	2.340 ₳/mes		
Técnico Químico	1.432 ₳/mes		
Técnico Mecánico	1.800 ₳/mes		
7 Operarios	7.985 ₳/mes		
Reparación Equipos	1.662 ₳/mes		
	15.219 ₳/mes	x 12 m/año =	182.628 ₳/año
Cloración - 6 ₳/día x 365 d/año		=	2.190 ₳/año
Energía - 443 ₳/día x 365 d/año		=	161.695 ₳/año
	Total	=	346.513 ₳/año

Cálculo de Amortizaciones.

* Amortización Obra Civil:
  - Lineal
  - Valor residual 20%
* Amortización Equipos Electromecánicos e instalación de fuerza motriz:
  - Lineal
  - Valor residual 10%

./.

	INVERSION	DEPRECIACION ANUAL	VALOR RESIDUAL
* ALTERNATIVA I			
1ª Etapa			
Terreno	2.500	-	2.500
Obra Civil	2.191.740	58.446,40	438.348
E.E. V.u. 15 años	2.727.000	163.620	272.700
2ª Etapa			
Obra Civil	763.245	20.353,20	152.649
E.E. V.u. 15 años	1.011.000	60.660	101.100
* ALTERNATIVA II			
1ª Etapa			
Terreno	1.250	-	1.250
Obra Civil	1.660.420	44.277,87	332.084
E.E. V.u. 10 años	359.000	32.310	35.900
V.u. 15 años	1.841.000	110.460	184.100
2ª Etapa			
Obra Civil	512.000	13.653,33	102.400
E.E. V.u. 10 años	198.000	17.820	19.800
V.u. 15 años	806.000	42.986,67	161.200
* ALTERNATIVA III			
1ª Etapa			
Terreno	1.250	-	1.250
Obra Civil	2.246.050	59.894,67	449.210
E.E. V.u. 10 años	371.000	33.390	37.100
V.u. 15 años	1.800.000	108.000	180.000
2ª Etapa			
Obra Civil	815.575	21.748,67	163.115
E.E. V.u. 10 años	204.000	18.360	20.400
V.u. 15 años	816.000	48.960	81.600

Cálculo del Valor Presente.

Con los criterios y datos expresados en los apartados precedentes, se han confeccionado las Planillas 1, 2 y 3 que se acompañan, por Alternativa, donde se obtiene el flujo anual de Inversiones y Gastos del Proyecto.

La columna total es la que se utiliza para el cálculo del Valor Presente.

Aplicando la tasa 10% se obtienen los resultados siguientes:

Valor Presente

TASA	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II	ALTERNATIVA III
10 %	8.268.174	6.659.125	7.601.484
0 %	18.296.925	15.073.076	16.770.595

A título ilustrativo se ha incluído en el cuadro el valor de los flujos descontados a la tasa del 0% (cero por ciento), es decir el valor corriente, donde se observa que la diferencia entre la Alternativa II y las restantes es apreciable de origen.

Del resultado de la comparación efectuada, surge que la Alternativa II es la más conveniente desde el punto de vista económico, por lo que siendo las tres Alternativas planteadas equivalentes en cuanto a eficiencia, se recomienda a la Alternativa II como la más ventajosa.

./.

ALTERNATIVA I

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 aS	V.u. 10 aS		
1	1.098.370	1.363.500	-	-	2.461.870
2	1.095.870	1.363.500	-	-	2.459.370
3				289.011	289.011
4				289.011	289.011
5				289.011	289.011
6				289.011	289.011
7				289.011	289.011
8				289.011	289.011
9				289.011	289.011
10				289.011	289.011
11				289.011	289.011
12				289.011	289.011
13				289.011	289.011
14				289.011	289.011
15				289.011	289.011
16	763.245			289.011	1.052.256
17		3.465.300		289.011	3.754.311
18				405.638	405.638
19				405.638	405.638
20				405.638	405.638
21				405.638	405.638
22				405.638	405.638
23				405.638	405.638
24				405.638	405.638
25				405.638	405.638
26				405.638	405.638
27				405.638	405.638
28				405.638	405.638
29				405.638	405.638
30				405.638	405.638
31				405.638	405.638
32	(898.795)	(373.800)	-	405.638	(866.957)

18.296.925

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

ALTERNATIVA II

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 as	V.u. 10 as		
1	831.460	920.500	179.500	-	1.931.460
2	830.210	920.500	179.500	-	1.930.210
3				236.273	236.273
4				236.273	236.273
5				236.273	236.273
6				236.273	236.273
7				236.273	236.273
8				236.273	236.273
9				236.273	236.273
10				236.273	236.273
11				236.273	236.273
12			323.100	236.273	559.373
13				236.273	236.273
14				236.273	236.273
15				236.273	236.273
16	512.000			236.273	748.273
17		2.462.900	198.000	236.273	2.897.173
18				320.043	320.043
19				320.043	320.043
20				320.043	320.043
21				320.043	320.043
22			323.100	320.043	643.143
23				320.043	320.043
24				320.043	320.043
25				320.043	320.043
26				320.043	320.043
27			178.200	320.043	498.243
28				320.043	320.043
29				320.043	320.043
30				320.043	320.043
31				320.043	320.043
32	(640.533,95)	(345.300)	(144.800)	320.043	(810.591)

15.073.076

ALTERNATIVA III

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 aS	V.u. 10 aS		
1	1.124.275	900.000	185.500	-	2.209.775
2	1.123.025	900.000	185.500	-	2.208.525
3				279.562	279.562
4				279.562	279.562
5				279.562	279.562
6				279.562	279.562
7				279.562	279.562
8				279.562	279.562
9				279.562	279.562
10				279.562	279.562
11				279.562	279.562
12			333.900	279.562	613.462
13				279.562	279.562
14				279.562	279.562
15				279.562	279.562
16	815.575			279.562	1.095.137
17		2.436.000	204.000	279.562	2.919.562
18				346.513	346.513
19				346.513	346.513
20				346.513	346.513
21				346.513	346.513
22			333.900	346.513	680.413
23				346.513	346.513
24				346.513	346.513
25				346.513	346.513
26				346.513	346.513
27			183.600	346.513	530.113
28				346.513	346.513
29				346.513	346.513
30				346.513	346.513
31				346.513	346.513
32	(939.805)	(261.700)	(144.300)	346.513	(999.292)
					16.770.595

5.3 PLANTA SUR - INVERSIONES Y GASTOS ANUALES.

El cálculo de Inversiones y Gastos anuales se efectuó en base a los Presupuestos Estimativos de cada una de las Alternativas de la Planta de Tratamiento, que se incluyen en el punto 4.2.

A continuación se resumen las Inversiones y Gastos de Operación y Mantenimiento para cada Alternativa.

ALTERNATIVA I - LECHOS PERCOLADORES.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	15.000	-
Obra Civil V.u. 30 años	23.048.800	4.961.150
Equipamiento V.u. 10 años	6.668.000	1.986.000
Equipamiento V.u. 15 años	5.480.000	990.000
T o t a l	35.214.800	7.937.150

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento.

* Primera Etapa

Jefe	3.740 ₳/mes		
Encargado	2.340 ₳/mes		
Técnico Químico	1.910 ₳/mes		
Técnico Mecánico	1.910 ₳/mes		
6 Operarios especializados	8.760 ₳/mes		
12 Operarios	13.690 ₳/mes		
Reparación Equipos	3.820 ₳/mes		
	36.170 ₳/mes x 12 m/año	=	434.040 ₳/año
Cloración - 440 ₳/día x 365 d/año		=	160.600 ₳/año
Energía = 579 ₳/día x 365 d/año		=	211.335 ₳/año
	Total	=	805.975 ₳/año

* Segunda Etapa

Personal 1ª Etapa	32.350 ₳/mes		
1 Operario especializado	1.460 ₳/mes		
4 Operarios	4.560 ₳/mes		
Reparación Equipos	5.730 ₳/mes		
	44.100 ₳/mes x 12 m/año	=	529.200 ₳/año
Cloración - 560 ₳/día x 365 d/año		=	204.400 ₳/año
Energía - 738 ₳/día x 365 d/año		=	269.370 ₳/año
	Total	=	1.002.970 ₳/año

./.

ALTERNATIVA II - BARROS ACTIVADOS.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	15.000	-
Obra Civil V.u. 30 años	14.086.750	2.157.000
Equipamiento V.u. 10 años	1.690.000	542.000
Equipamiento V.u. 15 años	6.350.000	1.360.000
T o t a l	22.141.750	4.059.000

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento.

* Primera Etapa

Jefe	3.740 ₳/mes		
Encargado	2.340 ₳/mes		
Técnico Químico y Mecánico	3.820 ₳/mes		
2 Operarios especializados	2.920 ₳/mes		
8 Operarios	9.120 ₳/mes		
Reparación Equipos	2.850 ₳/mes		
	24.790 ₳/mes x 12 m/año	=	297.480 ₳/año
Cloración - 440 ₳/día x 365 d/año		=	160.600 ₳/año
Energía - 817 ₳/día x 365 d/año		=	298.205 ₳/año
	Total	=	756.285 ₳/año

* Segunda Etapa

Personal 1ª Etapa	21.940 ₳/mes		
1 Operario especializado	1.460 ₳/mes		
2 Operarios	2.280 ₳/mes		
Reparación Equipos	4.275 ₳/mes		
	29.955 ₳/mes x 12 m/año	=	359.460 ₳/año
Cloración - 560 ₳/día x 365 d/año		=	204.400 ₳/año
Energía - 1.078 ₳/día x 365 d/año		=	393.470 ₳/año
	Total	=	956.930 ₳/año

./.

ALTERNATIVA III - AERACION EXTENDIDA.

Cuadro de Inversiones.

CONCEPTO	E T A P A	
	1ª	2ª
Terreno	15.000	-
Obra Civil V.u. 30 años	10.626.600	1.308.300
Equipamiento V.u. 10 años	1.354.000	320.000
Equipamiento V.u. 15 años	6.920.000	1.440.000
T o t a l	18.915.600	3.068.000

./.

Gastos de Operación y Mantenimiento.

* Primera Etapa

Jefe	3.740 ₳/mes		
Encargado	2.340 ₳/mes		
Técnico Químico y Mecánico	1.910 ₳/mes		
1 Operario especializado	1.460 ₳/mes		
6 Operarios	6.840 ₳/mes		
Reparación Equipos	2.100 ₳/mes		
	18.390 ₳/mes x 12 m/año	=	220.680 ₳/año
Cloración - 440 ₳/día x 365 d/año		=	160.600 ₳/año
Energía - 1.375 ₳/día x 365 d/año		=	501.875 ₳/año
	Total	=	883.155 ₳/año

* Segunda Etapa

Personal 1ª Etapa	16.290 ₳/mes		
1 Operario especializado	1.460 ₳/mes		
2 Operarios	2.280 ₳/mes		
Reparación Equipos	3.200 ₳/mes		
	23.230 ₳/mes x 12 m/año	=	278.760 ₳/año
Cloración - 560 ₳/día x 365 d/año		=	204.400 ₳/año
Energía - 1.830 ₳/día x 365 d/año		=	667.950 ₳/año
	Total	=	1.151.110 ₳/año

Cálculo de Amortizaciones

. Amortización Obra Civil:

- Lineal
- Valor residual 20 %

. Amortización equipos electromecánicos e instalación de fuerza motriz:

- Lineal
- Valor residual 10%

./.

	INVERSION	DEPRECIACION ANUAL	VALOR RESIDUAL
* ALTERNATIVA I			
1ª Etapa			
Terreno	15.000	-	15.000
Obra Civil	23.048.800	614.634,67	4.609.760
E.E. V.u. 10 años	6.668.000	600.120	666.800
V.u. 15 años	5.480.000	328.800	548.000
2ª Etapa			
Obra Civil	4.961.150	134.630,67	922.230
E.E. V.u. 10 años	1.986.000	178.740	198.600
V.u. 15 años	990.000	59.400	99.000
* ALTERNATIVA II			
1ª Etapa			
Terreno	15.000	-	15.000
Obra Civil	14.086.750	375.646,67	2.817.350
E.E. V.u. 10 años	1.690.000	152.100	169.000
V.u. 15 años	6.350.000	381.000	635.000
2ª Etapa			
Obra Civil	2.157.000	57.520	431.400
E.E. V.u. 10 años	542.000	48.780	54.200
V.u. 15 años	1.360.000	81.600	136.000
* ALTERNATIVA III			
1ª Etapa			
Terreno	15.000	-	15.000
Obra Civil	10.626.600	283.376	2.125.320
E.E. V.u. 10 años	1.354.000	121.860	135.400
V.u. 15 años	6.920.000	415.200	692.000
2ª Etapa			
Obra Civil	1.308.300	34.888	261.660
E.E. V.u. 10 años	320.000	28.800	32.000
V.u. 15 años	1.440.000	86.400	144.000

Cálculo del Valor Presente.

Con los criterios y datos expresados en los apartados precedentes, se han confeccionado las planillas que se acompañan a continuación, por Alternativa, donde se obtiene el flujo anual de Inversiones y Gastos del Proyecto.

La columna total es la que se utiliza para el cálculo del Valor Presente.

Aplicando la tasa 10% (diez por ciento) se obtienen los siguientes resultados:

Valor Presente

TASA	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II	ALTERNATIVA III
10 %	46.298.996	30.623.813	28.452.271
0 %	79.032.375	55.779.125	57.378.375

A título ilustrativo se ha incluído en el cuadro el valor de los flujos descontados a la tasa 0% (cero por ciento), es decir el valor corriente, donde se observa que la diferencia entre las Alternativas II y III es de aproximadamente un 3%.

Del resultado de la comparación efectuada, surge que la Alternativa III es la más conveniente desde el punto de vista económico, por lo que siendo las tres Alternativas planteadas equivalentes en cuanto a eficiencia, se recomienda la Alternativa III como la más ventajosa.

./.

ALTERNATIVA I

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 as	V.u. 10 as		
1	11.539.400	2.740.000	3.334.000	-	17.613.400
2	11.524.400	2.740.000	3.334.000	-	17.598.400
3				805.975	805.975
4				805.975	805.975
5				805.975	805.975
6				805.975	805.975
7				805.975	805.975
8				805.975	805.975
9				805.975	805.975
10				805.975	805.975
11				805.975	805.975
12			6.001.200	805.975	6.807.175
13				805.975	805.975
14				805.975	805.975
15				805.975	805.975
16	4.961.150			805.975	5.767.125
17		5.922.000	1.986.000	805.975	8.713.975
18				1.002.970	1.002.970
19				1.002.970	1.002.970
20				1.002.970	1.002.970
21				1.002.970	1.002.970
22			6.001.200	1.002.970	7.004.170
23				1.002.970	1.002.970
24				1.002.970	1.002.970
25				1.002.970	1.002.970
26				1.002.970	1.002.970
27			1.787.400	1.002.970	2.790.370
28				1.002.970	1.002.970
29				1.002.970	1.002.970
30				1.002.970	1.002.970
31				1.002.970	1.002.970
32	(7.566.450)	(647.000)	(1.759.100)	1.002.970	(8.969.580)
					79.032.375

ALTERNATIVA II

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 as	V.u. 10 as		
1	7.058.375	3.175.000	845.000	-	11.078.375
2	7.043.375	3.175.000	845.000	-	11.063.375
3				756.285	756.285
4				756.285	756.285
5				756.285	756.285
6				756.285	756.285
7				756.285	756.285
8				756.285	756.285
9				756.285	756.285
10				756.285	756.285
11				756.285	756.285
12			1.521.000	756.285	2.277.285
13				756.285	756.285
14				756.285	756.285
15				756.285	756.285
16	2.157.000			756.285	2.913.285
17		7.075.000	542.000	756.285	8.373.285
18				956.930	956.930
19				956.930	956.930
20				956.930	956.930
21				956.930	956.930
22			1.521.000	956.930	2.477.930
23				956.930	956.930
24				956.930	956.930
25				956.930	956.930
26				956.930	956.930
27			487.800	956.930	1.444.730
28				956.930	956.930
29				956.930	956.930
30				956.930	956.930
31				956.930	956.930
32	(4.126.550)	(771.000)	(467.100)	956.930	(4.407.720)

55.779.125

ALTERNATIVA III

Año	Inversión Obra Civil 30 años	Equipamiento Electromecánico		Operación y Mantenimto.	Total Anual
		V.u. 15 as	V.u. 10 as		
1	5.328.300	3.460.000	677.000	-	9.465.300
2	5.313.300	3.460.000	677.000	-	9.450.300
3				883.155	883.155
4				883.155	883.155
5				883.155	883.155
6				883.155	883.155
7				883.155	883.155
8				883.155	883.155
9				883.155	883.155
10				883.155	883.155
11				883.155	883.155
12			1.218.600	883.155	2.101.755
13				883.155	883.155
14				883.155	883.155
15				883.155	883.155
16	1.308.300			883.155	2.191.455
17		7.668.000	320.000	883.155	8.871.155
18				1.151.110	1.151.110
19				1.151.110	1.151.110
20				1.151.110	1.151.110
21				1.151.110	1.151.110
22			1.218.600	1.151.110	2.369.710
23				1.151.110	1.151.110
24				1.151.110	1.151.110
25				1.151.110	1.151.110
26				1.151.110	1.151.110
27			288.000	1.151.110	1.439.110
28				1.151.110	1.151.110
29				1.151.110	1.151.110
30				1.151.110	1.151.110
31				1.151.110	1.151.110
32	(2.925.300)	(836.000)	(311.400)	1.151.110	(2.921.590)
					57.378.375

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) E.F. GLOYNA, "Bassins de Stabilisation des Déchets: Notions theoriques et données d'experience" (OMS).

(2) HOMER W. PARKER, "Wastewater Systems Engineering", 1975.

(3) AZEVEDO NETTO, "Lagõas de Estabilizaçao", 1975.

(4) "Recommended Standards for Sewage Works", 1968.

(5) W. ECKENFELDER, "Industrial Water Pollution Control", 1966.

(6) METCALF y EDDY, "Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal", 1972.

(7) WPCF y ASCE - "Wastewater Treatment Pland Design Manual N° 8" 1977.

(8) PURDUE UNIVERSITY, "Proceedings of the 21st. Industrial Waste Conference", 1967.

(9) SORAB ARCEIVALA, "Simple Treatment Methods", 1973.

(10) EPA, "Municipal Wastewater Stabilization Ponds".

(11) LINVIL RICH, "Unit Processes of Sanitary Engineering", 1963.

(12) BABBIT y BAUMAN, "Sewerage and Sewage Treatment", 1958.

(13) O.S.N., O.S.P. y E.I.S. - "Manual de Operación de Plantas de Tratamiento de Líquidos Cloacales", 1966.

(14) W. ECKENFELDER, "Manual of Treatment Processes", 1970.

(15) CLARK y VIESSMAN, "Water Supply and Pollution Control", 1965.

(16) SCHULTZ, HEGG y RAKNES, "Producción real de barros en plantal de Barros Activados sin clarificadores primarios" (Journal WPCF, Oct. 1982).

(17) CHUDOBA y TUCEK, "Producción, degradación y composición de Barros Activados en Sistemas de Aeración sin Sedimentación Primaria" (Journal WPCF, Marzo 1985).

./.

(18) CASHION y KEINATH, "Influence of three factors on Clarification in the activated sludge process" (Journal WPCF, Nov. 1983).

(19) STUKENBERG, RODMAN y TOUSLEE, "Activated sludge clarifier design improvements" (Journal WPCF, Abril 1983).

(20) EPA, "Sludge Handling and Conditioning", 1978.

(21) CULP, WESNER y CULP, "Handbook of Advanced Wastewater Treatment", 1978.

(22) WPCF, "Operation of Wastewater Treatment Plants", 1976.

(23) ECKENFELDER y McCABE, "Advances in Biological Waste Treatment", 1963.

(24) AZEVEDO NETTO, "Aspectos construtivos de Lagõas de Estabilizaçao" (DAE, Marzo 1985)

(25) RITTMANN y LANGELAND, "Denitrificación simultánea con nitrificación en Zanjas de Oxidación de canal único" (Journal WPCF, Abril 1985).

(26) ECKENFELDER y O'CONNOR, "Biological Waste Treatment", 1961.

(27) O.L. SANTOS de SENA, "Lagõas de Estabilizaçao mecãnicamente aeradas" (DAE, Abril 1971).