

PROYECTO

Hidráulico Ambiental

Año 2012

Planta de Tratamiento de Efluentes para la
Ciudad de Artigas

Memoria Descriptiva y de Cálculo

Tutores:

Juan Sanguinetti
Eugenio Lorenzo

Alumnos:

Natalia Batista
Sofía Ormaechea



Índice

Introducción	4
Colector de ingreso.....	7
Recepción de barométricas.....	9
Desbaste.....	10
Descripción	10
Caudales de Diseño y criterio	11
Cálculos	12
Sólidos Removidos	14
Detalle del equipo	15
Pozo de Bombeo.....	16
Operación del sistema.....	16
Cálculos	16
Volumen Útil y Tiempo de ciclo	16
Líneas de impulsión.....	17
Cálculo de la curva de la instalación.....	17
Bombas seleccionadas.....	19
Niveles de arranque y parada en pozo de bombeo	20
Verificación de Diseño del Pozo de Bombeo	21
Desarenado	22
Diseño.....	22
Conducciones.....	23
Equipos	23
Tratamiento secundario y remoción de nutrientes.....	24
Reactor aerobio	25
Diseño.....	25
Sistema de aireación	27
Reactor anóxico	29
Diseño.....	29
Potencial de desnitrificación y caudal de recirculación interna	30

Verificación de los de los parámetros de diseño para los años 2015 y 2028	31
Conducciones del sistema de reactores.....	31
Remoción de fósforo	33
Sistema de recirculación y purga de lodos	34
Caudales de Recirculación y Purga.....	34
Pozo de Bombeo Seco	37
Bombas de Recirculación de Lodos.....	37
Descripción	37
Cálculos.....	38
Punto de Funcionamiento de la operación de Recirculación	38
Punto de Funcionamiento de la operación de Vaciado	40
Bombas de Purga de lodos	42
Descripción	42
Sedimentador Secundario.....	43
Diseño.....	43
Conducciones.....	44
Equipos	44
Sistema de recolección de espuma.....	45
Tratamiento de lodos.....	46
Descripción de la solución elegida.....	46
Dosificación de polielectrolito	47
Desinfección	47
Anclajes	49
Cota de implantación	50
Estudio de Niveles del Río Cuareim	50
Emisario.....	53
Índice de Planos.....	54

Introducción

En esta memoria se describen las unidades, y cómo fueron diseñadas, que formarán parte de la planta de tratamiento de efluentes domésticos proyectada para la ciudad de Artigas. Se proyecta también la construcción de un nuevo emisario que conducirá el efluente tratado hacia su punto de disposición final en el río Cuareim.

El emprendimiento tiene como objetivo mejorar el tratamiento (y la disposición final) de los efluentes de la ciudad que actualmente es deficiente.

El sistema actual, conformado por un Tanque Imhoff y un Lecho de secado de lodos, sólo trata alrededor de un 25% de los efluentes generados, mientras que el restante 75% se vierte sin tratamiento. El vertido de los efluentes con y sin tratamiento se realiza al río Cuareim.

La nueva planta, que busca mejorar significativamente esta situación, se ubicará al Noroeste de la ciudad, en el mismo predio que la existente, y se prevé mantener el tratamiento actual hasta que la planta nueva entre en operación.

Ubicación de la nueva planta y trazado del emisario



La normativa vigente que regula el vertido a cuerpos de agua en nuestro país es el Decreto 253/79 y modificativos, pero desde 2008 se está trabajando (por parte del grupo Gesta Agua) en su modificación. Se atenderán estas propuestas de modificación para el decreto 253/79, ya que podrían ser incluidas como parte de la normativa vigente durante el período de operación de la planta.

Previo al diseño de la planta se realizó un estudio para determinar la población proyectada para el fin del período de previsión de la planta, el porcentaje de población servida, las características del líquido a tratar, así como también la mejor alternativa para su tratamiento.

La planta tiene como horizonte de proyecto el año 2040, estimando su puesta en operación en el año 2015, dando un periodo de previsión de 25 años. Del estudio mencionado se obtuvieron los siguientes valores:

Población proyectada y población servida:

Población proyectada para el año 2040	57.064
--	---------------

Población servida año 2040	Porcentaje de la población proyectada
Por colector	42.268
Por barométrica	14.796

Características del líquido a tratar y valores del efluente:

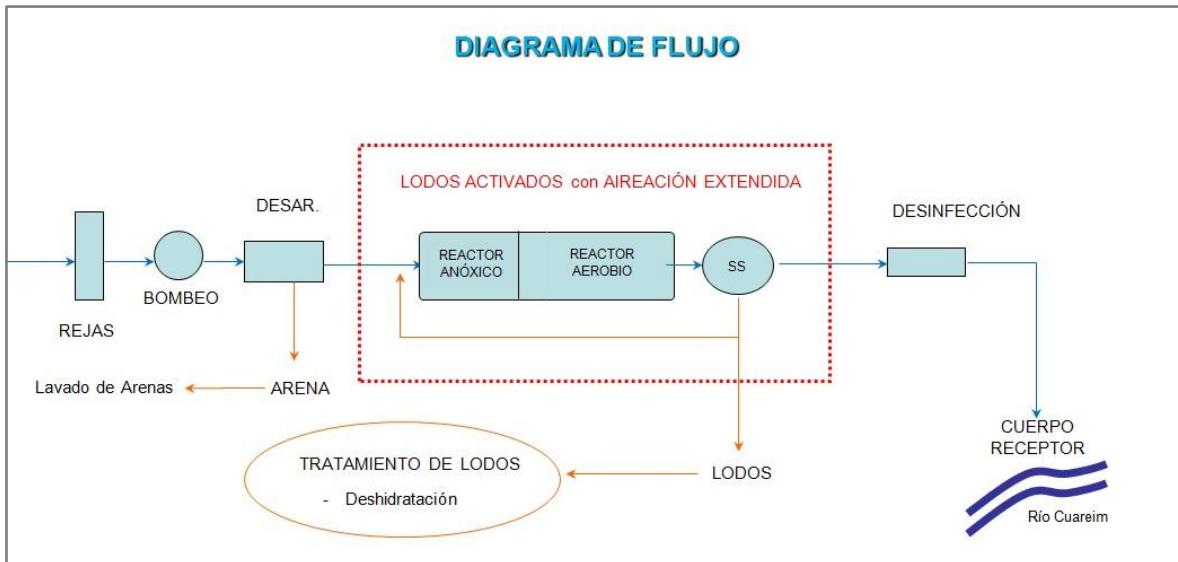
	Concentración líquido afluente (mg/l)	Concentración líquido efluente (mg/l)	Remoción requerida (%)
DBO5	165	20	88
SST	190	40	79
NTK	37	2	95
P	8	5	38

Caudales de diseño:

Caudales de Diseño (l/s)	
$Q_{med, d}$	170
$Q_{máx, d}$	214
$Q_{máx, h}$	346

Se analizaron tres alternativas para el tratamiento secundario: Lodos activados convencional más tanque de nitrificación; lodos activados con aireación extendida; y, lechos percoladores de doble etapa. Se optó por la segunda alternativa: lodos activados con aireación extendida.

El tratamiento en la planta está compuesto por: lodos activados con aireación extendida, desnitrificación de cabecera, precipitación química de fósforo y desinfección UV; esto garantiza la remoción requerida de materia orgánica, nutrientes y patógenos.



Colector de ingreso

El ingreso del líquido residual a la planta de tratamiento se realizará a través de la conexión de un registro existente, -registro C0- a un nuevo registro, -registro C1- ambos, ubicado y a ubicarse respectivamente, por Avda. Carmen Laviaguerre, en la esquina con Calle Oficial 19.

El colector de ingreso a la planta fue diseñado, como el resto de las conducciones, para el caudal pico horario de fin del período de previsión, siendo éste de 346lts/s. El mismo conduce el líquido hasta el canal de desbaste, que desemboca en el pozo de bombeo desde donde se eleva el líquido a la siguiente etapa de tratamiento.

El material que se eligió para esta conducción fue fundición dúctil (FD) y se consideró una pendiente de 0,5%. Con estos valores se calculó el diámetro del colector considerando que el tirante normal en el caño se aproxime al 75% del diámetro elegido. Se determinó que el diámetro fuera de 600mm.

Colector de ingreso	
Material	FD
DN (mm)	600
D ext. (mm)	635
Manning	0,013
Pend (%)	0,5
Qd = Qmáx,h (m ³ /s)	0,35
y normal (m)	0,41
v (m/s)	1,71
y/D (%)	68%
Longitud (m)	100,00

Para la determinación del diámetro del colector se utilizó la ecuación de Manning, cuya formulación es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} s^{1/2}$$

Dónde: Q: caudal (m³/s)

n: número de Manning (adimensionado)

A: área de la sección ocupada por el líquido (m²)

R_h= radio hidráulico (m)

s: pendiente de fondo (adimensionado)

HIDRAULICA DE CANALES

Grupete...

Geometría del canal

- Trapecial/Rectangular
 - Ancho (m)
 - Talud (1V: m H)
- Circular
 - Diámetro (m)

Tirantes de Flujo Uniforme

Crítico (m)	<input type="text"/> .3847	E(m)	<input type="text"/> .5511
Normal (m)	<input type="text"/> .4048	E(m)	<input type="text"/> .5529
CANAL	M	Pendiente Crítica	<input type="text"/> .0058
Tipo:		%D	<input type="text"/> 67,47
Calcular!			

Tirantes Alternos

- Energía
- Y (m) =
 - Y (m) =
 - Y^{*} (m) =
 - Y^{**} (m) =

Tirantes conjugados

- Momentum
 - Y (m) =
 - Y^{*} (m) =
 - Y^{**} (m) =
- Y (m) =
 - Calcular!

Parámetros del flujo

Pendiente	<input type="text"/> .005
Número de Manning	<input type="text"/> .013
Caudal (m ³ /s)	<input type="text"/> .346

Parámetros hidráulicos

Y (m) = <input type="text"/>	Calcular!
------------------------------	------------------

Flujo Gradualmente Variado (FGV)

Dado yf calcular xf — (Paso Directo)

Yf (m) = <input type="text"/>	Xf (m) = <input type="text"/>
Calcular!	
E (m) = <input type="text"/>	

Ubicación de Resalto

Y1 (m) = <input type="text"/>	(Curva asintótica)
Y2 (m) = <input type="text"/>	Paso (m) <input type="text"/>
Distancia total: <input type="text"/>	Calcular!
Y (m) = Curva fuerte	

Dado Xf calcular Yf — (Runge Kutta)

Xf (m) = <input type="text"/>	Paso (m) <input type="text"/>
Calcular!	
Yf (m) = <input type="text"/>	
E (m) = <input type="text"/>	

HCSL 2003

Resultados obtenidos en el programa de cálculo hcsl

La ciudad de Artigas cuenta con una red separativa, por lo que el caudal asociado a eventos de lluvia no debería generar grandes incrementos en el caudal afluente a la planta. Lo que en realidad sucede suele distar mucho de esta situación y por tanto se debe prever que a la planta lleguen caudales mucho mayores en tiempo lluvioso.

El sistema está diseñado para caudales de tiempo seco, por lo que se prevé aliviar el caudal que ingrese en tiempo de lluvia si éste excede el caudal máximo admitido en el tratamiento. Se construirán dos aliviaderos para este fin, que descargan hacia el emisario, con la ubicación siguiente: uno previo al ingreso al canal de rejas y otro a la salida del mismo.

Se intentará siempre aliviar después del canal de rejas ya que al menos se retienen los sólidos gruesos previo a la disposición final del líquido.

En el cuadro siguiente se muestra las cotas y longitudes de los dos tramos del colector de llegada y sus registros correspondientes:

Tramo	CotaT AA (m)	CotaZ AA (m)	CotaT aa (m)	CotaZ aa (m)	Longitud (m)
C0 a C1	+101.95	+97.85	+101.95	+97.82	6.10
C1 a CP	+101.95	+97.77	+101.60	+97.27	100.00

Donde CotaT y CotaZ se refieren a las cotas de tapa del registro y zampeado del colector, respectivamente, AA aguas arriba y aa aguas abajo del tramo correspondiente.

Recepción de barométricas

Se contará con una cámara con rejas donde se realizará la descarga de los camiones barométricos y desde esta cámara el líquido se conducirá por gravedad hacia un tanque de acumulación. Las dimensiones del mismo fueron calculadas para poder almacenar el contenido de hasta 3 camiones.

Dimensiones del tanque	
Volumen (m ³)	24,00
h útil (m)	3,00
D (m)	3,20
franquía (m)	0,50
h total (m)	3,50

El líquido almacenado en el tanque ingresará al canal de rejas conjuntamente con el afluente que llega a la planta por el colector. Este ingreso al tratamiento se podrá controlar utilizando una llave de paso ubicada en la tubería que conecta el tanque con la cámara previa al canal de rejas.

Está previsto que previo al pasaje del líquido hacia el canal de rejas se realice una inspección visual del mismo y se controlen algunos parámetros a definir (por ejemplo: pH, conductividad, indicadores de presencia de tóxicos).

Desbaste

El desbaste consiste en la remoción de los sólidos groseros presentes en las aguas residuales que ingresan a la planta proveniente de la red colectora.

Descripción

Este sistema estará compuesto por 2 canales de hormigón independientes, cada uno contará con una reja fina de limpieza mecanizada. El equipo seleccionado es la reja Catenaria, D&P MODELO CG de 20mm de separación entre barras, permitiendo remover los sólidos gruesos y transportarlos hasta la cota de nivel de terreno y depositarlos en volquetas mientras que el líquido escurre aguas abajo, descargando libre al pozo de bombeo.

Los canales son de sección rectangular de 0,65m de ancho, 1,30m de profundidad y pendiente nula. En la zona de descarga del canal habrá una contracción lateral, que finaliza en una sección rectangular de 0,25m de ancho, con el objetivo de producir un aumento en el tirante y así mantener en el canal velocidades bajas y con poca variación.

La entrada del líquido al canal de desbaste se hace a través de la cámara previa (CP) la cual reparte el flujo de manera equitativa en los dos canales. A su vez, se encuentra conectado a la CP un tercer canal que oficiará de respaldo, en caso de tener necesidad de sacar de funcionamiento a uno de los canales. Por lo que, habrá compuertas en la CP para direccionar el flujo a uno u otro canal.

El canal de respaldo también de pendiente nula y sección rectangular de 0,8m de ancho, contará con una reja de limpieza manual con igual separación de barras (20mm).

Aguas abajo de rejas se encuentra ubicado el aliviadero principal de la planta ubicado a 1,30m del fondo del canal. Una vez que el tirante supere este valor comenzará a aliviar hacia el emisario.

Caudales de Diseño y criterio

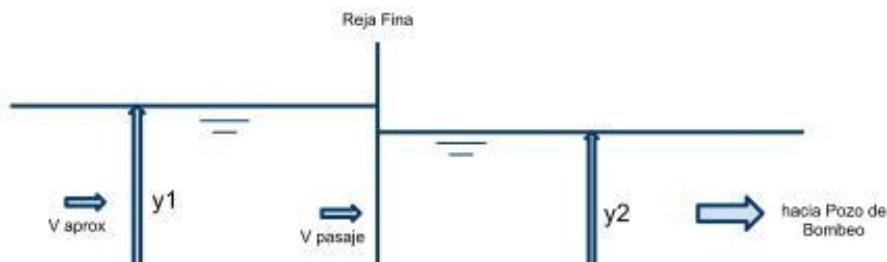
El sistema está diseñado para que funcionen dos canales en simultáneo por lo que el caudal de diseño de cada canal es el correspondiente a la mitad de los caudales máximo diario y horario del final del periodo de previsión (Q_{medio} y $Q_{\text{máximo}}$).

Por otra parte, se considera el caudal mínimo circulante ($Q_{\text{mínimo}}$), que corresponde al caudal medio diario estimado para el primer año de funcionamiento de la planta (año 2015) considerando un solo canal en operación.

Caudales de diseño (lts/s)	
Q_{medio}	107
$Q_{\text{máximo}}$	173
$Q_{\text{mínimo}}$	92

Para el diseño se siguieron las siguientes recomendaciones (Metcalf y Eddy, 1995):

- Velocidad de aproximación: 0,4 a 0,8m/s
- Velocidad de pasaje: reja mecanizada: 0,6 a 1,2m/s
reja manual: < 0,9m/s
- Verificar las velocidades considerando reja 0 y 50% obstruida.



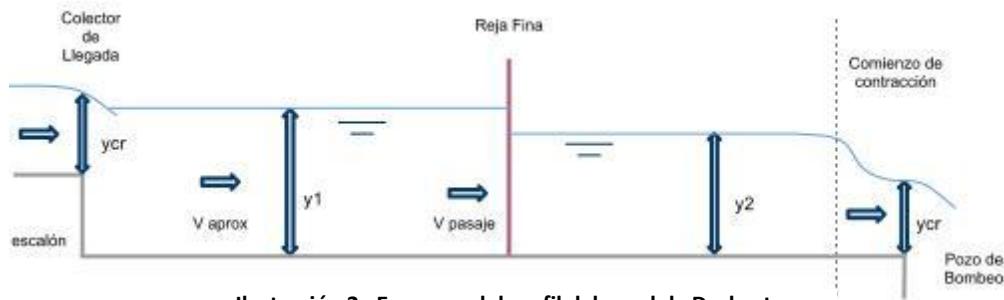
Cálculos

El flujo en los canales se encuentra en régimen subcrítico, flujo controlado aa, donde se encuentra la descarga libre al pozo de bombeo, por lo que el tirante en esta sección debe coincidir con el tirante crítico, o sea número de Froude igual a 1.

$$Fr^2 = \frac{Q^2 b_c}{g A^3} = 1$$

Se adoptó el ancho de canal y ancho en la descarga: $b=0,60\text{m}$ y $b_c=0,25\text{m}$ sección con contracción.

El tirante AA de la contracción (y_2) se calculó con la hipótesis usual de conservación de la energía, entre esta sección y la contracción.



A partir del ancho del canal y considerando el ancho de las barras se calcula el ancho útil (ancho de pasaje líquido).

Separación (m)	nº barras	nº barras	Separación de la pared	b útil (m)
0,02	21,0	21	0,02	0,44

Con el valor de ancho útil calculado e y_2 , para determinar los tirantes AA de la reja y_1 se itera este valor con este valor realizando un balance de cargas con las siguientes ecuaciones:

$$v_{aprox} = v_1 = \frac{Q}{b \times y_1} \quad v_{pasaje} = v_r = \frac{Q}{b_{útil} \times y_1} \quad \Delta H_{reja} = \left(\frac{v_r^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \times \frac{1}{0.7}$$

$$1^{\circ} \text{ Término} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad 2^{\circ} \text{ Término} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{reja}$$

La iteración se realiza hasta que el 1º y 2º término sean iguales.

- Valores obtenidos para reja limpia:

	Q_{medio}	$Q_{\text{máximo}}$
$y_2 \text{ (m)}$	0,39	0,54
$V_r \text{ (m/s)}$	0,60	0,70
$0,6 \leq v_r \leq 1,2 \text{ m/s}$	verifica	verifica
$V_1 \text{ (m/s)}$	0,41	0,48
$0,4 \leq v_1 \leq 0,8 \text{ m/s}$	verifica	verifica
$\Delta H_r \text{ (m)}$	0,01	0,02

- Valores obtenidos para reja 50% obstruida:

Se considera el 50% del ancho útil

	Q_{medio}	$Q_{\text{máximo}}$
$y_2 \text{ (m)}$	0,39	0,54
$V_r \text{ (m/s)}$	1,05	1,23
$0,6 \leq v_r \leq 1,2 \text{ m/s}$	verifica	no verifica
$V_1 \text{ (m/s)}$	0,36	0,42
$0,4 \leq v_1 \leq 0,8 \text{ m/s}$	no verifica	verifica
$\Delta H_r \text{ (m)}$	0,07	0,10

A partir de los valores obtenidos se puede observar que la velocidad de pasaje (V_r) está dentro del rango de valores recomendados salvo para el caudal máximo horario con la reja 50% obstruida (1,23m/s), de todos modo es razonable suponer que este valor no generará problemas de obstrucción en la reja.

Las velocidades de aproximación, cuando se trabaja con caudal medio o caudal máximo, se encuentran dentro del rango establecido.

Cuando comience a operar la planta (el caudal afluente será Q_{min}) se trabajará sólo con una línea de tratamiento, aún así la velocidad de aproximación no llega al valor mínimo recomendado de 0,4m/s. Por esta razón se deberá prever la limpieza regular del canal con máquinas desobstructoras en ese período.

- Valores obtenidos para $Q_{mínimo}$:

	Reja limpia	Reja 50% obstruida
y_2 (m)	0,08	0,08
V_r (m/s)	1,12	1,12
$0,6 \leq V_r \leq 1,2 \text{ m/s}$	verifica	verifica
V_1 (m/s)	0,56	0,38
$0,4 \leq v_1 \leq 0,8 \text{ m/s}$	verifica	no verifica
ΔH_r (m)	0,03	0,08

Sólidos Removidos

Se estimó que el volumen de sólidos removidos por día se encontrará entre 537 y 944 litros para el final del periodo de previsión considerando que la red de saneamiento es separativa. Por lo que es esperable que para todo el periodo el volumen a retener por día sea menor a un metro cúbico.

Para el cálculo de este volumen se trabajó con los valores siguientes para reja fina de 20mm de separación (Metcalf y Eddy, 1995):

Material Retenido (lt/1000m ³ efl)	
volumen medio	volumen máximo
29	51

Valores obtenidos:

Material Retenido (lt/día)					
Q máx,d		Q med inicio de operación		Q máx,h	
media	máx	media	máx	media	máx
536,6	943,8	123,8	217,7	867,6	1525,8

El material retenido se deposita en pequeñas tolvas de fácil movilidad que serán retirada del predio una vez al día, en caso contrario, para el control de olores estará previsto la aplicación de cal.

Detalle del equipo

La reja Catenaria D&P, MODELO CG de 20mm de separación entre barras, se instala en el canal de hormigón reforzado y se sostiene mediante soportes de fijación especiales. La máquina se fabrica en acero inoxidable AISI 304 L.

La operación de remoción de sólidos es realizada mediante un conjunto de barredores conectados a las cadenas catenarias, y dotados de peines de acero inoxidable, que además transportan los sólidos removidos hasta la altura de descarga proyectada.

La transmisión catenaria con gruesos eslabones de AISI, con rodillos de Poliéster es un conjunto muy seguro y sencillo de reemplazar y es auto lubricado por el agua a tratar.

Cuenta con corona dentada de transmisión sobre eje y descanso, todo en AISI-304; Con moto reductor de husillo y corona con limitador de torque incorporado. Motor eléctrico trifásico, 50Hz, IP 55, Clase F.

Pozo de Bombeo

Una vez que el afluente pasa por el canal de desbaste descarga libre al pozo de bombeo donde es elevado hasta el canal de ingreso del desarenador. El pozo se encuentra equipado con 4 bombas Flygt sumergibles en la modalidad 3 operando y 1 de respaldo. Las mismas operarán con arrancadores estáticos.

La sección del pozo es de 4,90m por 5,00m y la profundidad total de 6,38m siendo el volumen útil 17,15m³. El área adoptada del pozo respeta las distancias mínimas entre los distintos elementos (bombas, paredes, fondo cámara tranquilizadora) según las recomendaciones del fabricante.

El caudal de diseño para la elección de las bombas es el resultante de dividir el caudal máximo horario (346lts/s) por el número de bombas en operación, obteniendo un caudal de 115lts/s.

Para control de la operación estará prevista la instalación de un caudalímetro electromagnético por cada tubería de impulsión.

A los efectos de poder retirar las bombas del pozo, se contará con un pórtico donde sobre él se trasladará en forma manual un polipasto con izado mecánico, el que se instalará en caso de ser necesario retirar la bomba.

Operación del sistema

El sistema de bombeo se activará cuando se alcanza el nivel de arranque de la bomba 1; si el nivel dentro del pozo asciende por encima de 20 cm de este nivel arrancará la bomba 2 (nivel de arranque de la bomba 2); de la misma manera si este último nivel es superado en 20cm arrancará la bomba 3 (nivel de arranque de la bomba 3). El sistema continuará bombeando hasta el nivel mínimo de bombeo, el cual se encuentra 20cm por encima del nivel mínimo de sumergencia de las bombas. El nivel de arranque de la tercera bomba se encontrará ubicado 20cm por debajo del nivel máximo, nivel que coincide con la cota de fondo del canal de desbaste.

Se aplicará a este sistema la alternancia de las bombas, por lo que la bomba a la cual nos referíamos con bomba 1 no es siempre la misma. Se irán turnando en la designación 1, 2 y 3 maximizando el tiempo entre arranque para cada equipo y sin sobredemandar a ningún equipo respecto al otro.

Cálculos

Volumen Útil y Tiempo de ciclo

El volumen útil es el volumen comprendido entre nivel de arranque y parada de las bombas; y el tiempo de ciclo (T_c) es el tiempo que transcurre entre puesta en marcha y su parada. Este tiempo estará limitado en función del máximo número de arranques por hora permitidos (M), y por tanto, es el que determinara el volumen mínimo del pozo. Este garantizará que las bombas no arranquen

demasiado frecuentemente, lo que origina un rápido deterioro por el continuo sobrecalentamiento de sus bobinados.

Volumen mínimo para 1 bomba:

$$T_{c \min}(s) = \frac{3600}{M} \quad V_{\min} = \frac{T_{c \min} Q_b}{4}$$

Se tomó M=6 considerando estar dentro la potencia del motor entre 11 y 37kw $\rightarrow T_c=600s$

El caudal de bombeo Q_b es de 115lts/s $\rightarrow V_{\min}=17,30m^3$

Para obtener una reducción del volumen útil necesario del pozo, los volúmenes requeridos por cada una de las bombas (en este caso iguales) se solapan y que la secuencia de puesta en marcha de las mismas (orden de arranque) se alternan.

Por lo que el volumen útil total mínimo del pozo queda determinado por la siguiente fórmula:

$$V_{\min \text{ total}} = \frac{V_{1b}}{n} + (n - 1) \cdot \Delta H \cdot S = 15,57m^3 \rightarrow \text{Se adopta } V_{\text{útil pozo}} = 17,15 m^3 \rightarrow H_{\text{útil pozo}} = 0,70m$$

Donde:

V_{1b} : Volumen mínimo útil de una bomba;

n : Número de bombas en funcionamiento;

ΔH : La diferencia de nivel elegida entre arranques (20cm);

S : La superficie del pozo

El volumen útil de 1 bomba resulta $7,35m^3$ lo que da una altura útil de 30cm.

Líneas de impulsión

La tubería de cada bomba será independiente y descargará de manera libre en el canal de entrada del desarenador, no siendo necesario manifold. Será de fundición dúctil (FD), de diámetro 300mm.

Cálculo de la curva de la instalación

Las pérdidas de carga localizadas en la línea de impulsión se calcularon para las tuberías individuales. Pérdida de carga (m) = $K * v^2/(2g)$, (K coeficiente adimensionado para cálculo de pérdidas de carga localizadas).

Se calculan la curva de la instalación para las tuberías individuales de las bombas utilizando Hazen-Williams y los siguientes datos:

Diámetro (m): 0,3

Longitud (m): 11,80

Coeficiente de Hazen-Williams (FD): 120

Cota de descarga: +105,67

Cota de succión mínima: +96,07

Cota de succión máxima: +96,77

Altura geométrica máxima (m): 9,60

Altura geométrica mínima (m): 8,90

A continuación se presenta una tabla con los coeficientes de pérdida de carga considerados.

Pérdidas Localizadas					
Pieza	Φ (mm)	Kunitario	K corregido	Cantidad	k total
Ampliación 200-300	200	0,31	1,57	1	1,569
Codo 90º	300	0,26	0,26	2	0,520
salida	300	1,00	1	1	1,000
					K global 3,09

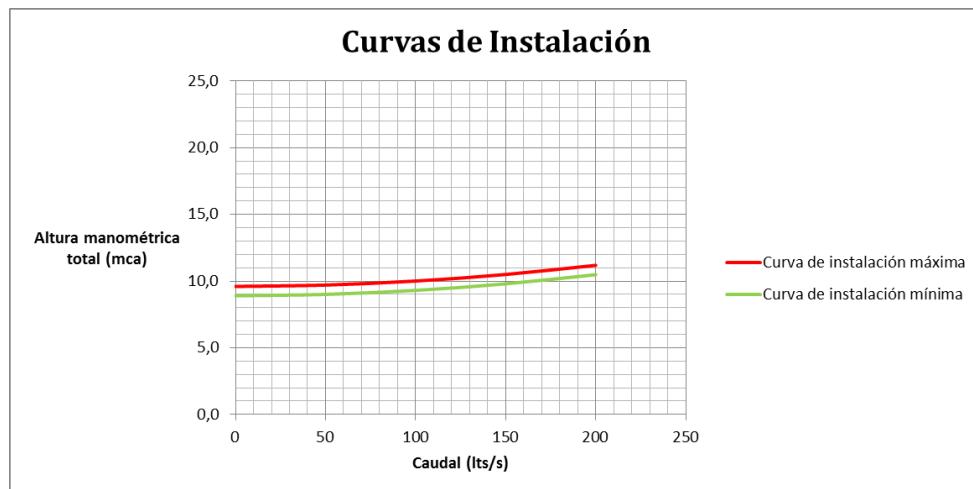
Coeficiente global de pérdidas de carga localizadas referida a Φ300: $K_{\text{global}} = 3,09$

La ecuación para la altura manométrica máxima es:

$$H(mca) = 9,60 + 31,55 \times Q^2 (m^3/s) + 6,29 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$

La ecuación para la altura manométrica mínima es:

$$H(mca) = 8,90 + 31,55 \times Q^2 (m^3/s) + 6,29 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$



Bombas seleccionadas

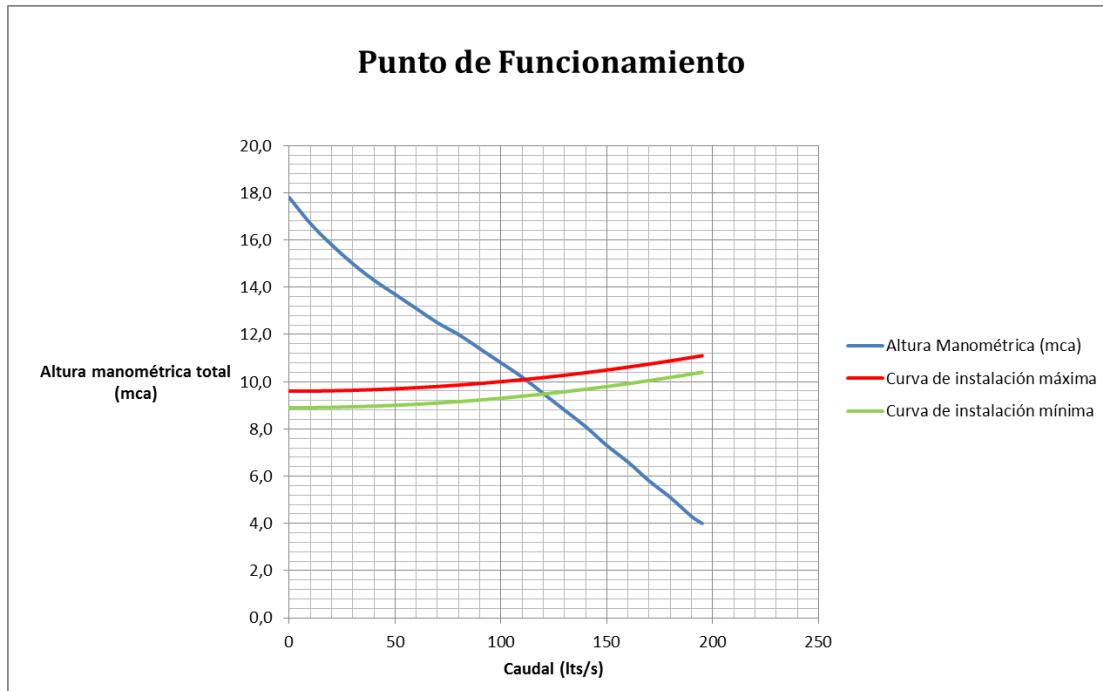
En las tablas siguientes se muestran los valores de la curva de la bombas seleccionadas: bombas Flygt modelo NP 3202.181 MT especificadas para un punto de funcionamiento de:

Caudal: 115 lt/s

Altura: 10 mca

Q	Altura Manométrica (mca)
0	17,8
10	16,7
20	15,8
30	15,0
40	14,3
50	13,7
60	13,1
70	12,5
80	12,0
90	11,4
100	10,8
110	10,2
120	9,5
130	8,8
140	8,1
150	7,3
160	6,6
170	5,8
180	5,1
190	4,3
195	4,0

Interponiendo las curvas anteriores se obtienen los puntos de funcionamiento para una bomba con el nivel máximo y mínimo en la succión del pozo de bombeo.



Del gráfico anterior se deduce que el caudal proporcionado por una bomba varía entre 111 lts/s y 120 lts/s correspondiente al nivel mínimo y máximo en el pozo.

Niveles de arranque y parada en pozo de bombeo

En la siguiente tabla se resumen los distintos niveles considerados en el pozo de bombeo.

Nivel de piso	+95.37
Alarma por nivel bajo	+95.87
Nivel de Parada de bombas	+96.07
Nivel de arranque Bomba 1	+96.37
Nivel de arranque Bomba 2	+96.57
Nivel de arranque Bomba 3	+96.77
Alarma por nivel alto	+96.97
Nivel de piso del canal de acceso	+96.97
Nivel de techo del pozo	+101.75

Verificación de Diseño del Pozo de Bombeo

Se verifica que el volumen dentro de las tuberías que retrocede frente a la detención de las bombas no es significativo, estimado en $2,2\text{m}^3$ provocando un aumento en el nivel del pozo menor de 10cm por lo que no produce un arranque de bomba.

El tiempo máximo de retención se verifica que sea menor a 30 minutos según lo recomendado. Éste se produce con el caudal mínimo afluente que corresponde al caudal del principio del periodo de previsión estimado en 92lts/s y considerando una bomba sola en funcionamiento ($V_{útil\ 1bomba} = 7,35\text{m}^3$), resulta un tiempo de retención de 80 segundos.

$$T_{ret} = \frac{V_{útil}}{Q_{afluente}}$$

Por otra parte, se verifica que los ciclos por hora del equipamiento de bombeo están dentro del rango recomendado según la potencia nominal de 22kw, de 6 a 12 arranques por hora. El máximo número de arranques se produce cuando el caudal afluente al pozo es la mitad del caudal de diseño de una bomba, o sea 57lts/s. Para este caudal el tiempo de ciclo (tiempo entre dos arranques consecutivos) es de 4 minutos equivalente a menos de 5 arranques por hora.

$$T_c = T_{LL} + T_b = 128s + 128s = 256s \text{ (4 minutos)} \rightarrow M = \frac{3600}{256(3bombas)} \cong 5$$

Donde T_{LL} es el tiempo de llenado (bomba está parada) y T_p el tiempo de bombeo.

Desarenado

Diseño

El objetivo de esta etapa es separar las arenas, evitando que arrastren materia orgánica, entendiendo por arenas cualquier material que tenga un peso específico superior al de los sólidos putrescibles.

La remoción de arenas se llevará a cabo en un desarenador mecánico de sección cuadrada. Esta unidad cuenta con un canal de ingreso, uno de salida y uno de bypass para utilizar en caso de que el desarenador no esté operativo. Por el tipo de afluente a la planta, se presume que la cantidad de arena no es tal como para prever otra unidad de desarenado.

El desarenador elegido es cuadrado de 3,6m de lado y 1m de profundidad, con un barredor de fondo. El fondo tiene pendiente hacia uno de los lados y la arena removida cae hacia un recinto desde el cual se extrae utilizando una bomba tornillo que la vuelca en una tolva.

Para dimensionarlo se adoptó una tasa de sedimentación de $60\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ y un tiempo de retención de 1minuto (Metcalf y Eddy, 1995) para el caudal máximo diario ($Q=214\text{l/s}$). En uno de los lados del desarenador habrá un vertedero rectangular de cresta delgada, de 3,6m de ancho y 90cm de altura.

Desarenador	
$Q (\text{m}^3/\text{s})=Q_{\text{máx,d}}$	0,214
TS (m/h)	60
Th (minutos)	1
A (m^2)	12,85
Lado (m)	3,60
Profundidad (m)	1,00
y vertedero (m)	0,10
Altura de la pared vertedero (m)	0,90

Para los cálculos del vertedero se utilizó la expresión siguiente que corresponde a un vertedero rectangular de cresta delgada:

$$Q(\text{m}^3 / \text{s}) = 1,838 * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Dónde:

Q es el caudal (m^3/s)

L el ancho de la pared del vertedero (m)

H la carga sobre el vertedero (m)

Para la operación está previsto colocar 4 compuertas, ubicadas: una en el canal de ingreso, dos en el canal de bypass (al comienzo y final del mismo) y una en el canal de salida. Las mismas permiten aislar el desarenador o el canal de bypass cuando se requiera.

Desde el pozo de bombeo se eleva el líquido y se vierte en el canal de ingreso, al comienzo del desarenador hay un escalón hacia abajo de 30cm y también se colocaron deflectores que tienen la función de evitar que se generen direcciones preferenciales de flujo.

Conducciones

Las dimensiones del canal de ingreso y del de salida son: 80cm de ancho y 10m de largo. El canal de bypass también tiene 80cm de ancho y su largo es de 3,6m. Las profundidades de los canales son: 1,25m para el canal de ingreso y 1,31m para el canal de bypass y el de salida. Siendo el tirante en los tres canales inferior a 84cm. Como el resto de las conducciones de la planta, estos canales fueron dimensionados para el caudal pico horario de 346lts/s.

El canal de salida colecta el líquido proveniente tanto del desarenador como del canal de bypass, además de recibir la recirculación de lodos. Al final de este canal, a través de secciones de control con vertederos, el líquido se reparte hacia cada una de las cámaras de desagüe.

Las cámaras de desagüe son cuadradas de 1m de lado, cada una cuenta con un vertedero rectangular de pared delgada cuyo ancho es de 1m por donde ingresa el líquido. Desde las cámaras de desagüe el afluente ingresa a cada una de las dos líneas de tratamiento a través de tuberías de fundición dúctil de 500mm de diámetro nominal. Las tuberías están dispuestas de forma que las pérdidas de carga en cada recorrido sean iguales.

Equipos

En esta etapa del pretratamiento se trabajará con un removedor y con un recolector de arenas. El removedor consiste en brazos raspadores de fondo, giratorios, que trasladan la arena sedimentada hacia el extremo donde se encuentra la caja de arena.

El recolector de arenas está constituido por una bomba tornillo girando en una caja metálica que levanta el material volcado en la caja de arena. Las arenas levantadas por la bomba tornillo son depositadas en una tolva que se encuentra a nivel de la caminería de la planta.

Tratamiento secundario y remoción de nutrientes

El tratamiento secundario elegido para realizar al afluente pretratado es el de lodos activados con aireación extendida. En esta etapa, además de disminuir la carga de materia orgánica en el líquido, se realizará también remoción de nitrógeno.

La remoción de fósforo se realizará por precipitación química, para ello se agregará en el efluente que se recoge a la salida de los reactores una solución de cloruro férrico.

Se trabajará con dos líneas de tratamiento en paralelo, cada una de las cuales contará con dos reactores en serie: uno aerobio más uno anóxico de cabecera para desnitrificación.

Los caudales de diseño de la planta de tratamiento son los que se muestran en el cuadro siguiente y su cálculo se presenta en el informe “Estudios Básicos”.

Caudales de diseño	
Q diseño de la planta = Qmáx diario (lts/s)	214
Líneas de tratamiento en paralelo	2
Q diseño de cada línea reactor (lts/s)	107
Q diseño conducciones = Qmáx horario (lts/s)	346

Las características del líquido a tratar y los valores en el afluente con los que fue diseñado el tratamiento son los siguientes:

	Concentración líquido afluente (mg/l)	Concentración líquido efluente (mg/l)	Remoción requerida (%)
DBO5	165	20	88
SST	190	40	79
NTK	37	2	95
P	8	5	38

Reactor aerobio

Diseño

El principio de funcionamiento de los lodos activados es estabilizar la materia orgánica por medio de una masa activada de microorganismos en suspensión. Estos asimilan y absorben parcialmente la materia orgánica transformándola en biomasa sedimentable.

Para que se lleve a cabo este proceso en el reactor debe mantenerse: un ambiente aerobio, mediante la adición de oxígeno y el líquido en suspensión, introduciendo la energía suficiente. Además de la concentración de oxígeno, es importante para este proceso el valor de pH dentro del reactor; para mantener éste parámetro dentro del rango recomendado está previsto un punto para dosificar cal en caso de ser necesario.

Rangos óptimos en el reactor aerobio	
OD (mg/l)	pH
≥2	6,5 a 7,5

Cada una de las líneas de reactores fue diseñada con la mitad del caudal máximo diario, los parámetros adoptados para su dimensionamiento fueron extraídos de bibliografía (Metcalf y Eddy, 1995 y Von Sperling, 2002) y son los siguientes:

Parámetros de diseño del reactor aerobio	
Y (kgSSV/kg S ₀)	0,7
K _d (d ⁻¹)	0,06
X (mgSSV/lts)	3000
f' _b	0,8

Dónde:

Y: Coeficiente de producción celular en kg de SSV por kg de sustrato (DBO₅)

K_d: Coeficiente de descomposición endógena en 1/días

X: Concentración de microorganismos en el reactor en mgSSV/l

f'_b: Fracción biodegradable de los SSV inmediatamente después de generados en el sistema
(θ_c = 0)

El tiempo de retención celular (θ_c) es el tiempo promedio de permanencia de los microrganismos en el reactor. Para este reactor, se eligió un tiempo de retención celular de 30 días, valor

comprendido en el rango recomendado de 20 a 30 días para un sistema de lodos activados con aireación extendida. Este tiempo asegura también la nitrificación del afluente que consiste en la transformación del amonio en nitrato y se produce en ambiente aerobio.

A partir de este valor, se calculó un tiempo de retención hidráulico (θ_h) de aproximadamente 12hs y con este valor se determinó el volumen de cada reactor de 4583m^3 .

Para el cálculo del tiempo de retención hidráulico se utilizó la ecuación siguiente:

$$\theta_h = \frac{\theta_c \cdot Y \cdot (S_0 - S_e)}{X \cdot (1 + K_d \cdot \theta_c \cdot f_b)}$$

Dónde:

$(S_0 - S_e)$: Sustrato removido medido como DBO_5

$f_b = \frac{f'b}{1+(1-f'b)k_d\theta_c}$: fracción biodegradable de los sólidos suspendidos volátiles ($\theta_c = 30$)

θ_c (días)	θ_h (hs)	Volumen de cada reactor aerobio (m^3)
30	11,9	4.583

Se adoptó un reactor de sección rectangular de 47 por 15m y una profundidad total de 6,8m (incluye 0,3m de franquía).

Una vez diseñado el reactor a partir de los parámetros adoptados, se debe verificar el valor de la Carga Volumétrica Aplicada (C_v) y la relación Alimento Microorganismos en el reactor (F/M).

$$C_v (\text{kgDBO}_5/\text{m}^3/\text{d}) = C_{\text{DBO}} / V$$

$$C_{\text{DBO}} (\text{KgDBO}_5/\text{d}) = Q * \text{Concentración DBO}$$

$$\frac{F}{M} (\text{kgDBO}_5/\text{d}/\text{kSSV}) = \frac{Q * S_o}{V_{reactor} * X}$$

Los valores obtenidos y los rangos establecidos para los parámetros de verificación mencionados son:

Parámetro	Valor calculado para el reactor aerobio	Rango recomendado*
Cv (kg sustrato/m ³ /día)	0,33	0,16 a 0,4
F/M (kg sustrato/kSSV/d)	0,11	0,05 a 0,15

*Metcalf y Eddy, 1995

Como puede verse en el cuadro los valores de ambos parámetros se encuentran dentro del rango recomendado.

Sistema de aireación

Requerimiento de oxígeno

Para el diseño del sistema de aireación se debe estimar el requerimiento de oxígeno necesario para que se pueda degradar la materia orgánica carbonosa y se lleve a cabo la nitrificación (oxidación de amonio a nitrato) en el afluente.

La necesidad de oxígeno para la degradación de la materia orgánica carbonosa se calcula a partir de la ecuación siguiente:

$$O_c = \frac{Q \cdot (S_0 - S_e)}{f} - 1.42 \cdot P_L$$

Donde: Q: caudal de diseño del reactor

$S_0 - S_e$: es el sustrato removido medido como DBO_5

f: relación entre DBO_5 y DBO_L

P_L : producción de lodo

La producción de lodo se calcula partiendo de la producción específica de lodo con las fórmulas siguientes:

$$P_{EL} = \frac{1}{\theta_c \frac{F}{M}}$$

$$P_L = P_{EL} * C_{DBO}$$

Resultando: $O_c = 1322 \text{ KgO}_2/\text{día}$ para cada línea de reactores

Luego se determina la demanda de oxígeno para la nitrificación: $O_N = 4,57 \times C_{TKN}$

Nitrógeno nitrificable: $N_{nitrif} = TKN_0 - 0.05.S_0 - N_e$ siendo TKN_0 el nitrógeno total Kjeldahl y N_e el contenido de nitrógeno en el efluente.

Carga de nitrógeno nitrificable: $C_{TKN} = Q * N_{nitrif}$

Resultando: $O_N = 1131 \text{ KgO}_2/\text{día}$

El requerimiento total de oxígeno resulta: $O_{CN} = O_c + O_N = 2453 \text{ KgO}_2/\text{día}$

Requerimiento de oxígeno ($\text{kgO}_2/\text{día}$)		
Para degradación de materia orgánica carbonosa	Para nitrificación	Total
1322	1131	2453

Sistema de Aireación

Con la demanda de oxígeno calculada se determinó el caudal de aire que es necesario aportar:

$Q_{aire} = \frac{O_{CN}}{0,2784e} = 44.061 \text{ m}^3/\text{día}$, considerando una eficiencia (e), que corresponde al sistema de aireación elegido, del 20%.

El sistema de aireación elegido está conformado por difusores de burbuja fina (<2mm), de 11cm de diámetro (modelo SS11-9) y cuyo aporte específico será de 4,18kgO₂/kwh.

La potencia estimada del motor según el proveedor es de 77kW.

En cada reactor se colocarán 516 difusores, lo que tiene asociado una densidad superficial del 2,8%. Éstos difusores estarán distribuidos en 43 líneas por reactor (12 difusores por línea), separadas 1,09m entre si y ubicadas en el sentido transversal del reactor. Las parillas de cada reactor están sectorizadas en 3 partes para poder realizar ajustes del aporte de aire de forma diferencial.

Las tuberías del sistema de aireación son de acero inoxidable y los diámetros son los siguientes: 200mm para la tubería principal (alimentación de las líneas de ambos reactores), 150mm para las tuberías de alimentación de cada reactor y 100mm para cada una de las líneas.

El suministro del caudal de aire necesario es brindado por 4 soplantes que están ubicados a uno de los lados de los reactores en un local cerrado para su protección.

Reactor anóxico

Diseño

El reactor anóxico se diseña para desnitrificar el líquido; este proceso consiste en la transformación del nitrato (generado a partir del amonio en el reactor aerobio) en nitrógeno que se desprende como gas; la desnitrificación se produce en ambiente anóxico.

Para el diseño del reactor anóxico se trabajó con la tasa de desnitrificación específica (TDE). La misma está dada, para cuando la zona anóxica se encuentra aguas arriba de la zona aireada, por la siguiente ecuación:

$$TDE = 0,03(F/M_{anóx}) + 0,029$$

Parámetros adoptados	
TDE	0,031
X (mgSSV/l)	3.000

A partir de la TDE fijada en 0,031 (rango recomendado de 0,03 a 0,07), se calculó la relación $F/M_{anóx}$, cuyo valor fue de 0,067.

Luego utilizando el valor de $F = \text{CargaTKN} = 247,5 \text{ KgN}_2/\text{día}$, obtenido del valor de nitrógeno nitrificable ($N_{nitrif} = TKN_0 - 0,05 \cdot S_0 - N_e$), se calculó el valor de M y con éste el volumen del reactor.

$$M = V * X$$

Valores obtenidos	
$F/M (\text{kNO}_3\text{-N}/\text{kSSV/d})$	0,067
M (CSSV (kSSV))	3.713
V (m ³)	1.238
$\theta_h (\text{hs})$	3,2

Las dimensiones elegidas para el reactor de cada una de las líneas fueron 13m de ancho por 15m de largo y 6,5m de profundidad.

El modelo considerado para el funcionamiento de los reactores anóxicos es el de mezcla completa. Para garantizar las condiciones de mezcla completa, se colocarán en cada reactor anóxico dos mezcladores sumergibles.

Potencial de desnitrificación y caudal de recirculación interna

Para calcular la remoción de nitrógeno teórica que se daría en este reactor se utilizó la ecuación siguiente (Von Sperling, 2002):

$$FNO_3 = (Q_R/Q + FrecInt)/(Q_R/Q + FrecInt + 1)$$

Donde : Q: Caudal de diseño del reactor (m^3/s)

Q_R : Caudal de recirculación de lodos (m^3/s) (El cálculo del caudal de recirculación de lodos aparece en el capítulo Sistema de recirculación y purga, $Q_R = 3.852m^3/d$)

FrecInt: Caudal de recirculación interna (caudal recirculado desde el final del reactor aerobio al principio del anóxico) (m^3/s)

Factor de recirculación interna (FrecInt/Q)

FNO_3 Factor del amonio nitrificado en el reactor aerobio que se recircula al reactor anóxico

Eligiendo un factor de recirculación interna igual a 1 se obtiene que $FNO_3 = 0,59$, considerando que todo el nitrato que llega al reactor anóxico es transformado en nitrógeno gas se tendría una remoción teórica del nitrógeno nitrificable de 59%, obteniendo una concentración de NO_3^- en el efluente de 14mg/l.

Actualmente nuestra normativa no prevé valores máximos de nitratos para los vertidos, sin embargo en las modificaciones propuestas en para el Decreto 253/79 y modificativos el límite será de 25mg/lt para vertidos directos a curso de agua. El valor de nitratos estimado para el efluente cumple con el valor máximo propuesto.

La recirculación interna se realizará con dos bombas (una por reactor), ubicadas al final del reactor aerobio y el líquido se recirculará hacia la cabecera de las líneas de reactores (comienzo del reactor anóxico). Estas bombas se encuentran sumergidas aproximadamente a 4,8m del nivel del pelo de agua. La tubería de impulsión es de FD DN 300mm y en cada una de ellas se colocará un caudalímetro con el fin de cuantificar el caudal recirculado.

Las características de las bombas de recirculación interna se presentan en el cuadro siguiente:

Bomba recirculación de nitratos	
Q (m^3/s)	0,11
H (m)	5,10
Potencia consumida (kW)	8,25

Verificación de los parámetros de diseño para los años 2015 y 2028

Año 2015		Año 2028	
1 linea de tto		2 lineas de tto	
Caudal (m ³ /s)	0,092	Caudal (m ³ /s)	0,067
T hidráulico (hs)	13,8	T hidráulico	19,1
C _{SSV} (kSSV/día)	2,10	C _{SSV} (kSSV/día)	2,91
C _{DBO5} (kDBO ₅ /día)	1312	C _{DBO5} (kDBO ₅ /día)	948
C _V (kDBO ₅ /m ³ /día)	0,29	C _V (kDBO ₅ /m ³ /día)	0,21
C _{SSV} (kSSV)	13748	C _{SSV} (kSSV)	13748
F/M (kDBO ₅ /kSSV/d)	0,10	F/M (kDBO ₅ /kSSV/d)	0,07
F = C _{TKN} (kN ₂ /día)	212,6	F = C _{TKN} (kN ₂ /día)	153,7
TDE	0,032	TDE	0,031

Conducciones del sistema de reactores

Una vez que el afluente culmina los procesos de pretratamiento (desbaste y desarenado) ingresa a los reactores para el tratamiento biológico. El líquido llega desde el desarenador por tuberías (colocadas en el fondo de las cajas de desagüe) que ingresan de manera ahogada al reactor anóxico. Las tuberías de ingreso son de FD, DN 500mm. La velocidad en las mismas será de 1,1m/s para el caudal de diseño ($Q_d = (Q_{máxh} + Q_R)/2$)

Las tuberías de ingreso a los reactores están dispuestas de forma tal que las pérdidas de carga en cada una de ellas sea la misma. En el siguiente cuadro se detalla el cálculo de las pérdidas de carga en las tuberías de ingreso.

Datos	
Qd (m ³ /s)	0,218
D (mm)	500
A	0,196
V (m/s)	1,11

Pérdidas de carga localizadas				Pérdidas de carga distribuidas	
Despiece	Cantidad	Coeficiente de Darcy	ΔH localizada (m)	C (FD)	120
Entrada	1	0,5	0,031	J	0,0026
Codo 90°	2	0,6	0,075	L total (m)	5,20
Salida	1	1	0,063	ΔH dist (m)	0,01
ΔH localizada total		0,170		ΔH total (m)	0,18

Se estima entonces que la diferencia de cotas entre el pelo de agua dentro de los reactores y dentro de las cajas de desagüe sea de 18cm.

Luego de su pasaje por el sistema de reactores el licor-mezcla, resultante del proceso biológico que se dio en los mismos, es colectado y dirigido a los sedimentadores secundarios.

El caudal de diseño de las conducciones del licor-mezcla considera el caudal máximo horario (346lts/s) y el caudal de recirculación de lodos del final del periodo de previsión de 90lts/s, resultando un caudal de 436lts/s.

La colecta del licor-mezcla se realiza a través de una canaleta con vertederos que recoge el líquido proveniente de ambas líneas de tratamiento. Esta canaleta tiene 70cm y 30m de largo. El tirante máximo que puede alcanzarse en la misma se estimó en 49cm.

Para este último cálculo se utilizó la siguiente expresión:

$$Q = 1,84 * b * h_{máx}^{1,5}$$

Dónde:

Q: caudal que circula por la canaleta (m^3/s)

b: ancho de la canaleta (m)

$h_{máx}$: tirante máximo en la canaleta (m)

Los vertederos por los que el licor-mezcla ingresa a la canaleta son 20, de cresta delgada y sección rectangular, de 0,5m de ancho cada uno y la carga sobre los mismos será de 8cm.

En uno de los extremos del canal el líquido es recogido en una tubería de FD, DN 600mm que transporta el líquido hacia la cámara divisoria de caudales -CD2- para el ingreso a los sedimentadores.

La cámara divisoria de caudales recibe de manera ahogada la tubería que viene de la salida de los reactores y a través de dos secciones con vertederos divide de forma equitativa el caudal. Los vertederos son de pared delgada, sección rectangular de 1m de ancho y tienen compuertas que permiten trabajar con uno o con ambos sedimentadores a la vez.

El líquido que pasa por los vertederos ingresa a dos compartimientos (cámaras de desagüe), desde los cuales es conducido hacia cada uno de los sedimentadores a través de tuberías independientes. Estas tuberías salen del fondo de cada una de las cámaras de desagüe y son de FD de 500mm de diámetro nominal.

La velocidad en las tuberías de ingreso a los sedimentadores es de 1,1m/s y las pérdidas de carga en el recorrido se detallan en los cuadros que siguen:

Datos	
Qd (m ³ /s)	0,218
D (mm)	500
A	0,196
V (m/s)	1,11

Pérdidas de carga localizadas				Pérdidas de carga distribuidas	
Despiece	Cantidad	k	ΔH localizada (m)	C (FD)	120
Entrada	1	0,5	0,031	J	0,0026
Codo 90°	2	0,6	0,075	L total (m)	65.40
Salida	1	1	0,063	ΔH distribuida (m)	0,17
ΔH localizada total			0,170	ΔH total (m)	

ΔH total (m)	0,34
--------------	------

La diferencia de cotas entre el nivel de agua en los sedimentadores y las cámaras de desagüe será entonces de 34cm.

Remoción de fósforo

El mecanismo elegido para la remoción de fósforo es el de precipitación química a partir de la adición de cloruro férrico. Esta sal metálica reacciona con los fosfatos presentes en el líquido residual formando precipitados. La dosificación del cloruro férrico se realizará en el efluente del proceso de barros activados, antes de la sedimentación secundaria y el fósforo se eliminará junto con los lodos.

La solución de cloruro férrico a aplicar es un líquido cuya densidad es de aproximadamente 1,4Kg/l y su concentración es de entre 40 y 44%.

Solución de FeCl ₃	
Densidad (Kg/l)	1,4
Concentración (%)	40-44

La dosis estimada a aplicar es de alrededor de 0,2ppm y el punto de aplicación es la cámara divisoria de caudales –CD 2- que se encuentra a la salida de los reactores. El caudal a dosificar para el año 2040 será de 42lts/h aproximadamente.

Dosis (ppm)	Dosificación de cloruro férrico Caudal de la dosificadora (lts/h)
0,2	42

La solución se dosificará desde 2 tanques de PVC, de 4.000lts de capacidad cada uno, las tuberías que se utilizarán son de polipropileno de 1" de diámetro.

Para la dosificación se utilizarán bombas de diafragma, se operará con una bomba y se tendrá otra como respaldo. Las mismas son bombas Dosivac, Serie DD, Modelo 60.

Características de las dosificadoras:

- Rango de trabajo: 6 a 60lts/h para 50Hz y 7,2 a 72lts/h para 60Hz
- Presión máxima 10Kg/cm²
- Potencia del motor: 370W para 50 Hz y 450W para 60Hz.

Sistema de recirculación y purga de lodos

Caudales de Recirculación y Purga

Para el cálculo de los caudales de recirculación y purga, se debe elegir el tiempo de espesado para los lodos dentro del sedimentador (correspondiente al tiempo entre purgas y/o recirculaciones sucesivas) y un valor de índice volumétrico de lodos (IVL). El IVL elegido fue de 100ml/g considerando que la sedimentación fuese lenta (situación más desfavorable) y el tiempo de espesado se fijó en 2 horas.

Con estos valores y las ecuaciones que se detallan a continuación se calcularon los caudales de recirculación y purga. Se consideró que la concentración de microorganismos en la recirculación (X_R) es igual a la concentración de microorganismos en el sedimentador (X_F), ya que el sedimentador secundario será de flujo vertical.

En el cuadro siguiente se muestran los caudales de recirculación y purga diarios para cada una de las líneas de tratamiento.

Caudales (m ³ /día)	
Recirculación	3.856
Purga	45

$$\text{Ecuaciones utilizadas: } Q_{purga} = \frac{X_R}{P_L} \quad Q_{recirculación} = \frac{QX - Q_P X_R}{X_R - X}$$

Producción de lodos: $P_L = P_{EL} * C_{DB05}$

Producción Específica de lodos: $P_{EL} = \frac{1}{\theta c_M^F}$

Concentración de microorganismos en la recirculación $X_R = X_F$

Concentración de microorganismos en el sedimentador: $X_F = \frac{1000 \cdot (t_E^{1/3})}{IVL}$

El lodo recirculado se vierte al final del canal de salida del desarenador para luego ingresar al reactor. El lodo purgado va hacia el filtro de banda para su deshidratación y posterior disposición final.

Con la definición del tiempo de espesado queda establecido la cantidad de veces al día que se realizarán las operaciones de recirculación y purga, lo que a su vez determina el volumen de lodos a extraer en cada operación.

La recirculación se realizará con dos bombas operando cada una con cada uno de los sedimentadores secundarios, más una de respaldo.

Las bombas de recirculación funcionarán 12 horas al día cada una de forma alternada (12 veces cada una, 1 hora de encendido cada vez), con un caudal de $321\text{m}^3/\text{h}$ y una carga de 4,50m.

Recirculación			
Caudal a recircular desde cada línea de tratamiento ($\text{m}^3/\text{día}$)	Cantidad de operaciones por día por línea	Tiempo de bombeo por operación (hs)	Volumen bombeado por línea en cada operación (m^3)
3.852	12	1	321

La purga de lodos se realizará una vez al día desde cada sedimentador secundario, con un tiempo de encendido de cada bomba de dos horas. Las bombas deberán funcionar con una carga de 4,70m, que resulta de la diferencia de altura entre la salida del lodo del sedimentador y la ubicación de los filtros para deshidratar el lodo más las pérdidas de carga asociadas a ese recorrido.

Igual que en el caso de la recirculación se operará con dos bombas de purga, cada una asociada a un sedimentador. Para la purga no se contará con una bomba de respaldo, en caso de rotura de alguna de las bombas, se purgará solamente desde uno de los sedimentadores aumentando la frecuencia.

Purga				
Caudal a purgar desde cada línea de tratamiento (m ³ /día)	Cantidad de operaciones por día por línea	Tiempo de bombeo por operación (hs)	Caudal bombeado por línea (m ³ /h)	Volumen bombeado por línea en cada operación (m ³)
45	1	2	22,5	45

Para el cálculo de la potencia consumida por las bombas se consideró una eficiencia del 70% y el peso específico del lodo se estimó en 10300 N/m³.

$$Pot_{cons} = \frac{\gamma Q H}{n}$$

La potencia consumida por las bombas de recirculación y purga será 5,90 y 0,86 kW respectivamente.

Bombas de lodo		
	Recirculación	Purga
Q (m ³ /h)	321	22,5
H (m)	4,50	4,70
Potencia consumida (kW)	5,90	0,44

Pozo de Bombeo Seco

En el pozo de bombeo se encuentran 3 bombas de recirculación de lodos (BR) y 2 bombas para purga de lodos (BP). Arreglo simétrico: 1BP 3BR 1BP.

Esta cámara y las bombas se encuentran simétricas con respecto de los 2 sedimentadores secundarios, por lo que las tuberías de succión (una por cada sedimentador) entrarán de manera simétrica de un lado y otro de la cámara y a través de piezas tee y por medio de válvulas se direccionará el flujo a las distintas bombas. Tanto en la succión como la impulsión de esos equipos contarán con llaves de paso y piezas de desarmado.

La cámara es de hormigón armado de 20cm de espesor de paredes y piso; y de dimensiones 7,85m de largo, 6,93m de ancho y 2,70m de profundidad. Contará con escalera marinera y baranda perimetral. Dado la profundidad de la cámara se prevé la instalación de una bomba de achique que permita vaciar el recinto del agua pluvial que descargará en la cuneta cercana.

A los efectos de poder retirar las bombas del pozo, se contará con un pórtico donde sobre él se trasladará en forma manual un polipasto con izado mecánico, el que se instalará en caso de ser necesario retirar las bombas.

Bombas de Recirculación de Lodos

Descripción

La recirculación de lodos se efectuará mediante dos bombas, operando una por cada sedimentador (en funcionamiento normal) e instaladas con succión simétrica respecto estos. Estas bombas estarán equipadas con variadores de frecuencia, lo cual les permite operar con velocidad de giro variable según criterios de operación preestablecidos.

Se instalará una tercer bomba de recirculación que funcionará como respaldo, dicha bomba permite recircular desde cualquiera de los dos sedimentadores. Ésta bomba de respaldo se podrá utilizar también para la operación de vaciado de los sedimentadores.

La condición de operación requerida para cada bomba es de 90 lts/s de caudal y 4,5m de carga de bombeo.

El lodo decantado en cada sedimentador saldrá por presión hidrostática por la tubería de descarga de barros de cada sedimentador, tubería de succión de las bombas FD φ300 mm PN 10. Esta tubería llega al pozo seco de bombeo de lodos y tras el pasaje por bomba habrá un única tubería de impulsión de iguales características (FD φ300 mm PN 10).

La tubería de impulsión descarga los barros de manera libre sobre el canal de salida del desarenador (previo a ingreso de reactores). A su vez, está prevista la instalación de un caudalímetro electromagnético.

La tubería de impulsión correspondiente a vaciado es de FD φ150 mm PN 10 y descarga de manera libre en la cámara divisoria de caudal CD2 de manera que el líquido pase al otro sedimentador. La llave de paso que habilita esta línea permitirá regular el caudal circulante, buscando un punto de

funcionamiento adecuado para la bomba, y un caudal de vaciado que no incremente demasiado la tasa del sedimentador que queda en operación.

Cálculos

Principales características

- Cantidad: 3 (2 operativas + 1 para vaciado y respaldo), con variador de frecuencia.
- Tipo: Centrífuga sumergible instalada en seco.
- Punto de funcionamiento solicitado: Caudal unitario: 90lts/s

Carga: 4,20 m.c.a

- Tubería succión e impulsión: FD $\phi 300$ Longitud 101m
- Cota de nivel de agua dentro del sedimentador: +102,98m
- Cota de descarga sobre el canal de salida de desarenador: +105,36m
- Cota de descarga sobre la cámara distribuidora de caudal: +103,73m

Punto de Funcionamiento de la operación de Recirculación

A continuación se detallan las pérdidas de carga calculadas.

Pérdidas de carga localizadas en la succión e impulsión:

	Pieza	ϕ (mm)	$K_{unitario}$	$K_{corregido}$	Cantidad	k_{total}
SUCCIÓN	Entrada	300	0,78	0,78	1	0,78
	Codo 90°	300	0,26	0,26	2	0,52
	Válvula compuerta	300	0,10	0,10	1	0,10
	curva brusca 90°	300	0,81	0,81	1	0,81
	Válvula compuerta	200	0,11	0,56	1	0,56
	Codo 90°	200	0,35	1,77	1	1,77
IMPULSIÓN	válvula retención	200	0,7	3,54	1	3,54
	Válvula compuerta	200	0,11	0,56	1	0,56
	curva brusca 90°	200	0,83	4,20	1	4,20
	Codo 45°	300	0,21	0,21	2	0,42
	Codo 90°	300	0,26	0,26	3	0,78
	salida	300	1	1,00	1	1,00
					K_{global}	15,04

Coeficiente global de pérdidas de carga localizadas referida a $\Phi 300$ es $K_{global} = 15,04$.

La ecuación para la altura manométrica es:

$$H(mca) = 2,38 + 153,59 \times Q^2 (m^3/s) + 53,87 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$

El equipo seleccionado es:

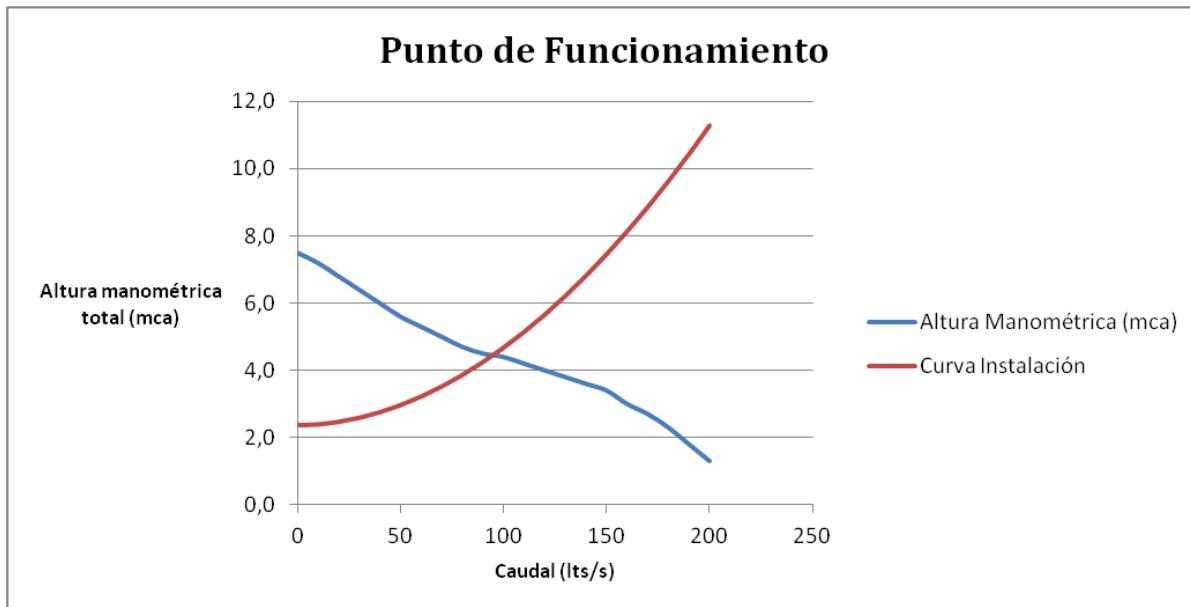
Equipo FLYGT NT3153.181 Curva 53-620-00-7520

- Rotor 267 mm
- Motor 9,0 kW

Curva de la bomba Flygt a 50hz	
Q (lts/s)	Altura Manométrica (mca)
0	7,5
10	7,2
20	6,8
30	6,4
40	6,0
50	5,6
60	5,3
70	5,0
80	4,7
90	4,5
100	4,4
110	4,2
120	4,0
130	3,8
140	3,6
150	3,4
160	3,0
170	2,7
180	2,3
190	1,8
200	1,3

El punto de funcionamiento de la bomba contra el sistema se muestra en la gráfica a continuación y resulta:

- $Q=95\text{ lts/s}$
- $H=4.5\text{ mca}$



Punto de Funcionamiento de la operación de Vaciado

El equipo seleccionado es igual al de recirculación de lodos, o sea:

Equipo FLYGT NT3153.181 Curva 53-620-00-7520

- Rotor 267 mm
- Motor 9,0 kW

A continuación se detallan las pérdidas de carga calculadas de la tubería de impulsión:

Pérdidas de carga localizadas:

	Pieza	Φ (mm)	K_{unitario}	K_{corregido}	Cantidad	k_{total}
IMPULSIÓN	válvula retención	200	0,7	3,54	1	3,54
	Codo 90º	200	0,35	1,77	1	1,77
	curva brusca 90º	200	0,83	4,20	1	4,20
	Válvula compuerta	150	1,00	16,00	1	16,00
	Reducción 300 -100	300	0,54	0,54	1	0,54
	Codo 90º	300	0,26	0,26	1	0,26
	Codo 90º	150	0,42	6,72	4	26,88
	salida	150	1,00	16,00	1	16
						K_{global}
						75,61

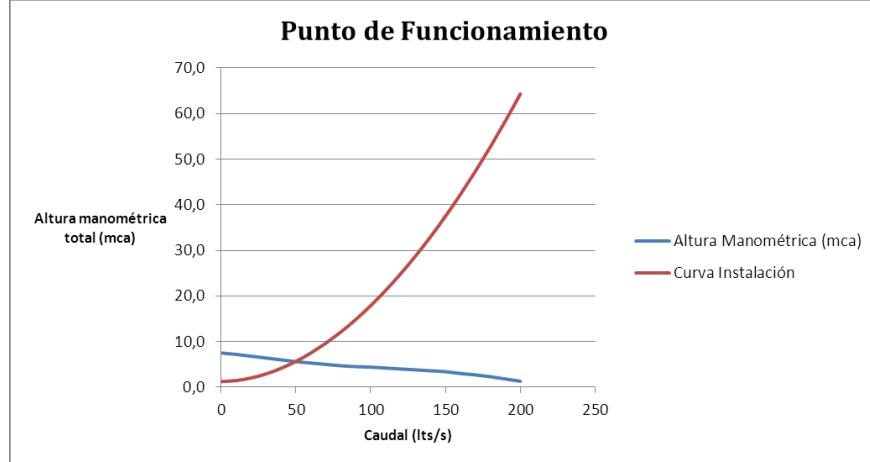
Coeficiente global de pérdidas de carga localizadas referida a Φ300 es K_{global} = 75,61

La ecuación para la altura manométrica es:

$$H(mca) = 1,25 + 772,05 \times Q^2 (m^3/s) + 623,84 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$

El punto de funcionamiento de la bomba contra el sistema se muestra en la gráfica a continuación y resulta:

- Q=50lts/s
- H=5,60mca



Esto es considerando que la pérdidas de carga localizada introducida por la válvula de paso (φ150mm) en la impulsión tiene un coeficiente k igual a 1 como mínimo con el objetivo que la bomba trabaje a un caudal menor que 50lts/s, por lo que esta válvula durante la operación de vaciado estará parcialmente abierta.

De otra manera, bajando la frecuencia de la bomba, el coeficiente de pérdida de carga localizada necesario impuesto en la válvula podrá ser menor.

Bombas de Purga de lodos

Descripción

En la misma cámara donde se encuentran las bombas de recirculación de lodos, se instalarán 2 bombas para la purga de lodos, una por cada sedimentador con la posibilidad de trabajar cruzadas.

Las bombas serán del tipo de desplazamiento positivo con variador de frecuencia. Las bombas permitirán descargar los lodos en exceso hacia su tratamiento (deshidratación) en el filtro de bandas de manera tal, que trabajarán en línea con éste. A su vez, está prevista la instalación de un caudalímetro electromagnético para el control en operación.

La tubería de succión de las bombas es común con las bombas de recirculación de lodos (tubería FD φ300mm PN10). La tubería de impulsión será de FD φ100mm PN10.

Características de las bombas:

Modelo: NS67 c/Motor EléctricoTrifásico 5,5kW 4 polo 50Hz

Líquido a bombear: exceso de barros del tratamiento de aireación extendida

Caudal nominal: 22 m³/hr igual al caudal de trabajo de los filtros de banda

Máxima presión de descarga: 2 bar

Presión de aspiración: en carga

Función de la bomba: transferencia

Régimen de trabajo: continuo 4 horas diarias

Concentración: 6000 – 12000 mg/L (6-12 kg/m³)

Tamaño máximo de las partículas: 5 mm

Producto corrosivo y abrasivo: no

Temperatura del líquido: 35°C

Equipada con conexión CIP (“cleaning in place”) para limpieza del rotor y estator.

Sedimentador Secundario

Diseño

Una vez culminado el proceso biológico dentro de los reactores el líquido pasará a la etapa de clarificación, la cual se realiza en los sedimentadores secundarios. Los sedimentadores están diseñados para que el lodo decante en el fondo de las unidades y el líquido calificado se recoja en la parte superior de las mismas.

Como en el caso de los reactores para la sedimentación también se trabajará con dos unidades en paralelo. El caudal de diseño de cada sedimentador, es de 152lts/s ($13.109\text{m}^3/\text{día}$), resultante de la suma del caudal máximo diario y el caudal de recirculación dividido dos, correspondiente a las dos líneas de trabajo. Parte de este caudal es colectado en la parte superior del sedimentador por un canal perimetral mediante vertederos triangulares y conducido hacia la desinfección (107lts/s). El resto corresponde al lodo purgado y recirculado.

La tasa de sedimentación adoptada es de $30\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, el rango recomendado utilizado es de 24 a $33\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ (U.S. Army Technical Manual). Se eligieron sedimentadores de flujo vertical y sección circular. A partir de la tasa de sedimentación adoptada se determinó el área y con ésta el diámetro que se resultó de 23,6 m.

$$\text{Tasa de sedimentación, } TS = \frac{Q}{A_{sed}}$$

La profundidad de la zona de sedimentación se fijó en 3m, siguiendo también recomendaciones bibliográficas (rangos recomendados: de 2,4 a 4,3m U.S. Army Technical Manual; de 3 a 5m, Metcalf y Eddy, 1995). A partir del volumen de lodos dentro de cada sedimentador (352m^3) se determinó la altura de los mismos y la altura total del cilindro (3,9m); correspondiente a la zona de sedimentación más la zona del cilindro ocupada por lodos. El fondo de cada sedimentador tiene una pendiente de 8mm/m hacia una tolva central de diámetro 2,6m y 0,8 m de profundidad que concentra los lodos.

Dimensiones de cada sedimentador	
Área (m^2)	437,00
Diámetro cilindro (m)	23,60
H total cilindro (m)	3,90
H total cilindro + hcono + htolva (m)	4,80
Diámetro tolva (m)	2,60

Para verificar el diseño de los sedimentadores se calculó la carga de sólidos por unidad de área del reactor a caudal medio y a caudal pico, y sus valores resultaron dentro de los rangos

recomendados. Recomendaciones: 98 a 147 kgSST/m²/día a caudal medio y hasta 245 kgSST/m²/día a caudal pico. (EPA “Suspended Solids Removal”)

Carga de sólidos	
Carga SST caudal medio (kgSST/m ² /día)	112
Carga SST caudal pico (kgSST/m ² /día)	161

Conducciones

El ingreso a los sedimentadores se realiza desde el centro de los mismos a través de una tubería perforada, las tuberías de ingreso son de fundición dúctil y de diámetro nominal 500mm.

El caudal de diseño considerado para las conducciones de ingreso a cada sedimentador es la mitad de: el caudal pico horario más es caudal de recirculación de lodos 218lts/s, mientras que el caudal considerado para diseñar las canaletas de salida es el pico horario dividido dos (173lts/s).

El líquido entra al sedimentador a través de 120 orificios, equiespaciados en la zona superior de la tubería de ingreso. El diámetro de los mismos es de 50mm, el área ocupada por éstos es de 0,24m² y la velocidad de pasaje del líquido es de 0,92m/s. Alrededor de los orificios se colocará una placa deflectora de acero inoxidable.

El líquido clarificado en cada sedimentador se recogerá a través de una canaleta perimetral de sección rectangular (0,60m de ancho y 0,34m de profundidad), a la cual el líquido ingresa por vertederos triangulares. La longitud de la canaleta es de 74m y la tasa de escurrimiento resultó ser de 201m³/m/día; según la norma NBR570/90 de la ABNT se aceptan tasas de hasta 290m³/m/día.

La cantidad de vertederos será 220 y el ancho superficial de cada uno es de 20cm. La carga sobre los mismos será de 5cm, y los vertederos se encuentran en una chapa de acero inoxidable. Para evitar el pasaje de espuma en la recolección del líquido clarificado se instalará en la periferia del sedimentador (separado de los vertederos) una chapa de 300mm de altura de acero inoxidable.

Desde el fondo de la canaleta perimetral sale una tubería de fundición dúctil de 500mm de diámetro que conduce el agua clarificada a la unidad de desinfección ultravioleta.

Equipos

En estas unidades se utilizarán: puentes barredores de fondo para el arrastre de los lodos hacia la tolva central y de superficie para la espuma.

El puente barredor constará de dos brazos que se desplazarán a una velocidad angular de 0,022rpm y cuyo motor opera a 3X380V y 50Hz. El barredor de fondo está equipado con rascadores de caucho. Para la recolección de la espuma se prevé que el barredor de superficie, al girar, vaya depositando la misma en cajas de acumulación para su posterior retiro.

Sistema de recolección de espuma

Se puede estimar la producción de espuma en un efluente doméstico en un rango de valores que varía entre 2 y 13Kg/1000m³ de efluente. La producción de espuma en el sedimentador debería ser menor ya que, luego de pasar por el tratamiento biológico, gran parte del material que forma la espuma es biodegradado. La densidad de la espuma es de 0,95Kg/litro.

La cantidad de espuma producida en el sedimentador, por un sistema de lodos activados con aireación extendida se estima en 6kg/1000m³ de efluente.

Año	Cantidad de espuma	Caudal máximo de espuma
2040	6 * 14,7 =88 kg/día	93 lt /día

Para la recolección de la espuma que se forma en la superficie de los sedimentadores se tiene previsto un sistema compuesto por: raspadores superficiales, cajas de recolección con tuberías que conducen la espuma hasta una cámara de espumas desde donde se bombea.

Los raspadores superficiales conducen la espuma hasta las cajas de recolección. Las cajas son de sección cuadrada de 50x50cm y tienen en la superficie una reja para impedir el ingreso de flotantes. Desde allí la espuma es conducida, por tuberías de FD de 150mm de diámetro, a la cámara para su posterior bombeo. Dicha cámara (o pozo de espumas) es común a ambos sedimentadores.

En la cámara de espumas hay un agitador para homogeneizar la espuma previo al bombeo. La espuma se bombea, con una bomba sumergible, a la tubería de purga y se conduce hacia la deshidratación.

El volumen útil de la cámara de espumas es 0,6m³ y su diámetro es 1,6m. Por tanto el bombeo se realizará 6,4 días.

Tratamiento de lodos

Descripción de la solución elegida

Los lodos generados en el tratamiento que no se recirculan (lodos purgados) deben ser acondicionados previo a su disposición final.

Como el proceso biológico donde se originan los lodos es de lodos activados con aireación extendida, éstos ya estarán estabilizados cuando se purguen.

Se prevé la deshidratación de los mismos con un filtro de banda conectado para funcionar en línea cuando se realicen las purgas. El filtro se ubicará a un lado del edificio de oficinas en un lugar techado. Las dimensiones del filtro son: 2,26m de ancho, 2,8m de largo y 2,5m de alto. Este filtro cuenta con una zona de predeshidratación de 3m² de superficie.

La capacidad de operación del filtro es de aproximadamente 22 m³/h y el caudal de purga para el final del período de previsión se estima en 90m³/h, por lo cual en el momento de mayor exigencia el filtro deberá funcionar 4,5 horas diarias.

Para la operación del filtro se necesita agua para el lavado y para la preparación del polielectrolito. El agua para estas tareas será agua tratada (agua de la salida de la desinfección). Está previsto tener también una conexión de agua potable que permita la preparación del polielectrolito en caso de ser necesario (de acuerdo a ensayos de laboratorio o de campo que indiquen mejores resultados en la deshidratación si se usa agua potable en la preparación de la solución).

La concentración de sólidos a la entrada de la deshidratación se estima en 1% y se prevé que a la salida se logren concentraciones de entre 16 y 20%. Las exigencias municipales establecen que no se podrán verter residuos con un contenido de humedad mayor al 80%. La reducción de volumen esperada en esta operación es del 90% aproximadamente, por tanto la producción diaria de lodos al año 2040 no superará los 10m³.

El lodo deshidratado que sale del filtro se colecta en una volqueta de 1500Kg de capacidad, la cual una vez completa se vuelca en otra volqueta de 6m³ (esta operación se realiza con un montacargas). Las volquetas de 6m³ serán retiradas del predio de la planta por un camión que llevará el lodo deshidratado al vertedero municipal. Éstas volquetas estarán ubicadas en el mismo local del filtro de banda y la capacidad del galpón permite acumular hasta 3 de ellas.

El agua extraída a los lodos en la operación de deshidratado se colectará como efluente en la red de saneamiento del edificio donde se encuentran los filtros de banda. Este líquido será retornado al tratamiento vertiéndolo en la cámara donde se realiza la descarga de barométricas.

Dosificación de polielectrolito

Según las recomendaciones del proveedor para la deshidratación se deberá dosificar polielectrolito catiónico, en solución preparado a una concentración de entre 1 y 3g/lt y el caudal a dosificar se prevé variará entre 300 y 900lts/h. La dosis para comenzar la operación se sugiere esté en el orden de 5Kg de polielectrolito por tonelada de sólidos suspendidos totales.

El polielectrolito se preparará en piletas ubicadas en la sala de productos químicos que contarán con agitadores mecánicos (uno por piletas), el eje y las paletas de los agitadores serán de acero inoxidable. Las piletas de preparación serán de sección cuadrada de 2,0m de lado y de 1,5m de profundidad.

La dosificación se realizará desde las piletas con bombas dosificadoras (1 en operación + 1 de respaldo). Se dosificará en un punto de la tubería de purga ubicado metros antes de la llegada del lodo al filtro. La tubería será de polipropileno de 2". Las bombas serán dosificadoras de diafragma, marca Dosivac, serie DD, modelo 600.

Características de las dosificadoras:

- Rango de trabajo: 60 a 600lts/h para 50Hz y 72 a 720lts/h para 60Hz
- Presión máxima 4Kg/cm²
- Potencia del motor: 370W para 50 Hz y 580W para 60Hz.

Desinfección

Según la normativa vigente el valor de coliformes fecales para vertido directo a curso de agua es de 5000 CF/100 ml y en la propuesta de modificaciones que está planteada para el Decreto 253/79 y modificativos este valor no se modifica. Para poder cumplir con este estándar es imprescindible desinfectar el líquido previo a su vertido al río.

El líquido que llega a la desinfección es el proveniente de los sedimentadores secundarios, el cual una vez desinfectado es conducido al río Cuareim a través del emisario.

El caudal de diseño para esta unidad es el caudal máximo diario para el año 2040 (214lts/s).

La unidad de desinfección consiste en un módulo prediseñado compuesto por un canal de hormigón que contiene lámparas que emiten radiación ultra violeta y una placa con vertederos (ubicada a la salida del canal) que amortigua las variaciones de nivel dentro del mismo. Antes del ingreso al canal de desinfección se colocará una placa deflectora para uniformizar el flujo dentro de la unidad de desinfección.

El canal cuenta con 10 módulos cada uno de los cuales contiene 10 lámparas, que consumen 150W cada una. Las dimensiones del mismo son aproximadamente 1,2m de ancho, 8m de largo y 1m de profundidad. La sección donde se encuentran los vertederos es de 3m de ancho y 4m de largo. Este sistema cuenta además con un canal de bypass que tiene 1,0m de ancho y 12,6m de largo.

Según se especifica en el diseño del sistema de desinfección UV, el valor de coliformes fecales al ingreso del mismo no debiera ser mayor a 10^6 UFC/100 ml para alcanzar los niveles esperados en la salida. El valor medio estimado para efluentes domésticos para este parámetro es de 10^7 UFC/100 ml. Se puede esperar entonces un valor de ingreso a la desinfección menor a 10^6 UFC/100 ml, en el entendido de que en las etapas anteriores del tratamiento se logre bajar al menos un orden el valor de coliformes.

También se limitan los valores de otros parámetros según se muestra en el cuadro siguiente:

Valores requeridos al ingreso de la desinfección	
C SST (mg/l)	<30
Tamaño de partículas (μm)	<30
Temperatura del líquido ($^{\circ}\text{C}$)	5 a 30
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	<1000000

Cumpliendo con esos requisitos al ingreso de la desinfección, el valor de coliformes en el efluente será menor a 1000 UFC/100 ml, cumpliendo así con los estándares de vertido a curso de agua.

Parte del líquido desinfectado se utilizará para limpieza de unidades y para riego. La extracción del mismo se realizará desde una cámara ubicada aguas abajo de los vertederos de la unidad de desinfección. En ésta cámara se colocarán compuertas que permitan regular el caudal que ingresa.

Anclajes

Para el cálculo de los esfuerzos debido al empuje hidráulico que deberán soportar los macizos de anclajes de las tuberías se consideró como presión de prueba 10bar.

Estos esfuerzos aparecerán en las tuberías en:

- cada cambio de dirección
- cada cambio de diámetro

Esta fuerza se calcula por la fórmula general: $E = k \cdot p \cdot S$

Donde:

E es la fuerza de empuje en N

P es la presión de prueba en obra en Pa

S es la sección de la tubería en m^2

k es un coeficiente que depende de la geometría del elemento de canalización

$k=1 - S'/S$ para reducciones (siendo S' la menor sección)

$k=2\operatorname{sen}(q/s)$ para codos (siendo q el ángulo del codo)

Obteniendo los siguientes resultados:

Para tuberías mayores de DN100mm

singularidad	E(N)
reducción φ300-φ200	39.270
reducción φ300-φ150	53.014
reducción φ300-φ100	62.832

singularidad	k
codo 45º	0,77
codo 90º	1,41
reducción φ300-φ200	0,56
reducción φ300-φ150	0,75
reducción φ300-φ100	0,89

φ (mm)	E (N)	
	codo 45º	codo 90º
500	150.279	277.680
300	54.101	99.965
200	24.045	44.429
150	13.525	24.991
100	6.011	11.107

Cota de implantación

Para definir la cota de implantación de la planta de tratamiento se utilizó la información siguiente: la cota de máxima creciente conocida más 1 metro (100,12m + 1m referida al cero oficial) y la cota asociada a un período de retorno de 100 años más 0,3m (criterio propuesto por Dinagua) que resultó de 101,3 m (101+0,3m también referida al cero oficial).

Se optó por elegir la cota más alta que resulta de los dos criterios anteriores, por lo que se definió que la cota de implantación mínima fuera de 101,3 m.

En el proceso de diseño del sistema de alivio, se realizaron cálculos para determinar si en eventos de lluvia extremos se generaban desbordes en alguna de las unidades de la planta. A partir de los cálculos realizados se determinó la necesidad de aumentar la cota de implantación a 101,6m, para evitar desbordes de tapas que se encuentran a nivel del terreno.

Estudio de Niveles del Río Cuareim

A partir de los datos brindados por la Dirección Nacional de Agua (DINAGUA), se realizó un estudio de niveles del río para poder definir el diseño de la descarga del emisario.

Aguas arriba del punto de descarga del emisario se encuentran dos estaciones hidrométricas, la estación Nº84.0 y la estación Nº84.1 ubicadas en la Usina de Ose y Puente Concordia respectivamente.

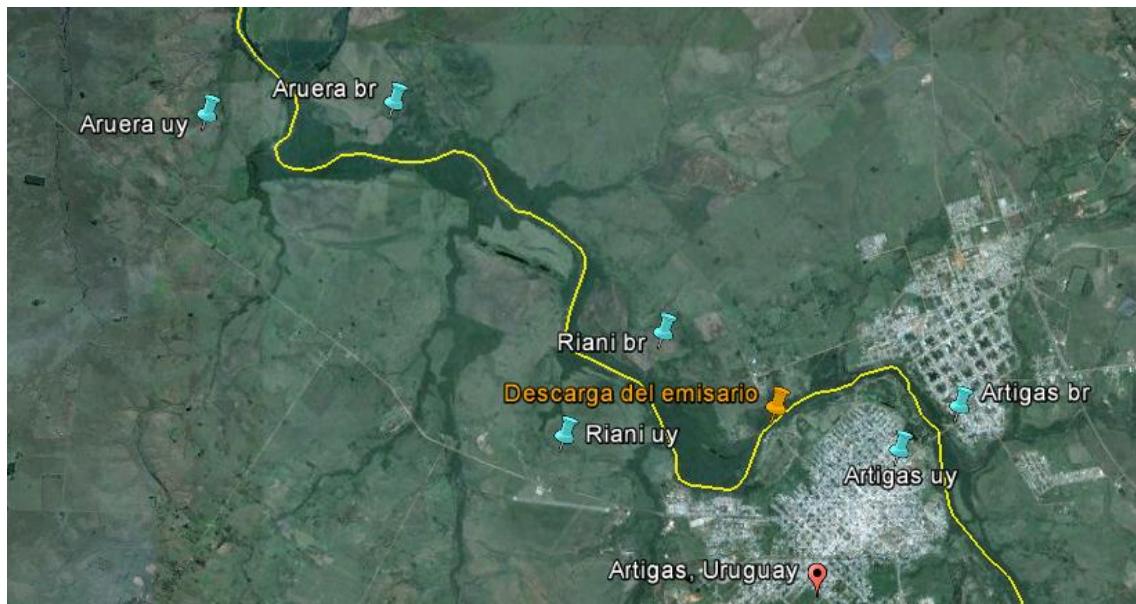


Imagen satelital con ubicación de la PTE y Estaciones Hidrométricas

Por otra parte, a partir de información batimétrica brindados por el IMFIA se estimó la pendiente de fondo del cauce.

UBICACIÓN DE LOS PERFILES COORDENADAS DE PUNTOS EXTREMOS					
PERFIL	PTO	X	Y	LAT	LONG
RIANI	uy	432010,92	6638119,13	30° 23' 40.6"	56° 30' 29.4"
	br	433316,06	6639473,38	30° 22' 56.6"	56° 29' 40.5"
ARUERA	uy	427309,5	6642348,1	30° 21' 23.4"	56° 33' 26.1
	br	429779,9	6642504,6	30° 21' 18.3"	56° 31' 53.6"
ARTIGAS	uy	436400,383	6637997,37	30° 23' 46.7"	56° 27' 43.9"
	br	437195,284	6638576,45	30° 23' 27.9"	56° 27' 14.1"

Obs: el perfil identificado como Artigas corresponde a la sección del puente Concordia.



Ubicación de los perfiles batimétrico

	Longitud (m)
Arigas - Usina	1100
Artigas - PTE	2480
PTE- Riani	3650
Artigas - Riani	6130
Riani - Aruera	7500

PERFILES	Cotas		
	II - Artigas	III - Riani	IV - Aruera
margen uy	89,20	84,94	84,49
fondo cauce	87,40	82,90	82,45
margen br	89,01	84,86	84,48
promedio margen	89,11	84,90	84,49
Cota media	88,54	84,23	83,81
Sb	0,00073	0,00006	fondo
	0,00070	0,00006	media

A partir de estos valores se estima que la cota de fondo del cauce es 85.58m en el punto de descarga del emisario y 88.17m en la usina, obteniendo una diferencia de cota entre la descarga del emisario y las estaciones N°84.0 y N°84.1 de 1.82 y 2.60 metros respectivamente.

Dadas las características hidrográficas del cauce, se entiende que no existe control del flujo aguas abajo del punto de descarga del emisario, por lo que es razonable considerar que el flujo se encuentra en régimen normal subcrítico. No obstante, la sección del puente podría oficiar de control del flujo, provocando un remanso y produciendo tirantes mayores en la Estación N°84.0 (Usina de OSE).

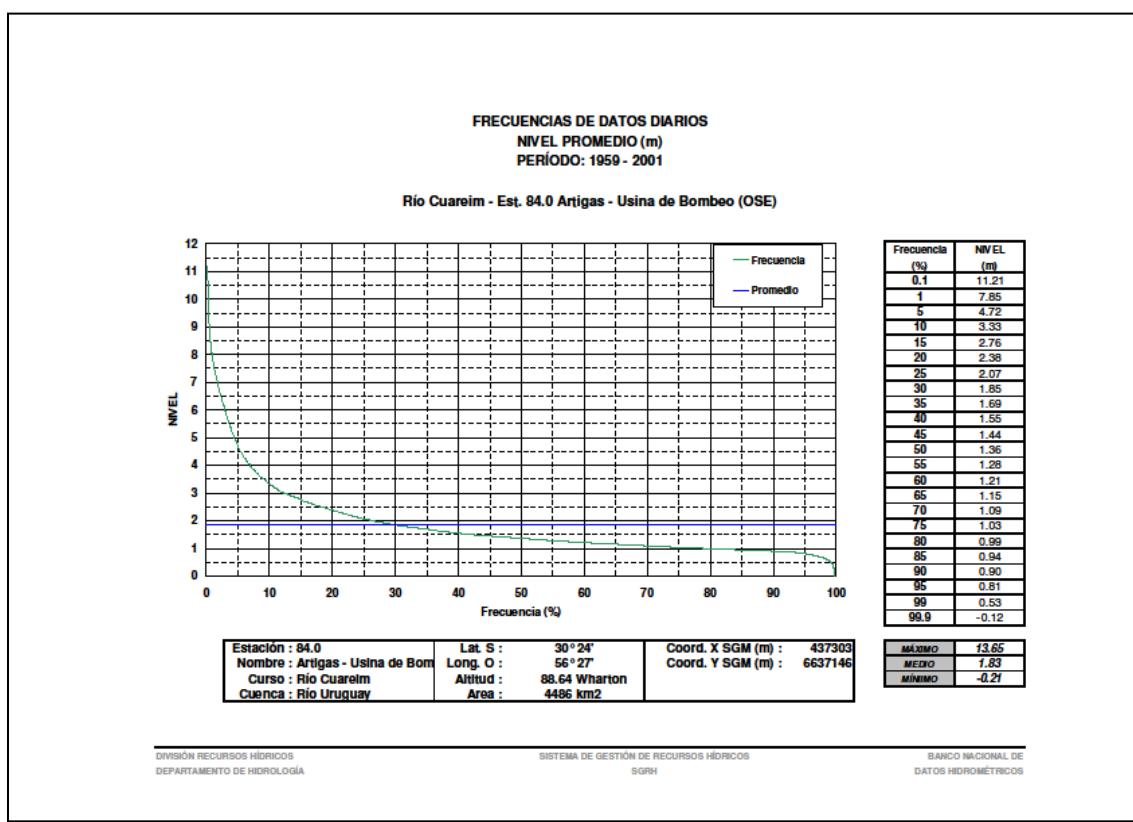
En base a lo anterior para los cálculos del funcionamiento del emisario donde es necesario trasladar las cotas de pelo de agua entre el punto de vertido y la usina para asociarle una frecuencia de ocurrencia se tomarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Ecuación de corrección 1: } C_{PTE} = C_{Usina} - 3m$$

$$\text{Ecuación de corrección 2: } C_{PTE} = C_{Usina} - 1m$$

Se trabajará con una u otra ecuación dependiendo que es estar del lado de la seguridad en el caso de estudio.

Como se mencionó anteriormente para determinar la frecuencia de ocurrencia de niveles en el cauce se utiliza la información de la estación N°84.0 aportada en el siguiente gráfico de frecuencias de niveles promedio alcanzados



Emisario

El efluente que sale del tratamiento es conducido al punto de vertido en el Río Cuareim a través del emisario.

Éste fue diseñado considerando que transporte el caudal máximo horario con una relación y/D menor al 75%. Esta relación entre tirante y diámetro es la recomendada para las conducciones de saneamiento. Además, por la extensión y complejidad de la obra, se eligió un diámetro mayor al del colector, pensando en futuras ampliaciones de la red de colectores.

El caudal de diseño es el caudal pico horario de 346lts/s. El material para la construcción del emisario es PEAD y su diámetro interno es de 761mm (diámetro externo 800mm).

Emisario	
Material	PEAD
D interno (m)	0,761
Manning	0,013

La cota de descarga se fijó para que el 50% del tiempo la descarga sea ahogada. Para realizar este cálculo se consideró el nivel en la usina de OSE que tiene asociado una frecuencia de ocurrencia de 50% (1,36m) y su correspondiente cota (+89,09m). Para trasladar esa cota al predio de la planta de tratamiento se utilizó la ecuación de corrección 1, que como se explica en el capítulo Estudio de niveles del río Cuareim, nos posiciona del lado de la seguridad. Con esa corrección se obtuvo un valor de cota del río en la planta de +86,09m y con éste valor se determinó la cota de zanpeado de salida del emisario, que resultó de +85,33m (obtenida de restar a 86,09 el diámetro del emisario 0,761m)

El recorrido del emisario, según la pendiente elegida, se dividió en varios tramos de pendientes: 0,3, 0,5, 2,0 y 20%. En el cuadro se muestran los tirantes normales y la relación y/D para los distintos tramos mencionados.

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5
Pendiente (%)	0,5	2	0,8	0,3	20
Longitud (m)	108	120	120	552	25

Para caudal máximo horario (346lts/s)	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5
y normal (m)	0,35	0,24	0,30	0,40	0,13
y/D (%)	45,4	31,2	39,8	52,7	17,5
v (m/s)	1,7	2,9	2,0	1,4	6,5

Índice de Planos

- 01 Layout General
- 02 Acondicionamiento del predio y replanteo de unidades
- 03 Diagrama Funcional
- 04 Perfil Hidráulico
- 05 Canal de rejas y pozo de bombeo
- 06 Canal de rejas - Detalles
- 07 Desarenador
- 08 Reactores - planta
- 09 Reactores -cortes
- 10 Sedimentador - planta
- 11 Sedimentador - cortes y detalles
- 12 Pozo seco y pozo de espuma
- 13 Pozo seco y pozo de espuma
- 14 Desinfección UV
- 15 Casa química y Deshidratación de Lodos
- 16 Redes
- 17 Emisario

PROYECTO

Hidráulico Ambiental

Año 2012

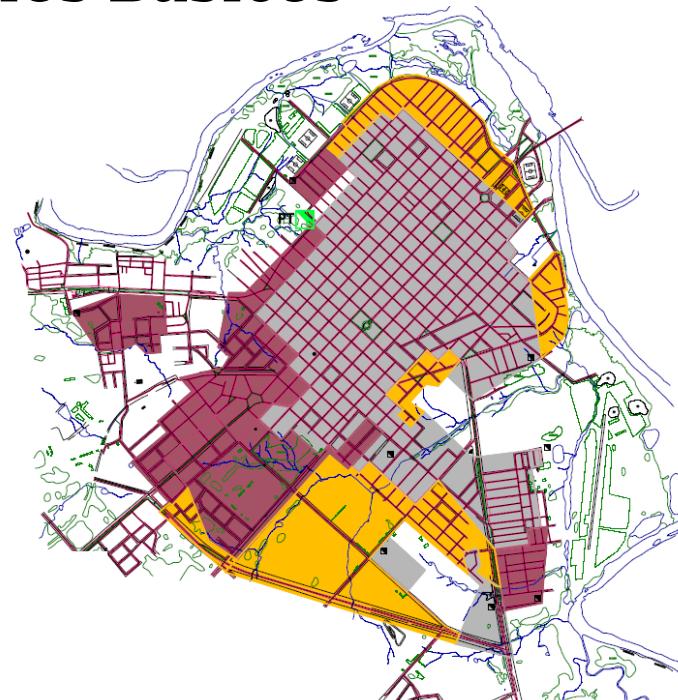
Planta de Tratamiento de Efluentes para
la Ciudad de Artigas
Estudios Básicos

Tutores:

Juan Sanguinetti
Eugenio Lorenzo

Alumnos:

Natalia Batista
Sofía Ormaechea



Índice

Introducción	2
Situación actual.....	4
Proyección de población	6
Método Lineal.....	7
Método Logístico	8
Valores Adoptados	12
Enclaves suburbanos.....	13
Población Servida.....	15
Caudales de Diseño.....	17
Caracterización	19
Alternativas de Tratamiento.....	21
Alternativa 1 – Lodos Activados Convencional + Nitrificación	22
Alternativa 2 – Lodos Activados con Aireación Extendida	29
Alternativa 3 – Lechos Percoladores de doble etapa.....	32
Comparación de Alternativa de Tratamiento.....	36
Análisis de Costo	36
Elección de Alternativa.....	38
Bibliografía	39

Introducción

En el siguiente informe, se presentan la información y los estudios básicos realizados para determinar los parámetros necesarios para el posterior diseño de una planta de tratamiento de efluentes para la ciudad de Artigas.

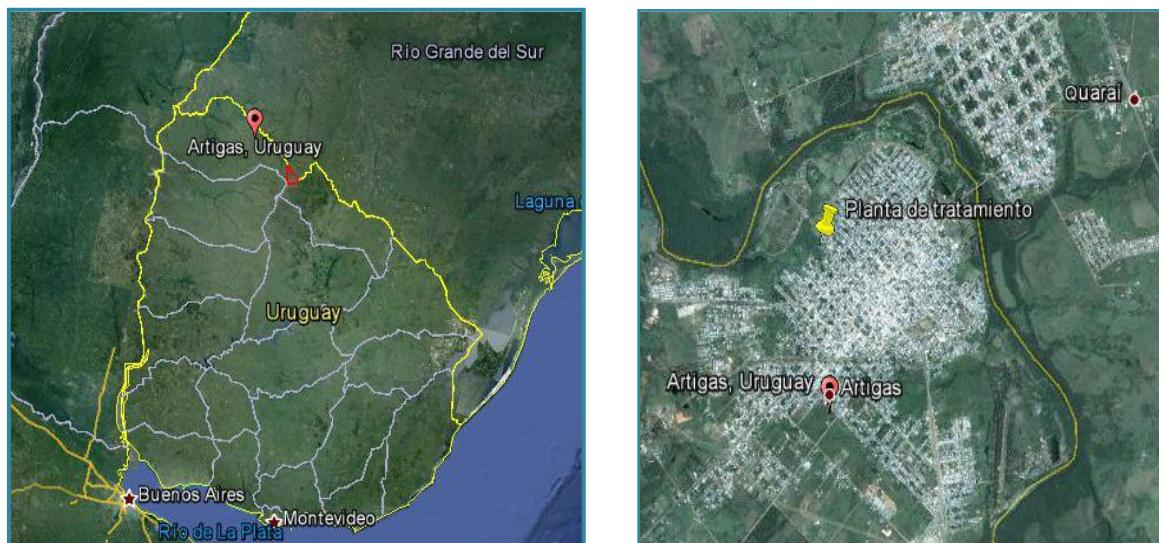
Asimismo, se presenta el estudio de distintas alternativas de tratamiento, que tras su análisis termina en la elección del tratamiento que se utilizará para el diseño definitivo de la planta, el cual tiene como horizonte de proyecto el año 2040.

El prediseño de las unidades y la modalidad de la disposición final de efluentes y residuos, fueron concebidas buscando cumplir con lo establecido en el Decreto 253/79 y también teniendo en cuenta la propuesta de modificaciones a dicho Decreto planteadas por el grupo Gesta agua.

Para tales propósitos se han definido los siguientes productos específicos:

- ✓ Estudio de proyección de población
- ✓ Definición del área a sanear y de la población servida
- ✓ Determinación de los caudales de diseño
- ✓ Caracterización del líquido a tratar
- ✓ Análisis y elección de la alternativa óptima de tratamiento

La ciudad de Artigas, capital del departamento homónimo, se encuentra ubicada al norte de nuestro país y su población actual es de más de 40 mil habitantes.



La actual planta de tratamiento se ubica en calle Carmen Laviaguerre entre Dr. Luis Alberto de Herrera y Rincón, predio identificado como Padrón N° 3168.

Se trata de una instalación vetusta, con severas dificultades operativas por haberse excedido su capacidad, la cual se plantea sustituir por una nueva planta situada en el mismo predio. La traza del nuevo emisario se encuentra sobre la calles Juan B. Torres y Juan Antonio Lavalleja.



A continuación se presenta una sucinta descripción de la situación actual.

Situación actual

El departamento de Artigas se ubica en el extremo norte del país, es el más alejado de la capital, ocupa una superficie de 11.928 km² (6,8% del total del país). Posee una localización de triple frontera, única en el territorio nacional. Limita con Brasil al norte (Río Cuareim) y con Argentina por medio del corredor litoral del Río Uruguay, y tiene como departamentos vecinos a Salto en el sur y Rivera en el este.

Cuenta con dos ciudades, Artigas, la capital ubicada al noreste del Departamento sobre el Río Cuareim y Bella Unión al noroeste sobre el Río Uruguay próximo a la desembocadura del Cuareim en el Río Uruguay y a la triple frontera con Brasil y Argentina. (Extraído del Informe de Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial, DINOT)

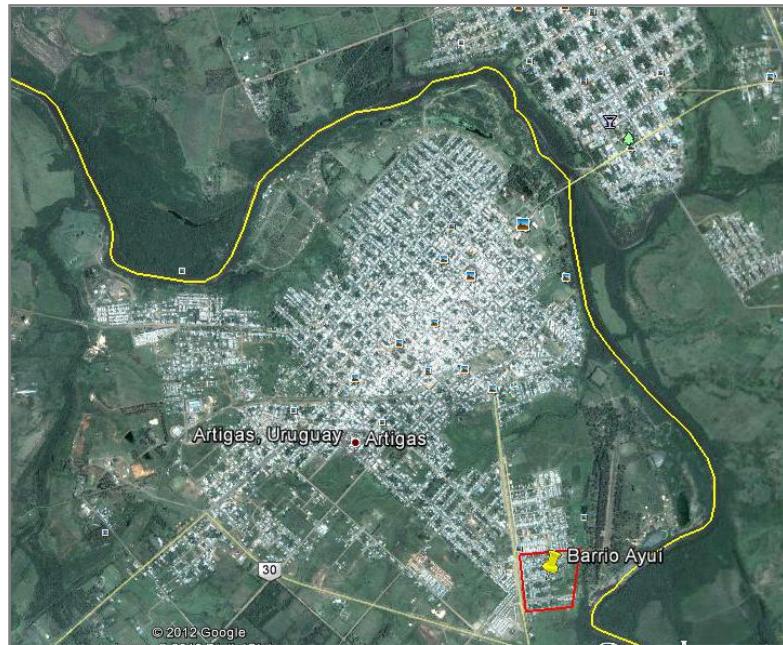
La población total del departamento de Artigas –según el último Censo de Población y Vivienda– se sitúa en 78.019 personas, que representa el 2,4% de la población total uruguaya y el 4,1% de la del interior del país. La ciudad de Artigas cuenta con una población de 41.687 habitantes, aunque considerando su periferia alcanza aproximadamente a 44.000 habitantes lo que corresponde al 56% del total departamental.

El sistema de agua potable presenta una gran cobertura, cercana al 100% del área urbana de la ciudad y zonas circundantes. Dicho sistema es abastecido por una Planta de Producción de Agua Potable convencional, que toma agua del río Cuareim, y por varias perforaciones, de gran capacidad, para extracción de agua subterránea.

El sistema de saneamiento y alcantarillado data de la década del 30, es un sistema de tipo separativo convencional, siendo la mayor parte de las tuberías de hormigón. En la ciudad se identifican algunos sectores carentes de servicio de saneamiento principalmente ubicados al oeste y al suroeste. Según datos brindados por OSE, la cobertura global de saneamiento es de 44 % al año 2009.

El sistema de alcantarillado tiene una descarga principal ubicada en la parte noroeste de la ciudad que corresponde a la estación depuradora existente, la cual vierte al río Cuareim y consiste en un tanque Imhoff más un lecho de secado de lodos. Actualmente, la capacidad de la planta se encuentra excedida provocando que la eficiencia del tratamiento sea menor a la requerida y que gran parte de los efluentes generados se vieran sin tratar.

Por otro lado, existe un sistema independiente en el barrio Ayuí con tratamiento secundario que consiste en una laguna facultativa cuyo efluente se vierte a la cañada Zanja Caballero tributaria del río Cuareim.



Proyección de población

Una vez fijado el horizonte del proyecto en el año 2040, se procede a proyectar el crecimiento esperado de la población en base a datos obtenidos de los censos nacionales realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

Censos Nacionales (INE)					
Año	1963	1975	1985	1996	2004
Población (hab)	24.412	29.211	35.119	40.244	41.687

Existen en la ciudad de Artigas dos enclaves suburbanos: Pintadito y Cerro Ejido, asentamientos en vías de regularización a través del PIAI, censados a partir del año 2004.

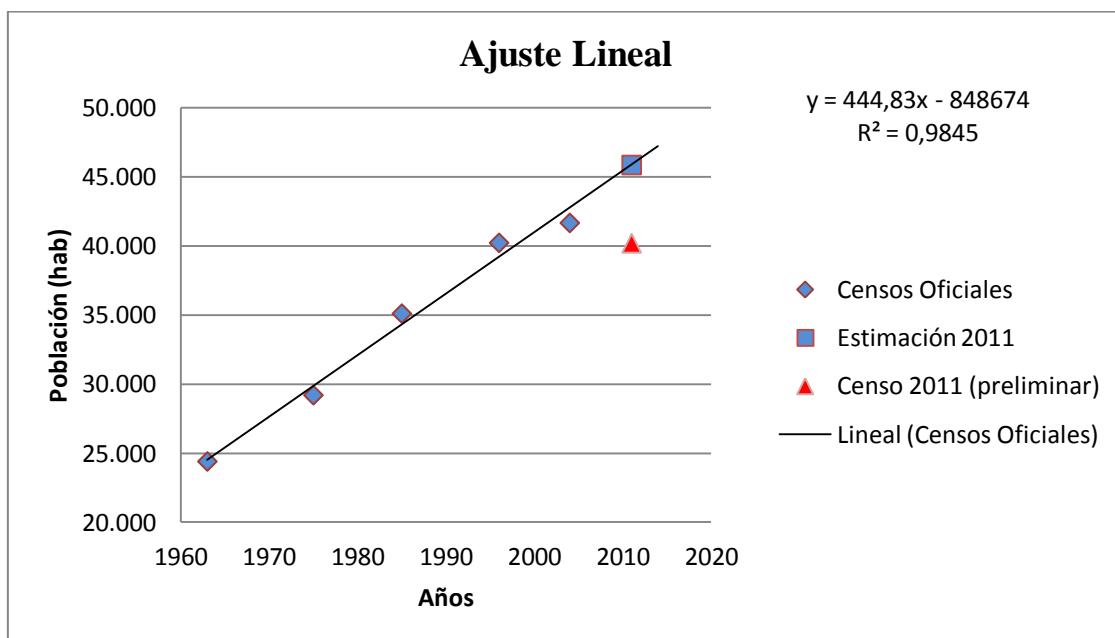
A la fecha, se dispone de los datos oficiales de los censos nacionales hasta el año 2004, si bien existen datos preliminares del pasado censo 2011. Según estos datos, la población de la ciudad de Artigas es de 40.210, Pintadito 1.636, Cerro Ejido 790.

Los métodos utilizados para proyección del crecimiento de una población expuestos en bibliografía son generalmente tres, el lineal, el logístico y el exponencial. Para el análisis, este último fue descartado pues no se corresponde con el crecimiento demográfico esperado en Uruguay.

Método Lineal

Este método consiste en suponer que la variación de la población en el tiempo es constante, por lo que el crecimiento se puede estimar a partir del ajuste de los datos por una función lineal.

En el gráfico 1, obtenido a partir de todos los datos censales oficiales a la fecha, es fácilmente apreciable la tendencia lineal la cual se refleja en el R^2 calculado, asociado a la línea de tendencia. Por otro lado, considerando el dato parcial de la población arrojado por el censo 2011, no es posible afirmar que esta tendencia se haya mantenido en el último periodo.



Con el ajuste lineal a los datos de los censos oficiales se obtiene la siguiente ecuación:

Población (hab) = $444,83 \cdot x - 848674$, siendo x el año correspondiente a la población que se desea estimar.

*Población Proyectada al año 2040 a partir del método lineal para la ciudad de Artigas: **58.779 habitantes***

Método Logístico

En el modelo de crecimiento logístico se considera que la población crece asintóticamente en función del tiempo hasta un valor límite de saturación (P_{sat}).

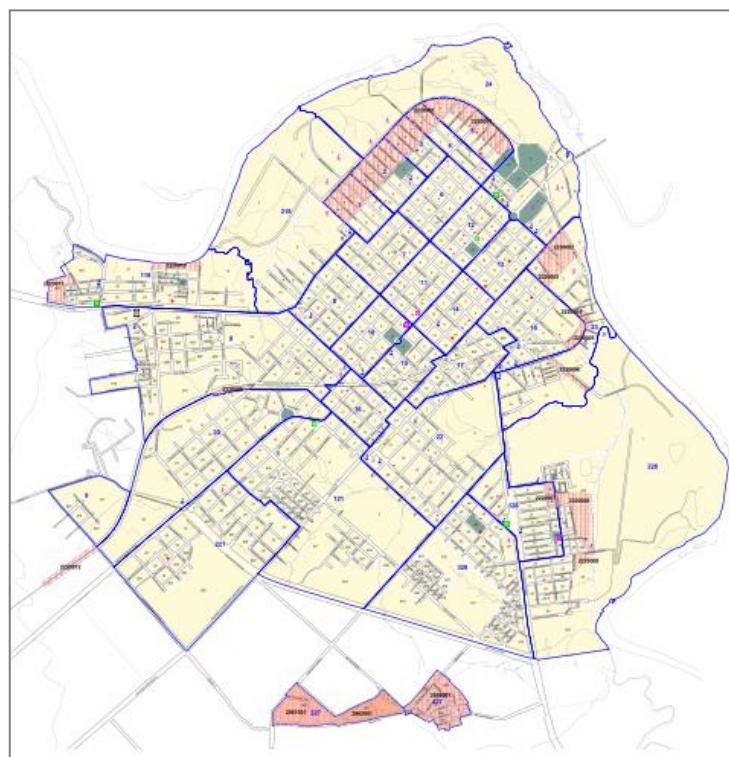
La población de saturación se determina en función de diferentes variables del lugar en estudio: características geográficas, de infraestructura, socioeconómicas, etc.

Para el cálculo de la población de saturación se trabajó con el área que la ciudad ocupa actualmente y se agregaron las áreas cercanas aún no urbanizadas o no densamente pobladas. Para la definición de éstas últimas se consideró una proyección de áreas a urbanizar realizada por la Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial (DINOT).

Una vez definida el área urbanizable se definió la densidad de saturación para las diferentes zonas y se determinó el valor de la población de saturación como el producto del área por la población de saturación estimada.

Para la estimación de la densidad de saturación se utilizaron dos criterios: el primero considerar diferentes densidades de saturación según la zona entendiendo que tienen diferentes características de urbanización. El segundo asignar una única densidad a toda la ciudad.

En la asignación de las diferentes densidades de saturación se comenzó por calcular la densidad actual de cada área -se trabajó con los segmentos censales definidos por el Instituto Nacional de Estadística- y luego se otorgó a cada zona una densidad de saturación.



Plano 1 - Sectores Censales

La asignación de diferentes densidades de saturación según la zona se realizó siguiendo dos criterios:

Criterio 1a:

Densidad (hab/Há)		P_{sat} (hab)
Saturación	Actual	
150	mayor a 100	
100	entre 57 y 100	
57	menor a 57*	75436

* el valor de 57 hab/há corresponde a la densidad actual promedio

Criterio 1 b:

Densidad (hab/Há)		P_{sat} (hab)
Saturación	Actual	
150	mayor a 75	
75	menor a 75	90073

Para el segundo criterio se adoptó el valor de 150 hab/Há como densidad de saturación para toda la ciudad, éste valor es sugerido en bibliografía en el caso de ciudades pequeñas y es además acorde con el hecho de que la zona con mayor densidad (zona céntrica) en la actualidad tiene 126 hab/Há.

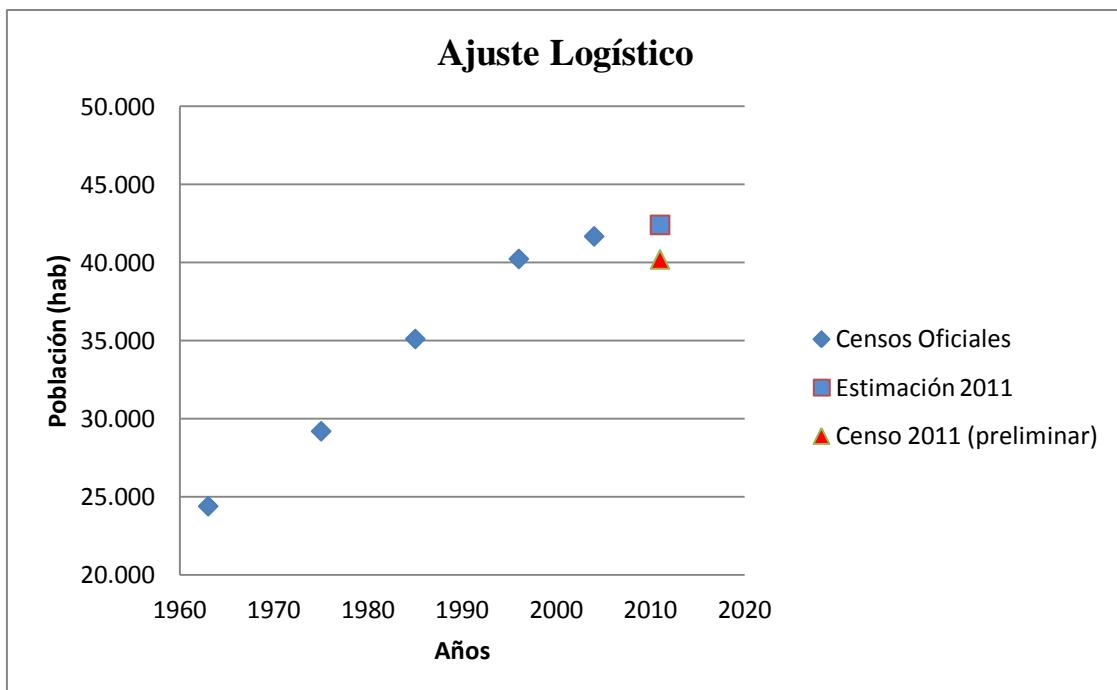
El valor de población (o densidad) de saturación se adoptó siguiendo este último criterio, (asignando a toda el área urbanizada y a urbanizar el valor de población de saturación de 150 hab/Há).

La adopción de este criterio se basa en ser el que más se ajusta a lo que conceptualmente se entiende por saturación de una localidad.

Densidad (hab/Há)		P_{sat} (hab)
Saturación	Actual	
150	Todas las densidades	165261

Segmento	cálculo de densidad actual			Población Saturación (hab)		
	Pob 2004	Área urbanizable (Há)	Dens Actual (hab/Há)	Criterio 1a	Criterio 1b	Criterio 2
1	1027	11,4	90	1144	1715	1715
2	1169	14,1	83	1413	2120	2120
3	806	8,5	95	852	1278	1278
4	1177	9,3	126	1397	1397	1397
5	1664	14,3	116	2148	2148	2148
6	1295	16,2	80	1618	2427	2427
7	1244	17,9	69	1794	1346	2691
8	1432	20,2	71	2017	1513	3026
9	2914	101,0	29	5754	7571	15143
10	862	15,9	54	905	1191	2382
11	771	15,8	49	903	1189	2377
12	981	16,0	61	1597	1197	2395
13	926	16,1	58	1610	1208	2415
14	772	16,2	48	926	1218	2436
15	717	16,1	45	915	1204	2409
16	849	13,6	62	1363	1022	2045
17	744	17,7	42	1011	1330	2660
18	1985	28,2	70	2816	2112	4225
20	1950	70,5	28	4019	5288	10577
22	2402	60,9	39	3471	4567	9135
23	2309	47,9	48	2732	3595	7190
24	263	15,0	17	858	1129	2257
119	2168	49,1	44	2799	3683	7365
121	1464	107,1	14	6102	8029	16059
128	2208	25,3	87	2533	3799	3799
219	916	14,1	65	1413	1060	2119
221	1219	76,9	16	4383	5767	11534
228	2638	41,1	64	4106	3079	6159
328	2815	75,2	37	4286	5639	11278
a urbanizar	0	150,0	0	8550	11250	22500

Una vez definida la población de saturación se realizó la proyección al año 2040, para éste cálculo se tomaron los datos de los dos últimos censos oficiales de los años 1996 y 2004. Como el método plantea que los datos censales deben estar separados 10 años se realizó el ajuste correspondiente para poder trabajar con los datos más actuales disponibles.



Para el cálculo de la población al año 2040 a partir de éste método se utilizaron las formulaciones siguientes:

$$P(hab) = \frac{P_{sat}}{1 + e^{a-bt}}$$

Siendo:

P_{sat} : la población de saturación asignada a la localidad, $P_{sat} = 165.261$ hab

t: los años transcurrido entre el primer censo del que se utilizan datos y el año al que se quiere proyectar la población.

a y b: son coeficientes del método que se calculan de la siguiente manera

$$a = \ln\left(\frac{P_{sat} - P_o}{P_o}\right)$$

$$b = -\frac{1}{10} \ln\left(\frac{P_o * (a - P_1)}{P_1 * (a - P_o)}\right)$$

P_o : población correspondiente al primer censo del que se utilizan datos (censo 1996)

P_1 : población correspondiente al último censo del que se utilizan datos (censo 2004)

*Población Proyectada al año 2040 a partir del método logístico para la ciudad de Artigas:
48.592 habitantes*

Valores Adoptados

Los valores de población proyectada al año 2040 obtenidos con los métodos descritos arrojan valores que difieren de manera significativa.

Realizando un análisis de las razones en que puede basarse esta diferencia se observa, por un lado, que los datos de los censos oficiales (o sea sin considerar el censo 2011) se ajustan bien a una función lineal pero ésta tendencia no se mantiene al trabajar con éste último dato.

Por otro lado, no se puede decir que la tendencia lineal haya cambiado ya que el único dato (población del censo 2011) que no se ajusta bien a la misma, además de ser uno sólo, es un dato no oficial. De todos modos se debe tener en cuenta el hecho que es el valor de población más reciente con que se cuenta.

Por otra parte, en la actualidad la situación económica del país ha mejorado y se está llegando a una emigración muy baja acompañada con el retorno de ciudadanos uruguayos que se encontraban viviendo en el exterior.

Por las razones expuestas no es claro que la población vaya a crecer conforme a una de las tendencias antes mencionadas (tendencia lineal y tendencia según el modelo logístico), por tanto, a la hora de considerara la población proyectada al año 2040 se decidió tomar el promedio de ambas.

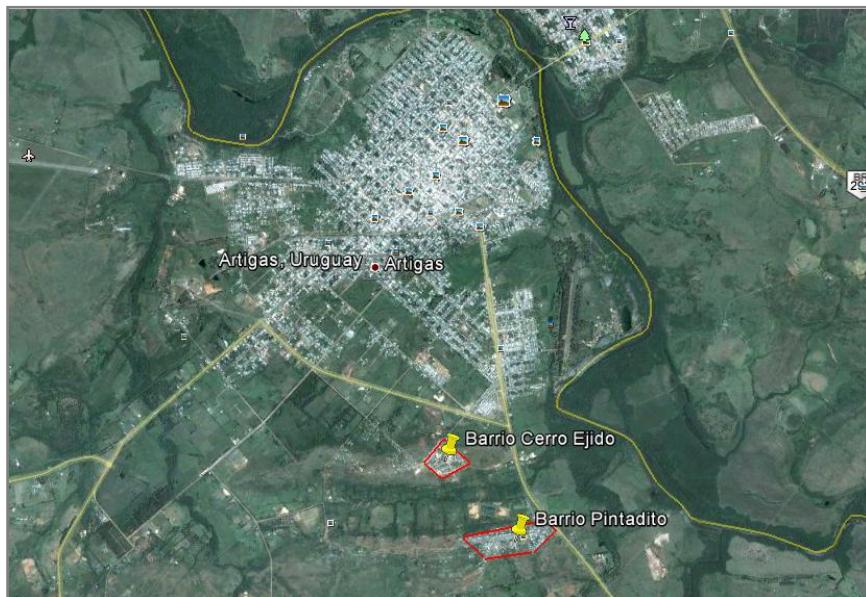
Población proyectada para el año 2040	
Método lineal	58.779
Método logístico	48.592
Promedio	53.686

*Población Proyectada al año 2040 para la ciudad de Artigas: **53.685 habitantes***

Población según el último censo oficial (2004)	41.687
Población proyectada al año 2040	53.686
Porcentaje de crecimiento	29%

Enclaves suburbanos

Según el último censo, en la periferia de la ciudad de Artigas existen dos enclaves suburbanos (Pintadito y Cerro Ejido), regularizados al día de hoy a través del Programa de Integración de Asentamientos Irregulares (PIAI), los cuales aparecen como localidades diferentes a la ciudad pero tanto en términos de saneamiento como del resto de los servicios son parte de la misma.



La proyección de población para estos dos barrios se realizó partiendo del supuesto de que el crecimiento puede ser superior al asignado a la ciudad por dos razones: el hecho de ser lugares de establecimiento reciente y las características socioeconómicas de la población que allí vive. Para corroborar ésta hipótesis se utilizaron los datos preliminares del censo 2011, los cuales concuerdan con un crecimiento mayor al del 28,8% correspondiente a la ciudad. Se utilizaron los datos de 2004 y 2011 para realizar una proyección lineal para luego tomar como población a 2040 el promedio de las dos proyecciones anteriores.

Se determinó la población de saturación de éstos barrios para verificar la consistencia del cálculo realizado con el valor de población de saturación obtenido.

Crecimiento Lineal		
Años	Cerro Ejido	Pintadito
2004	516	1487
2011	790	1636
2040	1925,72	2253,44
crecimiento	273,2%	51,5%

Población Proyectada (hab)						
Enclaves suburbanos	Área (Há)	Crecimiento 28,8%	Crecimiento Lineal	Promedio	% Crecimiento	Psat (hab)
Cerro Ejido	14	665	1926	1295	151,0%	2100
Pintadito	20	1915	2253	2084	40,2%	3000
Total				3379		

Población Proyectada al año 2040 para los enclaves suburbanos: 3.379 habitantes

Población total proyectada al año 2040 para la ciudad de Artigas más sus Enclaves suburbanos: 57.064 habitantes.

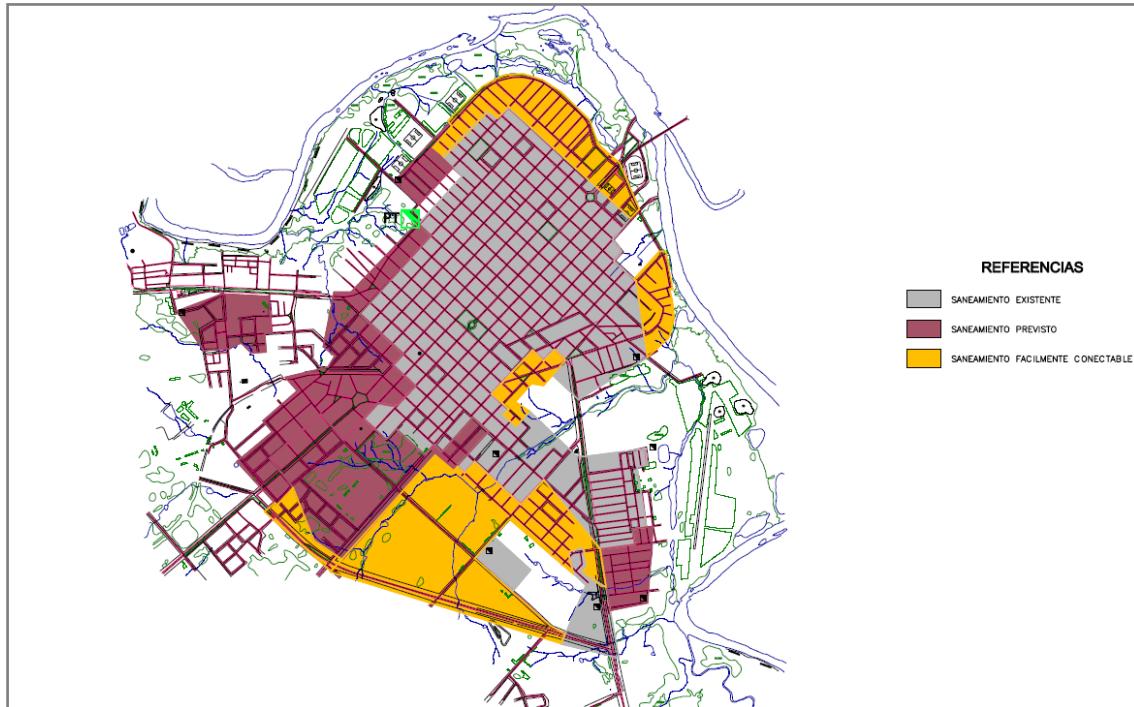
Población Servida

Para la estimación del porcentaje de cobertura de la población, en primer lugar se determinaron las cuencas de saneamiento a aportar, mediante un plano de curvas de nivel de la ciudad de Artigas y tomando en cuenta toda la zona urbana y a urbanizar prevista por el Plan de Ordenamiento Territorial (POT).

Se identificó cuales de las cuencas ya contaban con cobertura total o parcial y se adoptó como criterios para la inclusión de las restantes a la red:

- ✓ Cuencas con áreas saneadas, por lo que debiera el resto de la cuenca ser fácilmente conectada a la red existente.
- ✓ Cuencas con áreas que se encuentra previsto por OSE su pronta conexión, ya sea por:
 - obra ejecutada
 - proyecto de obra
 - sin proyecto pero con solicitud de servicio y a poca distancia a la red existente.

En resumen, se determinó un área total a sanear, en la cual no se consideraron otras zonas fuera de las actualmente previstas pues éstas ya implican un importante trabajo en ejecución de obras a realizar.



A partir del crecimiento proyectado para la ciudad y la población actual de cada sector censal, se calculó la población futura por zonas y en base a su ubicación se definió un porcentaje de cobertura, determinando así la población servida.

Se muestra a continuación la tabla con la población por sectores censales y su cobertura. Se calculó el porcentaje de cobertura total que alcanzó el 74 % (considerando la ciudad de Artigas y sus enclaves suburbanos), lo cual es un valor razonable de proyección, partiendo del actual 44%.

Segmento	Área urbanizable (Há)	Población 2040 (hab)	Área a Sanear (Há)	Cobertura	Población Servida (hab)	
					Por colector	Por barométrica
1	11,44	1.323	11,44	100%	1.323	0
2	14,13	1.505	14,13	100%	1.505	0
3	8,52	1.038	8,52	100%	1.038	0
4	9,32	1.516	9,32	100%	1.516	0
5	14,32	2.143	14,32	100%	2.143	0
6	16,18	1.668	16,18	100%	1.668	0
7	17,94	1.602	17,94	100%	1.602	0
8	20,17	1.844	20,17	100%	1.844	0
9	100,95	3.753	24,60	24%	914	2.838
10	15,88	1.110	15,88	100%	1.110	0
11	15,85	993	15,85	100%	993	0
12	15,97	1.263	15,97	100%	1.263	0
13	16,10	1.193	16,10	100%	1.193	0
14	16,24	994	16,24	100%	994	0
15	16,06	923	16,06	100%	923	0
16	13,63	1.093	13,63	100%	1.093	0
17	17,74	958	17,74	100%	958	0
18	28,16	2.556	28,16	100%	2.556	0
20	70,51	2.511	31,91	45%	1.136	1.375
22	60,90	3.093	31,91	52%	1.621	1.472
23	47,93	2.974	18,89	39%	1.172	1.802
24	15,05	339	15,05	100%	339	0
119	49,10	2.792	23,40	48%	1.331	1.461
121	107,06	1.885	44,54	42%	784	1.101
128	25,33	2.843	25,33	100%	2.843	0
219	14,13	1.180	0,00	0%	0	1.180
221	76,89	1.570	27,78	36%	567	1.003
228	41,06	3.397	41,06	100%	3.397	0
328	75,19	3.625	22,00	29%	1.061	2.564
a urbanizar	150,00	0	0,00	0%	0	0
Totales	1.101,74	53.685	574,11	72%	38.889	14.796

Por otro lado, además de la cobertura de la ciudad de Artigas, se considerarán el 100% de cobertura para las poblaciones proyectadas en el área ya saneada en las zonas de Cerro Ejido y Pintadito.

Población servida	Porcentaje de la población proyectada
Por colector	42.268
Por barométrica	14.796

Caudales de Diseño

Para la estimación de los caudales, fue necesario determinar los siguientes parámetros: dotación, coeficiente de retorno y coeficientes de pico.

Los caudales se calcularon como:

$$Q_{med} (l / \text{día}) = Coef_R * Dot(l / \text{hab.} / \text{día}) * Pobl_{serv}(\text{hab.})$$

$$Q_{máx,d} (l / \text{día}) = Q_{med,d} (l / \text{día}) * K_1$$

$$Q_{máx,h} (l / \text{día}) = Q_{máx,d} (l / \text{día}) * K_2$$

Siendo:

$Coef_R$: Coeficiente de retorno

$Dot(l / \text{hab.} / \text{día})$: Dotación por habitante por día

K_1 : Coeficiente de pico diario

K_2 : Coeficiente de pico horario

$Pobl_{serv}(\text{hab.})$: Población servida, distinguiéndose entre población con saneamiento por colector y población con servicio de barométrica.

Los valores adoptados son:

	Por colector	Por barométrica
Coef de retorno	0,9	0,3
Dotación (l/hab/día)	200	100
Población Servida (hab)	42268	14796
k1	1,5	-
k2	2,0	-

Los valores adoptados para colector fueron obtenidos de recomendaciones por parte de OSE, para poblaciones de localidades del interior del país. Y los valores adoptados para barométrica fueron estimados a partir del supuesto de que las instalaciones de suministro de agua potable tiene características inferiores a las de población por colector, dando una dotación inferior, así como también un bajo coeficiente de retorno dado el mayor uso de pozos filtrables al terreno.

Según datos obtenidos por OSE y recomendaciones para localidades medianas, se adoptó un valor de $k_1 = 1,5$ y $k_2 = 2$.

Asimismo, para determinar los caudales de diseño se debe además considerar un aporte por infiltraciones. Se tomó en cuenta el estado actual de la red colectora y red de suministro de agua potable y se consideran a su vez las características de los suelos rocosos presentes. Según varios datos recogidos en bibliografía de máximos y mínimos se tomó un valor promedio alcanzando 77 l/s. Actualmente, según cálculos realizados a partir de información de OSE, las

pérdidas en el suministro de agua potable alcanzan valores de 150 l/s, siendo agua presente en el suelo posible a infiltrarse.

Valores de Bibliografía	tasa (l/há/día)		Infiltración (l/s)	
	mín	máx	mín	máx
Metcalf y Eddy	0,0023	0,32	1	195
IMM	0,04	0,07	24	43
Norma Colombiana	0,05	0,4	30	243
Norma Venezolana	0,05	0,08	30	49
Valor promedio			22	132
			77 l/s	Valor adoptado

Por otro lado, para el cálculo del caudal a tratar no fueron considerados los aportes por intrusiones pluviales los que posteriormente se estimarán para el diseño del aliviadero a ubicar en el ingreso de la Planta.

De esta manera se obtuvieron los siguientes resultados:

	Caudales (l/s)	
	Por colector	Por barométrica
$Q_{med,d}$	88	0,3
$Q_{máx,d}$	132	-
$Q_{máx,h}$	264	-
$Q_{Infiltración}$	77	

Finalmente se consideran los siguientes caudales de diseño:

$$Q_{diseño_planta} = Q_{máx,d}^{colector} + Q_{med,d}^{barométrica} + Inf$$

$$Q_{verificación_de_unidades_Planta} = Q_{máx,h}^{colector} + Q_{med,d}^{barométrica} + Inf$$

Obteniendo:

Caudales de Diseño (l/s)	
$Q_{med,d}$	170
$Q_{diseño_Planta}$	214
$Q_{verificación}$	346

Caracterización

Para la caracterización del líquido a tratar se consideraron los aportes que llegarán a la planta según su origen en la medida que éste condiciona las cargas y/o concentraciones del líquido residual. Por un lado, el afluente doméstico proveniente de la red de saneamiento y por otra parte se consideró el líquido barométrico residual que llega a la planta a través de los camiones barométricos.

No se distinguieron los aportes industriales visto que los mismos no son significativos.

Valores adoptados:

	Carga (g/hab/día)	
	Por colector	Por barométrica
DBO ₅	50	21.6
SST	50	46.2
NTK	12	3
P	2,5	1.5

Población servida (hab)	
Por colector	42.268
Por barométrica	14.796

Caudal Medio Diario a tratar (l/s)	170
------------------------------------	-----

Los valores presentados de carga para el efluente por colector y los valores de carga de DBO₅ y SST para la caracterización del líquido barométrico se obtuvieron a partir del Informe Diagnóstico realizado para OSE, (Informe Tahal, 2005).

Los valores faltantes de carga de NTK y P se obtuvieron de bibliografía (Metcalf y Eddy, 1995). Las recomendaciones que aparecen en el mencionado texto son amplios rangos de valores para cada uno de los parámetros. Tomando en cuenta que las concentraciones de DBO₅ y SST que se indicaban en el informe se encontraban en el límite inferior de sus rangos respectivos, se eligieron los valores de NTK y P de la misma forma.

Una vez determinadas las cargas de cada aporte, y a partir de la población saneada con cada sistema se determinó la carga total (Kg/día). Asimismo con éste valor y el caudal medio diario total a tratar, se calcularon las concentraciones (mg/l). Obteniéndose los siguientes resultados:

	Carga Total (kg/día)	Concentración (mg/l)
DBO5	2432	165
SST	2797	190
NTK	552	37
P	128	8

Los valores del efluente tratado fueron establecidos en función del cumplimiento del Decreto 253/79 y Modificativos, atendiendo en particular a las características del cuerpo receptor y a su gran variabilidad de caudales.

	Concentraciones (mg/l)
DBO5	20
SST	40
NTK	2
P	5

A partir de la concentración del afluente y las concentraciones elegidas para el efluente se calcularon los siguientes porcentajes de remoción requeridos:

	Remoción requerida (%)
DBO5	88
SST	79
NTK	95
P	38

Alternativas de Tratamiento

Dados los requerimientos de remoción, se pasó a analizar diferentes alternativas de tratamiento secundario.

En primera instancia, los tratamientos secundarios considerados son biológicos por tratarse de un efluente esencialmente doméstico, sin indicios de sustancias tóxicas para una comunidad microbiana de organismo.

En segundo lugar no fueron considerados los tratamientos anaerobios convencionales debido a que no se obtienen altas eficiencias, además de que son recomendados para altas cargas de materia orgánica. El afluente a la planta, como se mencionó anteriormente presenta una DBO_{5,20} de 165 mg/l y se requiere de una remoción del 88%.

Las alternativas elegidas de tratamiento aerobio son:

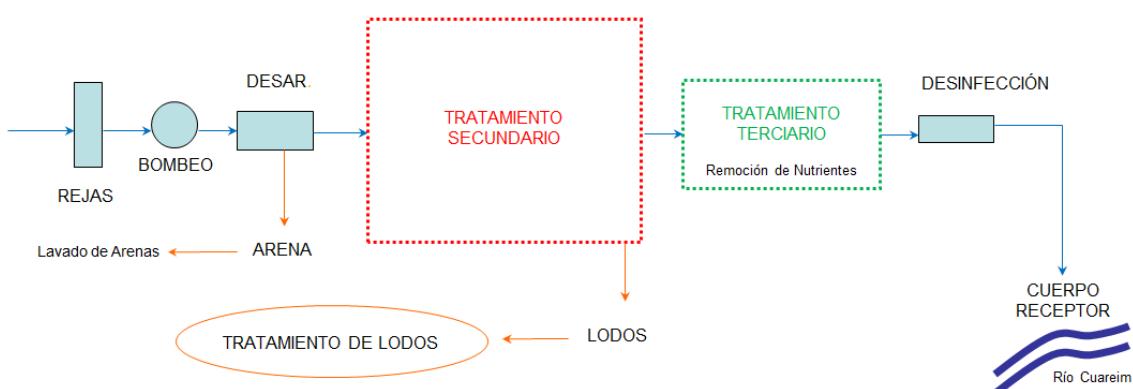
- 1- Lodos Activados Convencional
- 2- Lodos Activados con Aireación extendida
- 3- Lechos Percoladores

Para el estudio de cada alternativa se realizó un prediseño de las unidades correspondientes, como también, de las unidades adicionales necesarias para el tratamiento completo del efluente y el lodo obtenido de este. Por ende, no se realizó prediseño de las conducciones y las unidades necesarias que se entienden comunes y/o comparables a todas las alternativas.

Para el tratamiento de lodos se entiende común a todas las alternativas una etapa de deshidratación y una de desinfección.

Como criterio general para el prediseño de las unidades se considera dos líneas en paralelo de tratamiento, por lo que el caudal de diseño considerado es de 107 l/s correspondiente a la mitad del caudal máximo diario para el final del periodo previsión.

DIAGRAMA DE FLUJO



Alternativa 1 – Lodos Activados Convencional + Nitrificación

EL proceso básico de lodos activados se integra por varios componentes:

- Reactor Aerobio
- Sistemas de aireación
- Sedimentador Secundario
- Sistema de tubería y bombas para la recirculación y purga de lodos

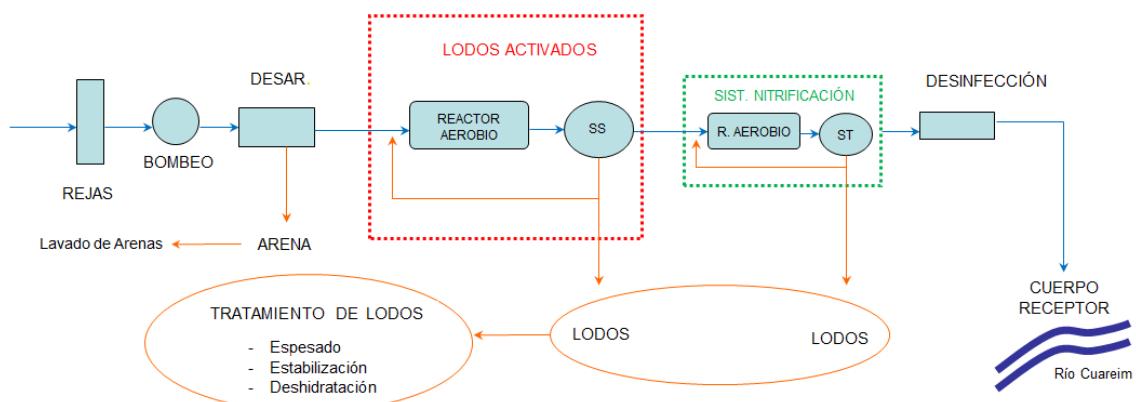
Por otra parte, para cumplir con el total de los requerimientos de remoción es necesario incorporar al tratamiento, un reactor de nitrificación también aerobio y su correspondiente sedimentador.

En cuanto al tratamiento de los lodos en necesario su estabilización para evitar su putrescibilidad y por tanto evitar los malos olores. Por lo que, para esta alternativa se entendió necesario:

- Etapa de espesado para reducir el volumen del lodo a tratar, reduciendo así el volumen de las unidades siguientes.
- Un digestor anaerobio para su estabilización.

La etapa de espesado no se consideró necesario prediseñar, dado que el análisis de la alternativa y los costos asociados de las restantes unidades son suficientes para realizar una evaluación.

DIAGRAMA DE FLUJO



Prediseño de unidades

Reactores

Se adoptan los siguientes parámetros obtenido de la bibliografía (Metcalf y Eddy, 1995):

Parámetros	Reactor-1	Reactor-2	Parámetros adicionales	Afluente
Y (kgSSV/kg S ₀)	0,6	0,1	SSV/SST	0,8
Kd (d ⁻¹)	0,06	0	f (DBO ₅ /DBO _L)	0,68
X (mgSSV/lts)	2500	200		
μ _{máx} (d ⁻¹)		0,3		

Dónde : Y: Coeficiente de producción celular en kg de SSV por kg de sustrato (DBO₅ o NKT)

Kd: Coeficiente de descomposición endógena en 1/días

X: Concentración de microorganismos en el reactor en mgSSV/l

μ: Tasa de crecimiento específico en 1/días para organismo nitrificantes

Para el reactor de remoción de materia orgánica (Reactor-1), se eligió un tiempo de retención celular de 8 días, valor comprendido en el rango recomendado de 4 a 15 días para un sistema de lodos convencional de mezcla completa.

A partir de este valor, se calculó un tiempo de retención hidráulico (θ_h) de 4,51hs. Por lo que a partir de θ_h y el caudal se determinó el volumen del reactor de aproximadamente 1.740m³.

Para el cálculo del tiempo de retención hidráulico se utilizó la ecuación siguiente:

$$\theta_h = \frac{\theta_c \cdot Y \cdot (S_0 - S_e)}{X \cdot (1 + K_d \cdot \theta_c)} \text{ donde } (S_0 - S_e) = 145 \text{ mg/l es el sustrato removido medido como DBO}_5$$

Se adoptó un reactor de sección cuadrada de 20,9m de lado y una profundidad total de 4,3m (incluye 0,3m de franquía), para favorecer el aporte de oxígeno a través del sistema de aireación de fondo por difusores.

Para el caso del reactor de Nitrificación (Reactor-2), a partir del valor de bibliografía de μ máximo de las bacterias nitrificantes y a través de la fórmula de Monod considerando como sustratos limitantes el amonio y el oxígeno disuelto (valor sugerido 2mg/l), se obtiene una tasa de crecimiento de 0,165 d⁻¹. Por lo que el tiempo de retención celular, afectado por un coeficiente de seguridad de 1,5 es de 9 días.

Formula de Monod ampliada:

$$\mu = \mu_{\max} \frac{NO_3^-}{K_{NO_3} + NO_3^-} x \frac{S}{K_s + S}$$

μ : Tasa de crecimiento específica de bacterias desnitrificantes (d⁻¹)

μ_{máx.} : Tasa de crecimiento específica máxima (d⁻¹)

K_{NO₃} : Constante (mg NO₃⁻/l) valor 0.7

S y K_s : Sustrato limitante, este caso, concentración de OD =2mg/l y K_s=0.7

A partir de este valor se obtuvo un valor θ_h igual a 2.89 horas, quedando determinado un volumen para este reactor de aproximadamente de 1.114m^3 por lo que se adoptó un reactor de sección rectangular de $20,9 \times 17,8\text{m}$ y una profundidad igual al del Reactor-1 de 4,3m.

Para el cálculo del θ_h se utilizó la misma fórmula que en el primer reactor, pero en este caso $(S_0 - S_e) = 35\text{mg/l}$ es el sustrato removido NTK medido como Nitrógeno.

Para el primer reactor, una vez diseñado el reactor a partir de los parámetros adoptados, se debe verificar el valor de la Carga volumétrica aplicada (C_v) y la relación alimento microorganismos en el reactor (F/M).

$$Cv = C_{DBO} / V : \text{Carga volumétrica aplicada (kgDBO}_5/\text{m}^3)/\text{d}$$

$$C_{DBO} = Q * \text{Conc DBO} \quad \text{Caga aplicada de sustrato en DBO kg de sustrato por día}$$

$$\text{F/M : Relación Alimento / Microorganismos (kgDBO}_5/\text{d} / \text{kSSV})$$

$$\frac{F}{M} = \frac{Q * S_o}{V_{reactor} * X}$$

Los rangos establecidos para los parámetros de verificación mencionados son (Metcalf y Eddy, 1995):

Parámetro	Rango
Cv (kg sustrato/m ³ /día)	0,8 a 2,0
F/M (kg sustrato/kSSV/d)	0,2 a 0,6

Los valores calculados son:

Parámetros	Reactor-1
C sustrato (kgSustrato/día)	1.527
Cv (kg sustrato/m ³ /día)	0,88
F/M (kg sustrato/kSSV/d)	0,35

Los valores calculados se encuentran dentro del rango recomendado por lo que se espera un buen funcionamiento en el reactor.

Sistema de Aireación

Para el diseño del sistema de aireación se debe estimar el aporte de oxígeno necesario para que se pueda degradar la materia orgánica carbonosa en el reactor 1 y que se lleve a cabo la nitrificación (oxidación de amonio a nitrato) del líquido en el reactor 2.

El requerimiento de oxígeno para la degradación de la materia orgánica carbonosa se calcula a partir de la ecuación siguiente: $O_c = \frac{Q.(S_0 - S_e)}{f} - 1.42.P_L$

Dónde: Q: caudal de diseño del reactor

$S_0 - S_e$: es el sustrato removido medido como DBO_5

f: relación entre DBO_5 y DBO_L

P_L : producción de lodo

La producción de lodo se calcula partiendo de la producción específica de lodo con las fórmulas siguientes:

$$P_{EL} = \frac{1}{\theta_c \frac{F}{M}}$$

$$P_L = P_{EL} * C_{DBO}$$

Resultando: $O_c = 1200 \text{ KgO}_2/\text{día}$

Para el reactor 2, se determina la demanda de oxígeno para la nitrificación: $O_N = 4,57 \times C_{TKN}$

Nitrógeno nitrificable: $N_{nitrif} = TKN_0 - 0.05.S_0 - N_e$ siendo TKN_0 el nitrógeno total Kjeldahl y N_e el contenido de nitrógeno en el efluente.

Carga de nitrógeno nitrificable: $C_{TKN} = Q N_{nitrif}$

Resultando: $O_N = 1.090 \text{ KgO}_2/\text{día}$

El requerimiento total de oxígeno resulta: $O_{CN} = O_c + O_N = 2290 \text{ KgO}_2/\text{día}$

Con la demanda de oxígeno se determinó el caudal de aire:

$Q_{aire} = \frac{O_{CN}}{0,2784e} = 41.117 \text{ m}^3/\text{día}$, considerando una eficiencia (e) del 20 %, esta eficiencia corresponde al sistema de aireación elegido.

A partir de las siguientes ecuaciones se calcula la potencia necesaria para el aporte de aire:

$$e = \frac{V \frac{dC}{dt}}{0,2784 Q_a} \quad \text{Aporte específico} = \frac{V \frac{dC}{dt} / 1000}{\text{Potencia (kW)}}$$

Potencia = 2,1 kWh

En resumen, el requerimiento de oxígeno se estimó en 1.200 y 1.090 kg/día en el Reactor 1 y 2 respectivamente comprendiendo un sistema de aireación conformado por difusores de burbuja fina (<2mm) de Aporte Específico de 1,1 kg O₂/kwh por lo que su consumo sería de 2.1kwh de energía. Considerando una eficiencia (e) del 20% y el nitrógeno en el efluente (Ne) de 2mg/L cumpliendo con el Decreto (<5 mg/L), se determina un caudal de aire total de 41.117 m³/día.

Caudal de Purga y Recirculación

Para el cálculo de los caudales de recirculación y purga, se debe determinar un tiempo de espesado para los lodos dentro del sedimentador (correspondiente al tiempo entre purgas sucesivas) y un valor de índice volumétrico de lodos (IVL). El IVL elegido fue de 100 mg/l considerando que la sedimentación fuese lenta (situación más desfavorable) y el tiempo de espesado dentro de cada sedimentador (t_E) de 4 y 8 horas para el primero y el segundo respectivamente.

Con estos valores y las ecuaciones que se detallan a continuación se calcularon los caudales de recirculación y purga. Se consideró que la concentración de microorganismos en la recirculación (X_R) es igual a la concentración de microorganismos en el sedimentador (X_F), ya que el sedimentador secundario será de flujo vertical.

Q (m ³ /día)		
	T. Secundario	T. Terciario
Purga	43	2
Recirculación	2.215	116

Fórmulas utilizadas:

$$Q_{purga} = \frac{X_R}{P_L} \quad Q_{recirculación} = \frac{Q_X - Q_P X_R}{X_R - X}$$

$$\text{Producción Específica de lodos: } P_{EL} = \frac{1}{\theta c_M^F}$$

$$\text{Producción de lodos: } P_L = P_{EL} C_{DBOS}$$

$$\text{Concentración de microorganismos en el sedimentador } X_F = \frac{1000 \cdot (t_E^{1/3})}{IVL}$$

$$\text{Concentración de microorganismos en la recirculación } X_R = X_F$$

Bombas de Purga y Recirculación

Adoptado los tiempos de espesamiento queda definido la cantidad de veces al día que es necesario el procedimiento de purga o recirculación de los lodos, por lo que queda determinado el volumen de lodos a extraer en cada operación.

Para el Tratamiento Secundario, se tomó un tiempo de encendido de 30 minutos y 1 hora para bomba de purga y recirculación respectivamente, y la carga igual a la altura del sedimentador más 1 metro por concepto de pérdidas de cargas, y una eficiencia (n) del 70% se estimó el consumo de energía.

Para esta alternativa se considera necesario 2 bombas para recirculación en funcionamiento más una de respaldo, dando como consumo total de 108kwh/día. Y una bomba de purga más una de respaldo, dando un consumo de 2kwh/día.

Para el Tratamiento Terciario, dado los bajos volúmenes de lodos a extraer, se considerará que se trabajará con una sola bomba más una de respaldo. Tomando como tiempo total de encendido de aproximadamente 16 minutos para ambas operaciones. Obteniendo un consumo total de 2.15kwh/día.

$$\text{Fórmulas utilizadas: } Pot_{cons} = \frac{\gamma QH}{n}$$

Sedimentador Secundario y Terciario

El caudal de diseño de cada sedimentador, es de 11.467 m³/días resultante de la suma del caudal máximo diario y el caudal de recirculación dividido dos correspondiente a las dos líneas de trabajo. La tasa de sedimentación adoptada es de 30m³/m²/día valor dentro de las recomendaciones de la bibliografía (Metcalf y Eddy, 1995), así como también las dimensiones se encuentran en los rangos sugeridos.

Los sedimentadores como anteriormente se mencionó son de flujo vertical de sección circular de diámetro y profundidad total de 22,0m y 5,30m sedimentador secundario y 20m y 3,80m sedimentador terciario siendo en ambos casos 3,0m destinado a la zona de sedimentación. El fondo de cada sedimentador tiene una pendiente del 5% hacia una tolva central de diámetro 1,0m y 0,5m de profundidad que concentra los lodos.

A partir de la elección del tiempo de espesado, el volumen de lodos a almacenar dentro de cada sedimentador fue estimado en 412 y 40 m³ para sedimentador secundario y terciario respectivamente.

$$\text{Fórmulas utilizadas: Tasa de sedimentación, } TS = \frac{Q}{A_{sed}}$$

Digestor de Lodos Anaerobio

El caudal de diseño para esta unidad será el caudal de purgas proveniente de las dos líneas de tratamiento corregido por la humedad esperada de la unidad de espesamiento anterior a esta etapa. Caudal de diseño 87m³/día con una humedad del 97%.

El tiempo de retención celular adoptado es de 30 días y es igual al tiempo de retención hidráulico. Por lo quedó determinado un volumen del reactor de aproximadamente 2600m³.

Para verificar el diseño te calculó la población equivalente según DBO de 40.541habitantes y así el volumen del reactor en litros por habitante es de 64, valor dentro del rango sugerido de 57-85 l/hab, (Metcalf y Eddy, 1995).

Se adoptaron un reactor de dimensión circular de 27,20m de diámetro y una altura total de 4,80m (0,30 de franquía).

Fórmula utilizada:

$$P_{eq} = \frac{kgDBO/día}{60gr\frac{DBO}{hab.día}}$$

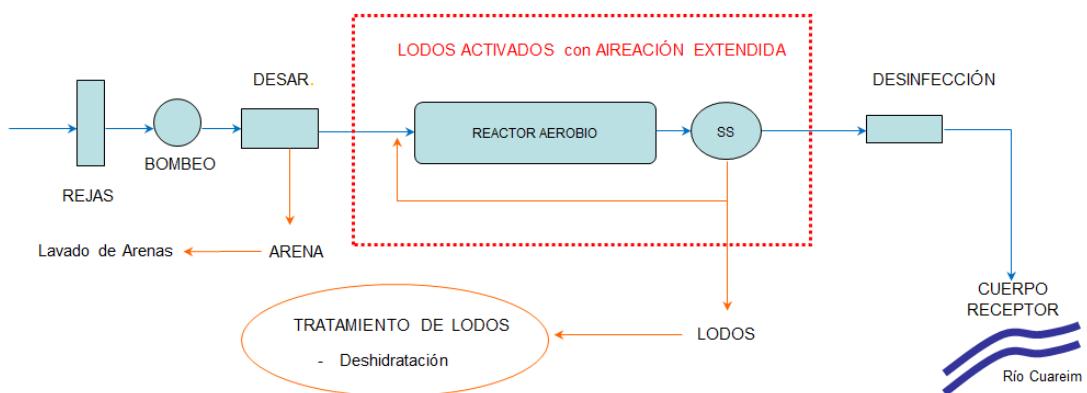
Alternativa 2 – Lodos Activados con Aireación Extendida

EL proceso de lodos activados con aireación extendida tiene los mismos componentes que el sistema de lodos convencional, su diferencia esencial es al alto tiempo de retención celular por lo que los organismos trabajan en fase endógena dando como resultado un lodo estabilizado.

Por lo anteriormente mencionado, para el tratamiento de lodos no se preverá una unidad de digestión, así como tampoco una etapa de espesamiento. Siendo la única unidad necesaria para el acondicionamiento de los lodos, la destinada a la deshidratación.

Asimismo, un elevado tiempo de retención celular permite que el proceso de nitrificación dentro del reactor sea posible, por lo que no será necesaria otra unidad con este fin.

DIAGRAMA DE FLUJO



Prediseño de unidades

Reactor

Los parámetros adoptados para el diseño de esta unidad son los mismos utilizados en el Reactor-1 de la primera alternativa.

Como anteriormente se mencionó se tomó un tiempo de retención celular elevado de 30 días, dando un tiempo de retención hidráulico de aproximadamente 9hs, y así un volumen de reactor de 3.450m³.

Se adoptó un reactor de sección rectangular de 20,0 x 43,3m de lado y una profundidad total (incluye 0,3m de franquía) de 4,3m.

Nuevamente, para la verificación del diseño se calculan los siguientes parámetros:

Parámetros	
C sustrato (kgSustrato/día)	1527
Cv (kg sustrato/m ³ /día)	0,44
F/M (kg sustrato/kSSV/d)	0,18

Los rangos establecidos para los parámetros de verificación mencionados son (Metcalf y Eddy, 1995):

Parámetro	Rango
Cv (kg sustrato/m ³ /día)	0,16 a 0,4
F/M (kg sustrato/kSSV/d)	0,05 a 0,15

Los valores calculados se encuentran apenas por encima de los valores recomendados, no siendo éste apartamiento significativo como para que implique problemas de funcionamiento en el reactor.

Sistema de Aireación

El requerimiento de oxígeno se estimó en 2.696 kg/día considerando tanto la necesidad de oxígeno para la remoción de materia orgánica como de nitrificación. Por lo que considerando el mismo tipo de sistema de aireación se obtiene un consumo de 2.5kwh de energía y un caudal de aire de 48.415m³/día.

Caudal de Purga y Recirculación

Para el cálculo se consideró un valor de Índice Volumétrico de Lodos (IVL) de 100 mg/L y se adopta tiempo de espesado dentro del sedimentador (t_E) de 2 hs. También en esta alternativa se considera un sedimentador de flujo vertical. Dando los siguientes caudales:

	Q (m ³ /día)
Purga	29
Recirculación	3.014

Bombas de Purga y Recirculación

El tiempo de encendido de las bombas se tomó de 0,25 y 1hora para bomba de purga y recirculación respectivamente.

Se considera la carga de trabajo igual a la altura del sedimentador más 1 metro por concepto de pérdidas de cargas, y una eficiencia (n) del 70% se estimó el consumo de energía.

Para esta alternativa se consideró necesario 2 bombas para recirculación en funcionamiento más una de respaldo, dando como consumo total de 143kwh/día. Y una bomba de purga más una de respaldo, dando un consumo de 3kwh/día

Sedimentador Secundario

El caudal de diseño del sedimentador es de 15.280 m³/días resultante de la suma del caudal máximo diario y el caudal de recirculación dividido dos correspondiente a las dos líneas de trabajo. La tasa de sedimentación adoptada es de 25m³/m²/día valor dentro de las recomendaciones, (Metcalf y Eddy, 1995).

El sedimentador es de sección circular de diámetro 28,0m y 4,80m de alto en total, siendo 3,0m destinado a la zona de sedimentación. Su fondo tiene una pendiente de 5% hacia una tolva central de diámetro 1,0m y 0,5m de profundidad que concentra los lodos.

A partir de la elección del tiempo de espesado, el volumen de lodos a almacenar dentro del sedimentador fue estimado en 531m³.

Nota: Las fórmulas utilizadas para los cálculos realizados son las mismas que en la alterativa 1.

Alternativa 3 – Lechos Percoladores de doble etapa

EL proceso básico de lechos percoladores de doble etapa se integra por varios componentes:

- Sedimentador primario
- Lechos percoladores
- Sedimentador Secundario
- Sistema de tuberías y bombas para la recirculación del afluente y para la purga de lodos

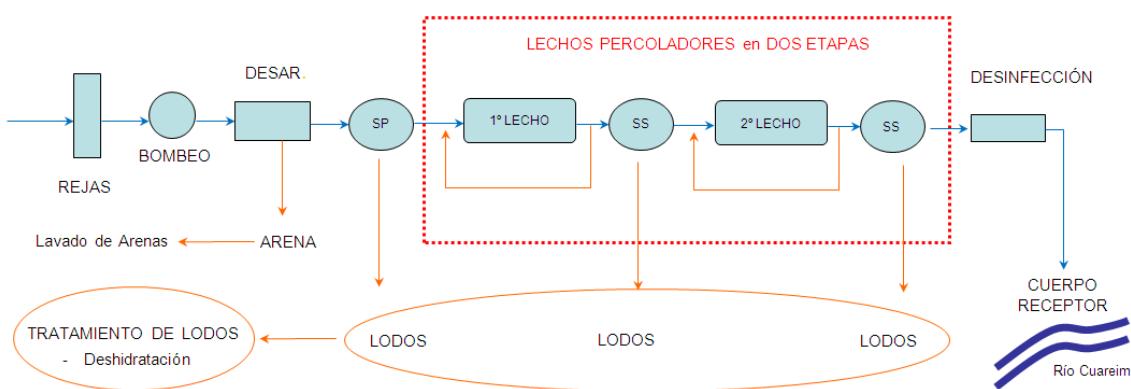
Para el diseño se consideran dos series en paralelo, cada una de éstas con dos lechos en serie. Salvo el sedimentador primario, que será uno.

La utilización de dos etapas en serie es necesaria tanto para lograr las eficiencias de remoción requeridas como para que el efluente se nitrifique.

Respecto a los lodos purgados de los sedimentadores, se espera que éstos salgan estabilizados por lo que sólo se prevé una etapa de deshidratación previa a la disposición final.

Con respecto a los lodos del sedimentador primario, se deberá utilizar una unidad de estabilización la cual no se predimensionó en ese análisis. De todos modos se espera que el volumen de lodo a estabilizar y deshidratar proveniente de ésta unidad no será significativo.

DIAGRAMA DE FLUJO



Prediseño de unidades

Las unidades predimensionadas corresponden a las unidades de cada una de las líneas de tratamiento, por tanto, como el tratamiento se realizará a través de dos líneas en paralelo, el caudal de diseño considerado será 107 l/s, (la mitad del caudal a tratar), salvo el sedimentador primario

Sedimentador primario

El sistema de tratamiento secundario realizado con lechos percoladores necesita de un sedimentador primario para reducir la carga de sólidos que ingresa a los lechos.

Las dimensiones de este sedimentador se obtuvieron a partir de valores recomendados en bibliografía de tasa de sedimentación, tiempo de retención hidráulico y profundidad, (Metcalf y Eddy, 1995).

Parámetros	Valores recomendados	Valores adoptados
TS ($m^3/m^2/d$)	32 a 48	40
T retención (hs)	1,5 a 2	1.76
Profundidad (m)	3 a 5	3

Dónde: TS: tasa de sedimentación en $m^3/m^2/d$, $TS=Q/A_{\text{sedimentación}}$

T_{retención}: tiempo de retención en hs, $T_{\text{retención}}=V/Q$

Con estas recomendaciones y las definiciones de tasa de sedimentación y tiempo de retención, se diseñó un sedimentador circular de flujo vertical cuyas dimensiones son las siguientes:

Dimensiones	
volumen (m^3)	1357
área (m^2)	452
diámetro (m)	24.0
franquía (m)	0,3
profundidad (m)	3

Lechos

Se adoptan los siguientes parámetros obtenido de la bibliografía (Metcalf y Eddy, 1995):

Parámetros	Valores recomendados		Valores Adoptados
	mín	máx	
CH ($m^3/m^2\text{día}$)	9,4	37,55	30,0
CO (kg DBO/ $m^3\text{día}$)	0,95	1,8	1,0
relación de circulación efluente	0,5	2	2
	bien nitrificado		

Dónde : CH: Caudal total del líquido (incluyendo la recirculación) por unidad de área del filtro, en

($m^3/m^2\text{día}$)

CO: Alimento que ingresa al sistema por unidad de volumen del filtro, en ($\text{kg DBO}/m^3\text{día}$)

A partir de los valores adoptados, considerando la razón de recirculación elegida y la carga de DBO_5 del afluente (2432 $\text{Kg DBO}_5/\text{día}$), se determinaron las áreas y volúmenes de los lechos. Los lechos se eligieron de sección circular y la distribución del afluente se realizará por la parte superior a través de un sistema de regadores mecánicos. En el siguiente cuadro se muestran las dimensiones de cada lecho para cada una de las líneas de tratamiento.

Dimensiones	
área (m^2)	925
diámetro (m)	34
volumen (m^3)	2561
franquía (m)	0,3
fondo ventilación (m)	0,3
profundidad	3,4

Bombas de Recirculación

La razón de recirculación fue fijada en 2 por recomendaciones bibliográficas, por tanto el caudal a recircular en cada línea de tratamiento será $18.505 \text{ m}^3/\text{día}$ (214l/s), resultante de la mitad del caudal afluente multiplicado por la razón de recirculación elegida.

La carga de trabajo se fijó considerando la altura de los lechos más un metro por concepto de pérdida de carga y margen de seguridad ($H=4,4 \text{ m}$), la eficiencia de las bombas considerada será de 70%. Con estas consideraciones se determinó que la bomba a utilizar (en cada línea de tratamiento) necesitará 13.80 Kw de potencia y consumirá 330 Kwh/día. Además de las dos bombas que se necesitan para la operación se tendrá una de respaldo con las mismas características.

Sedimentador Secundario

El caudal de diseño del sedimentador es igual al caudal de diseño de los lechos de $107 \text{ m}^3/\text{día}$ resultante del caudal máximo diario dividido dos correspondiente a las dos líneas de trabajo. La tasa de sedimentación adoptada es de $20 \text{ m}^3/m^2/\text{día}$ valor dentro de las recomendaciones, (Metcalf y Eddy, 1995).

El sedimentador es de sección circular y flujo vertical, siendo sus dimensiones las siguientes:

Dimensiones	
volumen (m3)	1743
área (m2)	452,4
diámetro (m)	24,0
profundidad zona de sedimentación (m)	3,0
franquía (m)	0,3
Profundidad útil total (m)	4.80

La pendiente de fondo en esta unidad será de 5% hacia una tolva central de diámetro 1,0m y 0,5m de profundidad que concentra los lodos.

A partir de la elección del tiempo de espesado, el volumen de lodos a almacenar dentro del sedimentador fue estimado en 386 m³.

Nota: Las fórmulas utilizadas para los cálculos realizados para estimar el volumen de lodos son las mismas que en la alterativa 1.

Comparación de Alternativa de Tratamiento

Análisis de Costo

Para la realización de este análisis se tuvieron en cuenta costos de inversión y de operación y mantenimiento hasta el año 2040 utilizando para la comparación el método de Valor presente neto.

Este método se basa en el cálculo de la cantidad de dinero del que habría que disponer ahora para ejecutar un gasto dentro de determinado período de tiempo. Sirve para reducir todos los flujos de efectivo a su valor actual.

$$VPN = \frac{C}{(1+i)^n}, \text{ donde:}$$

C: costo a ejecutar en el año n

i: Tasa de interés anual, tasa de descuento

n: Período de tiempo en años

La tasa de descuento depende de la desvalorización de la moneda, del interés neto y la necesidad de dinero (oferta, demanda, oportunidad).

En las tres alternativas evaluadas hubieron costos que se consideraron comparables ya que no presentarían variaciones significativas entre una y otra.

Dentro de los costos comparables se encuentran: la construcción de instalaciones como oficinas, laboratorio, caminería, etc. El mantenimiento de las instalaciones y de los equipos. Los costos asociados a la contratación de personal y a la dosificación de productos químicos.

Para los costos que no se consideraron comparables se calculó el valor de la inversión inicial donde se trabajó con los gastos de parte de la obra civil y electromecánica, como ser: volumen de hormigón de las unidades predimensionadas, bombas de purga y recirculación, sistemas de aireación y el material soporte en el caso de los lechos percoladores.

En el cálculo de los volúmenes de hormigón se trabajó con el volumen de cada una de las unidades prediseñadas teniendo en cuenta las franquías elegidas y asignando un espesor de 0,2 m para todas las paredes y de 0,3 m para los pisos. El valor del metro cúbico de hormigón que se utilizó corresponde a un precio estimado de hormigón armado y colocado.

En el caso de las bombas sólo se detallan los costos asociados a los bombeos de recirculación y purga, en el entendido de que las restantes impulsiones necesarias dentro de la planta, por ejemplo el bombeo posterior al canal de rejas, al trabajar con el mismo caudal serán idénticas tanto en costo inicial de equipos como en energía consumida.

En los costos de operación que se calcularon se encuentran los generados por consumo de energía tanto de las bombas de recirculación y purga, como de los sopladores de los sistemas de aireación.

El costo asociado al movimiento de tierras no fue calculado debido a que, por la profundidad de las unidades, no habrá que llenar ni excavar de forma diferencial según la alternativa

elegida. Los rellenos que será necesario efectuar están asociados con los lugares de circulación previstos, siendo éstos muy similares en los tres casos.

Precios unitarios de los rubros cotizados

		Precios Unitarios	
		Pesos uruguayos	Dólares
Hormigón armado y colocado por m ³		15.000	
Bomba1 (Q=0,2m ³ /s, H=6m)			21.157
Bomba2 (Q=0,1m ³ /s, H=6m)			14.388
Bomba3 (Q=0,06m ³ /s, H=6m)			6.885
Soplantes (c/u)			64.000
Tuberías y aireadores por metro cuadrado de reactor			114
Material soporte de lechos por m ³			400
Potencia Kwh	3		

Tabla resumen de costos anuales de operación e inversión inicial

		Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Costo inversión (US\$)	hormigón	704.886	634.116	1.048.259
	bombas	91.209	98.319	92.247
	sopladores	192.000	192.000	0
	tuberías y aireadores	91.913	104.305	0
	material soporte lechos	0	0	370.092
Total		1.080.008	1.028.740	1.510.598
Costo operación (US\$/año)	consumo energía aireación	5.470	6.440	0
	consumo energía bombeos	6.296	15.795	40.976
	Total	11.766	22.236	40.976

Costo total de inversión y mantenimiento calculado utilizando el método del Valor presente neto, considerando como tiempo de operación el período 2015-2040

	Precios (US\$)		
	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Inversión	1.080.008	1.028.740	1.510.598
Operación y mantenimiento de 2015 a 2040 (Valor presente neto)	164.505	310.891	572.913
Total	1.244.513	1.339.631	2.083.510

Elección de Alternativa

Al momento de seleccionar una de las tres alternativas de tratamiento evaluadas se realizaron varias consideraciones además de utilizar el criterio económico para la elección.

Por un lado, las plantas de tratamiento de efluentes domésticos en nuestro país son operadas por OSE y en varias de las que utilizan tratamiento aerobio se trabaja con lodos activados con aireación extendida. Esto nos lleva a pensar que tener uniformidad en el tratamiento sería una buena forma de optimizar recursos y mejorar la operación en cada planta.

Además, el tratamiento de lodos activados con aireación extendida tiene extensas referencias bibliográficas y datos empíricos de su buen funcionamiento, ya sea en la remoción de DBO como en el proceso de nitrificación. También es relativamente flexible a cambios en el afluente que se pueden regular con modificaciones en la operación.

Por otro lado el lodo purgado en este caso ya sale estabilizado lo que implica no necesitar digestor de lodos, con lo que se ahorra además de la inversión (ya considerado en análisis de costos) la operación de una unidad más respecto a la configuración de lodos convencional. Como tampoco se requiere de sedimentador primario, se necesita una unidad menos que en el caso de los lechos percoladores.

En función de las consideraciones expuestas, y visto que la diferencia en VPN con la diferencia más económica resulta de menos del 10% del monto total se optó por la alternativa de tratamiento de lodos activados con aireación extendida.

Bibliografía

Decreto 253/79 y Modificativos;

Propuesta de modificación del decreto, Borrador de Trabajo – Gesta Agua 2008.

Informe diagnóstico para la ciudad de Artigas,

Tahal Consulting Engineers Ltd, 2005.

Ingeniería de Aguas Residuales, tratamiento, vertido y reutilización

Metcalf y Eddy, Mc Graw-Hill, 1995.

Plan Local de Artigas y Microregión

Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial, 2011.

Principio de tratamientos biológicos de aguas residuales, Lechos Percoladores

Von Sperling, Marcos, Universidad Federal de Minas Gerais, 2002.

PROYECTO

Hidráulico Ambiental

Año 2012

Planta de Tratamiento de Efluentes para la
Ciudad de Artigas

Perfil Hidráulico

Tutores:

Juan Sanguinetti
Eugenio Lorenzo

Alumnos:

Natalia Batista
Sofía Ormaechea

Índice

Introducción.....	3
Colector de Ingreso	4
Descripción	4
Resultados	4
Canal de Desbaste	6
Descripción	6
Cálculos.....	7
<i>Canal de Respaldo con reja de limpieza manual</i>	9
Pozo de Bombeo	10
Operación del sistema.....	10
Líneas de impulsión.....	10
<i>Cálculo de la curva de la instalación</i>	10
<i>Bombas seleccionadas</i>	12
Volumen útil del pozo de bombeo	13
Niveles de arranque y parada en pozo de bombeo.....	14
Verificación de Diseño del Pozo de Bombeo	14
Sistema de alivio.....	15
Descripción	15
Características de los colectores del sistema de alivio	15
Comportamiento hidráulico del sistema de alivio.....	16
<i>Caso 1</i>	16
<i>Caso 2</i>	21
Pretratamiento.....	0
Descripción	0
Comportamiento hidráulico.....	0
Cámara divisoria de caudal – CD1	2
Descripción	2
Comportamiento hidráulico.....	2
Reactores.....	3
Descripción	3
Comportamiento hidráulico.....	3
Cámara divisoria de caudal - CD2.....	4
Descripción	4
Comportamiento hidráulico.....	4
Sedimentadores secundarios.....	6

Descripción	6
Comportamiento hidráulico.....	6
Desinfección.....	8
Descripción	8
Comportamiento hidráulico.....	8

Introducción

En esta memoria se exponen los cálculos correspondientes al comportamiento hidráulico y trazado del perfil, de la planta de tratamiento y emisario de efluentes domésticos proyectados para la ciudad de Artigas.

La planta tiene como horizonte de proyecto el año 2040, donde se estima una caudal máximo diario de 214 lts/s y un pico horario de 346 lts/s, siendo este último el utilizado para los cálculos que se desarrollarán a continuación.

El perfil hidráulico comprende todas las unidades de la planta, el colector de llegada y el emisario que conduce el efluente ya tratado al río Cuareim.

La Planta se encuentra compuesta por: canal de desbaste, pozo de bombeo, unidad desarenadora, reactores aerobios y anóxicos, sedimentadores y unidad de desinfección UV.

Todas las cotas que se mencionen en el presente informe estarán referidas al cero oficial.

Colector de Ingreso

Descripción

El ingreso del líquido residual a la nueva planta de tratamiento se realizará a través de la conexión de un registro existente, -registro C0- a un nuevo registro, -registro C1- ambos, ubicado y a ubicarse respectivamente, por Avda. Carmen Laviaguerre, en la esquina con Calle Oficial 19.

El colector proyectado de llegada a la planta es de fundición dúctil (FD), de diámetro nominal 600mm y pendiente 0.005 (0,5%). El mismo conduce el líquido hasta el canal de desbaste, que desemboca en un pozo de bombeo que elevará el líquido a la siguiente etapa de tratamiento. El ingreso al canal de desbaste se realiza a través de una cámara previa (CP), donde hay un cambio de dirección en la conducción.

Resultados

En el cuadro siguiente se muestra las características del colector de llegada:

Tramo	CotaT AA (m)	CotaZ AA (m)	CotaT. aa (m)	CotaZ a.a (m)	Longitud (m)
C0 a C1	+101.95	+97.85	+101.95	+97.82	6.10
C1 a CP	+101.95	+97.77	+101.60	+97.27	100.00

Donde CotaT y CotaZ se refiere a las cotas de tapa del registro y zampeado del colector, respectivamente. Y AA aguas arriba e aa aguas debajo del tramo correspondiente.

En los tramos se verifica que para la condición de flujo uniforme el tirante es subcrítico igual a 0.40m representando un 67,5% del diámetro del colector, por lo que no supera el valor recomendado para canales de pendiente suave del 75 % h/D.

Considerando tirante crítico en la descarga ($y_c=0.38m$, energía critica =0.55m), la cota del pelo de agua sería +97.65m.

HIDRAULICA DE CANALES

Geometría del canal

- Trapecial/Rectangular
 - Ancho (m)
 - Talud (1V: m H)
- Circular
 - Diámetro (m)

Parámetros del flujo

- Pendiente
- Número de Manning
- Caudal (m^3/s)

Tirantes de Flujo Uniforme

Crítico (m)	<input type="text" value=".3847"/>	E(m)	<input type="text" value=".5511"/>
Normal (m)	<input type="text" value=".4048"/>	E(m)	<input type="text" value=".5529"/>

CANAL
Tipo: **M**
Pendiente Crítica
.0058

%D **67.47**

Parámetros hidráulicos

Tirantes Alternos

Energía
 Y (m) =
 Y^{*} (m) =
 Y^{**} (m) =

Tirantes conjugados

Momentum
 Y (m) =
 Y* (m) =
 Y** (m) =

Flujo Gradualmente Variado (FGV)

Dado yf calcular xf — (Paso Directo)

Condición de borde

X₀ (m) = Y₀ (m) =

Dado Xf calcular Yf — (Runge Kutta)

X_f (m) = Paso (m)
 Calcular! Y_f (m) =
 E (m) =

Ubicación de Resalto

Y₁ (m) (Curva asintótica)
 Paso (m)
 Y₂ (m)
 Distancia total:
 Calcular! Y (m) =
Curva fuerte

Distancia desde Y2

HCSL 2003

Resultados obtenidos en el programa de cálculo hcsl

Para que no se produzca remanso en el colector de entrada, el nivel en el canal de desbaste no deberá superar la cota del pelo de agua correspondiente al tirante normal dentro del colector, por lo que, tomando un margen de seguridad, se fijará como condición a respetar cota máxima +97.65m, tirante crítico en la descarga.

Canal de Desbaste

Descripción

La entrada del líquido al canal de desbaste se hace a través de la cámara previa (CP) la cual reparte el flujo en dos canales de pendiente nula equipados con una reja fina de limpieza mecanizada (20mm de separación entre barrotes). A su vez, se encuentra conectado un tercer canal de respaldo con reja de limpieza manual, también de pendiente nula. Posteriormente, el líquido descarga libre en el pozo de bombeo desde donde es elevado a la siguiente unidad de tratamiento.

Las dimensiones de los canales son: 0,65 m de ancho y 1,3 m de profundidad y un largo de 8m. Al final de cada canal presenta una contracción lateral llegando a un ancho de 0,25 m. El objetivo de esta contracción es mantener una velocidad del agua en el canal de acceso relativamente baja y constante, así como un tirante más alto.

El canal con reja manual de respaldo está diseñado para la mitad del caudal máximo diario, y sus dimensiones son: 0,8 m de ancho y 1,35 m de profundidad.

La cota de zampeado del colector de llegada es 97.27m y la cota de fondo del canal es constante e igual a 96.97m, o sea hay un escalón de 30cm hacia abajo.

En la tabla siguiente se muestran las singularidades del canal:

Progresiva	Elemento
0.00	Colector de llegada
1.50	Compuertas
5.00	Rejas finas
8.00	Inicio de contracción
8.60	Descarga

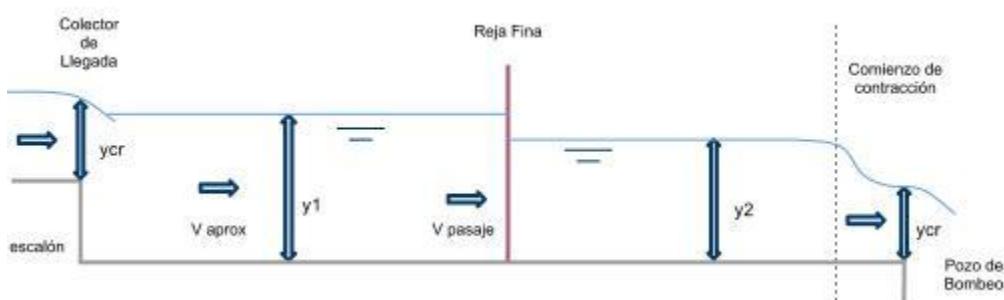


Ilustración 1 - Esquema del perfil del canal de Desbaste

Cálculos

Caudal pico fin del periodo (año 2040)=346 lts/s

El flujo en los canales se encuentra en régimen subcrítico, flujo controlado aguas abajo (aa), donde se encuentra la descarga libre al pozo de bombeo, por lo que el tirante en la descarga debe coincidir con el tirante crítico, o sea número de Froude igual a 1. $Fr^2 = \frac{Q^2 b}{g A^3} = 1$

Se calcula el tirante crítico en la sección con contracción $b=0.25m$ utilizando un caudal de 173 lts/s correspondiente a la mitad del caudal pico horario (2 canales en funcionamiento).

El tirante aguas arriba (AA) de la contracción se calculó con la hipótesis usual de conservación de la energía entre la descarga y la contracción.

Los tirantes resultan:

En la descarga	0.37m	cota +97.34m
AA de la contracción	0.54m	cota +97.51m

Se despreciaron las variaciones de tirante en los tramos contracción - rejas y rejas - escalón debido a la corta longitud de cada uno de estos ($L_{total} 8.60m$) y que la pendiente del fondo es nula. O sea, se considera que el tirante aa de la reja es el mismo que el tirante AA de la contracción y tirante AA rejas es el mismo que el tirante en el escalón (principio del canal).

Se calculó la pérdida de carga en las rejas en dos condiciones de funcionamiento: limpia y 50% obstruida. El tirante AA de las rejas, se calculó conociendo la carga aa de la reja y la pérdida de carga en la misma, con el siguiente conjunto de ecuaciones:

$$v_{aprox} = v_1 = \frac{Q}{b \times y_1} \quad v_{pasaje} = v_r = \frac{Q}{b_{útil} \times y_1} \quad \Delta H_{reja} = \left(\frac{v_r^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \times \frac{1}{0.7}$$

$$1º Término = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad 2º Término = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{reja}$$

El ancho útil se calcula considerando la separación de barrotes de 20mm, espesor barrote 10mm, siendo 0.44m y 0.22m para reja limpia y 50% obstruida (según verificación usual).

Con el tirante de aa de rejas de 0.54m se obtiene los valores:

	% Obstrucción	
	0%	50%
y AA rejas (m)	0,56	0,64
V pasaje (m/s)	0,70	1,23
V aproximación (m/s)	0,48	0,42
ΔH reja (m)	0,02	0,10

Se observa que la velocidad del agua en la abertura de pasaje está dentro de los parámetros aceptables para todas las condiciones de funcionamiento. El salto de agua entre aguas arriba y debajo de la reja oscilará entre 2cm a 10cm.

Por último, se resolvió la transición del escalón de llegada, verificando que no provoque remansos en el colector. El caso crítico para verificar la no ocurrencia de remansos aguas arriba de la reja resulta ser el caso de la reja 50% obstruida, donde el tirante aguas arriba (AA) de la reja es de 0.64m con cota +97.61m. En este caso, se verifica la condición establecida para la no ocurrencia de remanso en el colector, tirante de AA rejas menor a +97.65m.

Escenario inicio del proyecto – Año 2015

Para el inicio de proyecto se debe verificar que para el caudal estimado, la velocidad en el canal sea suficiente para que no ocurra sedimentación. Esto es que la velocidad de aproximación a las rejas sea mayor a 0.4 m/s.

Caudal de Medio Diario al año 2015: 92 lts/s

Canales en funcionamiento en simultáneo: 1

Se obtienen los siguientes resultados:

% Obstrucción	y AA rejas (m)	V aproximación (m/s)
0%	0,36	0,39
50%	0,42	0,34

Para reja limpia la velocidad en el canal resulta ser de 0.39m/s, que está muy próxima a la velocidad límite recomendada de 0.4m/s. Resulta la situación más crítica para 50% obstruida, por lo que se deberá prever maquinaria para la limpieza manual del canal. Dado que esta velocidad será únicamente la de inicio de proyecto y además la misma tenderá a aumentar con los años, se considera que las condiciones de diseño del canal y sus elementos son admisibles.

Canal de Respaldo con reja de limpieza manual

Para el cálculo del perfil hidráulico del canal de respaldo se procede de manera análoga al de limpieza mecanizada: régimen subcrítico, flujo controlado aguas abajo (aa), caída libre al pozo de bombeo y las hipótesis usuales anteriormente mencionadas.

Este canal oficia como respaldo a uno de los canales principales y se toma como hipótesis que el caudal se repartirá de manera equitativa entre éste y el otro canal que quede en funcionamiento, o sea circulará por cada canal 173lts/s.

El tirante crítico en la sección con contracción será el mismo que anteriormente calculado pues el caudal y ancho de la contracción son el mismo.

El tirante aguas arriba (AA) de la contracción se calculó ya que el ancho de este canal es mayor a los otros dos, respondiendo a condiciones de diseño diferentes expresadas en la memoria de cálculo correspondiente. Aunque esta variación en el tirante nos es apreciable.

Los tirantes resultan:

En la descarga	0.37m	cota +97.34m
AA de la contracción	0.54m	cota +97.51m

Se considera que el tirante aa de la reja es el mismo que el tirante AA de la contracción. Se calculó la pérdida de carga en las rejas en dos condiciones de funcionamiento: limpia y 50% obstruida.

Con el tirante de aa de rejas de 0.54m se obtiene los valores:

	% Obstrucción	
	0%	50%
y AA rejas (m)	0,55	0,61
V pasaje (m/s)	0,58	1,05
V aproximación (m/s)	0,39	0,35
ΔH reja (m)	0,01	0,07

Se observa que la velocidad del agua en la abertura de pasaje está dentro de los parámetros aceptables para todas las condiciones de funcionamiento. El salto de agua entre aguas arriba y debajo de la reja oscilará entre 1cm a 7cm.

El tirante aguas arriba en la situación más comprometida (50% obstruida) resulta menor por 3cm al calculado en los canales principales, pero considerando las pérdidas de carga asociadas al cambio de dirección del flujo, resulta razonable la hipótesis de que el caudal circulante por cada canal sea aproximadamente el mismo.

Pozo de Bombeo

El líquido para ser elevado hacia el desarenador se ha previsto un pozo de bombeo. Este se encuentra equipado con 4 bombas en la modalidad 3 operando y 1 de respaldo. Las mismas operarán con arrancadores estáticos.

El caudal de diseño para la elección de las bombas es el resultante de dividir el caudal máximo horario por el número de bombas en operación, obteniendo un caudal de 115lts/s.

Operación del sistema

El sistema de bombeo se activará cuando se alcanza el nivel de arranque de la bomba 1; si el nivel dentro del pozo asciende por encima de 20 cm de este nivel arrancará la bomba 2 (nivel de arranque de la bomba 2); de la misma manera si este último nivel es superado en 20cm arrancará la bomba 3 (nivel de arranque de la bomba 3). El sistema continuará bombeando hasta el nivel mínimo de bombeo, el cual se encuentra 20cm por encima del nivel mínimo de sumergencia de las bombas. El nivel de arranque de la tercera bomba se encontrará ubicado 20cm por debajo del nivel máximo, nivel que coincide con la cota de fondo del canal de desbaste.

Se aplicará a este sistema la alternancia de las bombas, por lo que la bomba a la cual nos referíamos con bomba 1 no es siempre la misma. Se irán turnando en la designación 1, 2 y 3 maximizando el tiempo entre arranque para cada equipo y no sobrepedandar a ningún equipo respecto al otro.

Líneas de impulsión

La tubería de cada bomba será independiente y descargará de manera libre en el canal de entrada del desarenador, no siendo necesario manifold. Será de fundición dúctil (FD), de diámetro 300mm.

Cálculo de la curva de la instalación

Las pérdidas de carga localizadas en la línea de impulsión se calcularon para las tuberías individuales (K = Coeficiente adimensionado, Pérdida de carga (m) = $K * v^2/(2g)$).

Se calcula la curva de la instalación para las tuberías individuales de las bombas utilizando Hazen-Williams y los siguientes datos:

Diámetro (m): 0,3

Longitud (m): 11,80

Coeficiente de Hazen-Williams (FD): 120

Cota de descarga: +105,67

Cota de succión mínima: +96,07

Cota de succión máxima: +96,77

Altura geométrica máxima (m): 9,60

Altura geométrica mínima (m): 8,90

A continuación se presenta una tabla con los coeficientes de pérdida de carga considerados.

Pérdidas Localizadas					
Pieza	φ (mm)	Kunitario	K corregido	Cantidad	k total
Ampliación 200-300	200	0,31	1,57	1	1,569
Codo 90º	300	0,26	0,26	2	0,520
salida	300	1,00	1	1	1,000
					K global 3,09

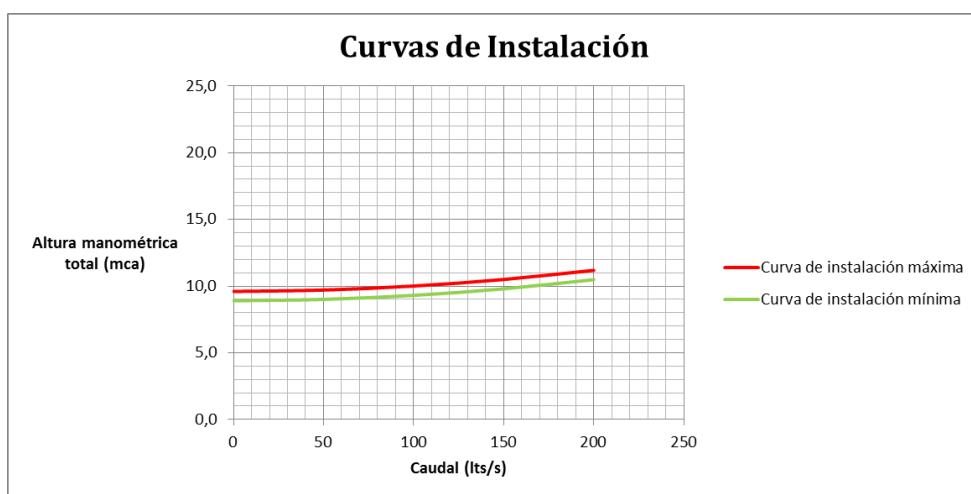
Coeficiente global de pérdidas de carga localizadas referida a Φ300: $K_{\text{global}} = 3,09$

La ecuación para la altura manométrica máxima es:

$$H(mca) = 9,60 + 31,55 \times Q^2 (m^3/s) + 6,29 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$

La ecuación para la altura manométrica mínima es:

$$H(mca) = 8,90 + 31,55 \times Q^2 (m^3/s) + 6,29 \times Q^{1,85} (m^3/s)$$



Bombas seleccionadas

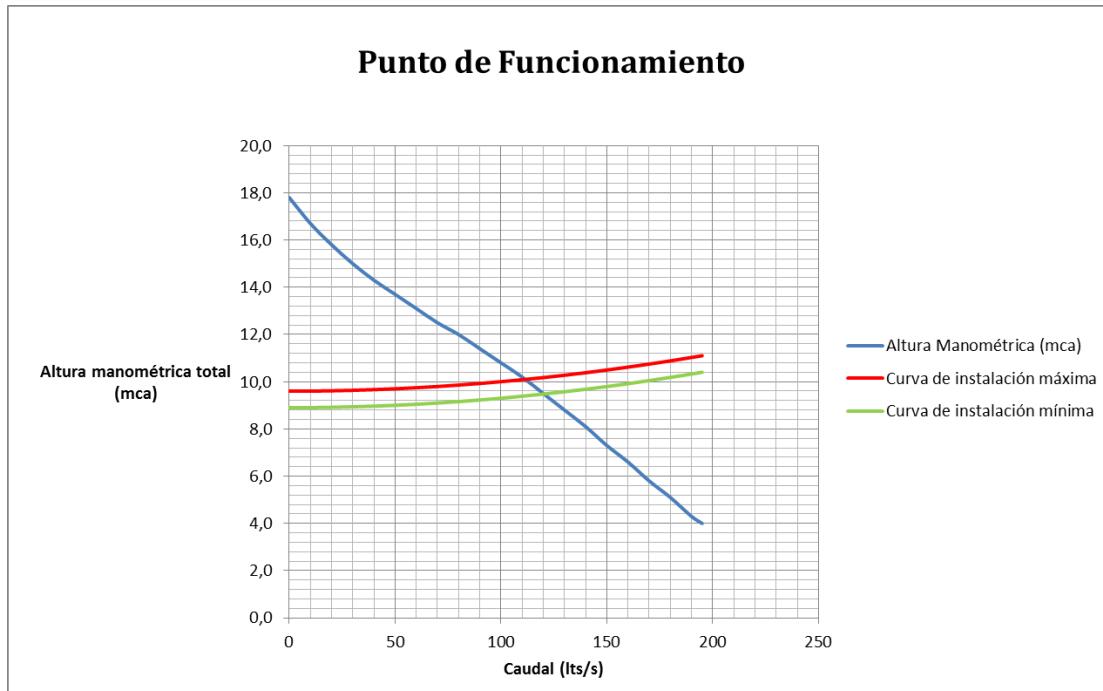
En las tablas siguientes se muestran los valores de la curva de la bombas seleccionadas: bombas Flygt modelo NP 3202.181 MT especificadas para un punto de funcionamiento de:

Caudal: 115 lt/s

Altura: 10 mca

Q	Altura Manométrica (mca)
0	17,8
10	16,7
20	15,8
30	15,0
40	14,3
50	13,7
60	13,1
70	12,5
80	12,0
90	11,4
100	10,8
110	10,2
120	9,5
130	8,8
140	8,1
150	7,3
160	6,6
170	5,8
180	5,1
190	4,3
195	4,0

Interponiendo las curvas anteriores se obtienen los puntos de funcionamiento para una bomba con el nivel máximo y mínimo en la succión del pozo de bombeo.



Del gráfico anterior se deduce que el caudal proporcionado por una bomba varía entre 111 lts/s y 120 lts/s correspondiente al nivel mínimo y máximo en el pozo.

Volumen útil del pozo de bombeo

El volumen útil total proyectado es de 17.15m^3 (volumen comprendido entre nivel de arranque de la bomba 3 y el nivel de parada). Con el caudal de bombeo igual al mínimo necesario de punto de funcionamiento, se verifica que los arranques de la bomba están dentro del rango recomendado según la potencia nominal (22kw), es de 6 a 12 arranques por hora.

$$V_{total \ con \ alternancia} = \frac{V_{1b}}{n} + (n - 1) \cdot \Delta H \cdot S$$

Donde:

V_{1b} : Volumen mínimo útil de una bomba;

n : Número de bombas en funcionamiento;

ΔH : La diferencia de nivel elegida entre arranques (20cm);

S : La superficie del pozo ($5,0 \times 4,9 = 24,5\text{m}^2$).

Los cálculos que determinan el volumen útil del pozo de bombeo se encuentran descriptos en la memoria de cálculo de las unidades de la planta de tratamiento

Niveles de arranque y parada en pozo de bombeo

En la siguiente tabla se resumen los distintos niveles considerados en el pozo de bombeo.

Nivel de piso	+95.37
Alarma por nivel bajo	+95.87
Nivel de Parada de bombas	+96.07
Nivel de arranque Bomba 1	+96.37
Nivel de arranque Bomba 2	+96.57
Nivel de arranque Bomba 3	+96.77
Alarma por nivel alto	+96.97
Nivel de piso del canal de acceso	+96.97
Nivel de techo del pozo	+101.75

Verificación de Diseño del Pozo de Bombeo

Se verifica que el volumen dentro de las tuberías que retrocede frente a la detención de las bombas no es significativo, estimado en $2,2\text{m}^3$ provocando un aumento en el nivel del pozo menor de 10cm por lo que no produce un arranque de bomba.

El tiempo máximo de retención se verifica que sea menor a 30 minutos según lo recomendado. Éste se produce con el caudal mínimo afluente que corresponde al caudal del principio del periodo de previsión estimado en 92lts/s y considerando una bomba sola en funcionamiento ($V_{útil\ 1bomba} = 7,35\text{m}^3$), resulta un tiempo de retención de 80 segundos.

$$T_{ret} = \frac{V_{útil}}{Q_{afluente}}$$

Por otra parte, se verifica que los ciclos por hora del equipamiento de bombeo están dentro del rango recomendado según la potencia nominal de 22kw, de 6 a 12 arranques por hora. El máximo número de arranques se produce cuando el caudal afluente al pozo es la mitad del caudal de diseño de una bomba, o sea 57lts/s. Para este caudal el tiempo de ciclo (tiempo entre dos arranques consecutivos) es de 4 minutos equivalente a menos de 5 arranques por hora.

$$T_c = T_{LL} + T_b = 128s + 128s = 256s \text{ (4 minutos)} \rightarrow M = \frac{3600}{256(3bombas)} \cong 5$$

Donde T_{LL} es el tiempo de llenado (bomba está parada) y T_p el tiempo de bombeo.

Sistema de alivio

Descripción

La planta contará con dos canales de alivio ubicados de forma que se pueda aliviar después de pretratar el afluente o, directamente, el afluente crudo. Este último canal (Aliviadero de Emergencia) trabajará cuando se deban realizar reparaciones en el canal de rejas.

El aliviadero 1 se ubica al final del canal de rejas y el aliviadero 2 al comienzo del mismo, en la cámara previa al canal de rejas (CP). Los canales de alivio se conectan con el emisario en los registros E2 y E3 respectivamente.

Características de los colectores del sistema de alivio

Los colectores de los aliviaderos serán de fundición dúctil de 600mm de diámetro interior y 635mm de diámetro externo.

El aliviadero 1 está ubicado a cota +98,27m y descarga hacia el registro E2 con cota +98,16m, y desde allí el líquido es conducido por el emisario que descarga en el río Cuareim.

El aliviadero 2 se conecta con el emisario a través de un colector que va desde la cámara previa al canal de rejas –CP- a cota +98,27m hasta el registro E3 descargando a cota +98,13m y desde allí el líquido es conducido por el emisario hacia el río. Se colocará una compuerta en este aliviadero para regular su funcionamiento.

Las características de los colectores de alivio se resumen en la siguiente tabla:

	Aliviadero 1	Aliviadero 2
Diámetro interior (mm)	600	600
CZ entrada (m)	+98,27	+98,27
CZ salida (m)	+98,16	+98,13
Cota tapa entrada (m)	+101,75	+101,75
Cota tapa salida (m)	+101,6	+101,6
Longitud (m)	4,43	5,47
Pendiente (%)	2,5	2,5
Nº de Manning	0,013	0,013

El emisario, de 922m de longitud, es de PEAD de diámetro nominal 800mm y 761mm de diámetro interno. Este conducirá el agua tratada o eventualmente el líquido proveniente del sistema, de alivio hacia el río Cuareim.

Comportamiento hidráulico del sistema de alivio

En esta sección se estudia el comportamiento hidráulico del sistema de alivio para distintos escenarios posibles, en relación al caudal de llegada a la planta y al nivel del río.

Para este análisis se considera el comportamiento del aliviadero 1 en dos casos: cuando por el colector de ingreso llega el máximo caudal posible (es decir: cuando el registro previo al ingreso a la planta se encuentra lleno); y cuando el río se encuentra en su nivel de máxima creciente conocida.

Caso 1

En este caso se busca determinar cuál es el máximo caudal que puede ser pretratado por la planta para luego ser aliviado. Para este cálculo se considera que el registro previo al ingreso de la planta –registro C1- se encuentra lleno y que el nivel del río permite la descarga libre en el ingreso del aliviadero.

Una vez determinado el caudal y su perfil hidráulico, se estudiará hasta qué nivel del río es posible evacuarlo en las condiciones antedichas y se le asignará una frecuencia de ocurrencia.

Para determinar el máximo caudal que la planta puede pretratar se realizó un cálculo iterativo que culmina cuando el caudal elegido genera que el registro C1 desborde.

Para realizar este cálculo se parte de que el aliviadero descarga con el tirante crítico y se calculan los tirantes hacia aguas arriba hasta llegar al tirante en el registro C1. Cuando el tirante en este último registro alcanza el valor de la profundidad del mismo se considera que comienza a desbordar.

Se debe verificar que en los recintos que se encuentran entre el aliviadero y el registro C1 (canal de rejas y cámara previa) no se generen desbordes, ya que los mismos se encuentran dentro del predio de la planta de tratamiento.

En éste cálculo se trabajó con el valor del tirante crítico en el ingreso al aliviadero, la pérdida de carga en las rejas considerando que estén 50% sucias y el flujo entre las cámaras se modeló suponiendo que trabajan como alcantarillas tipo I. Dichas alcantarillas se modelan como tuberías operando con entrada y salida ahogadas.

Para calcular el flujo en una alcantarilla tipo I se utilizó la ecuación siguiente:

$$Q = C_D A_T \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_4)}{1 + \frac{2g L n^2 C_D^2}{R_T^{4/3}}}}$$

Dónde:

Q: caudal (m^3/s)

h_1 y h_4 : alturas de pelo de agua medidas a la entrada y a la salida de la alcantarilla (m)

A_T : área (m^2)

R_T : radio (m^2)

L: longitud (m)

g: aceleración gravitatoria (m/s^2)

n: número de Manning

C_D : coeficiente de descarga

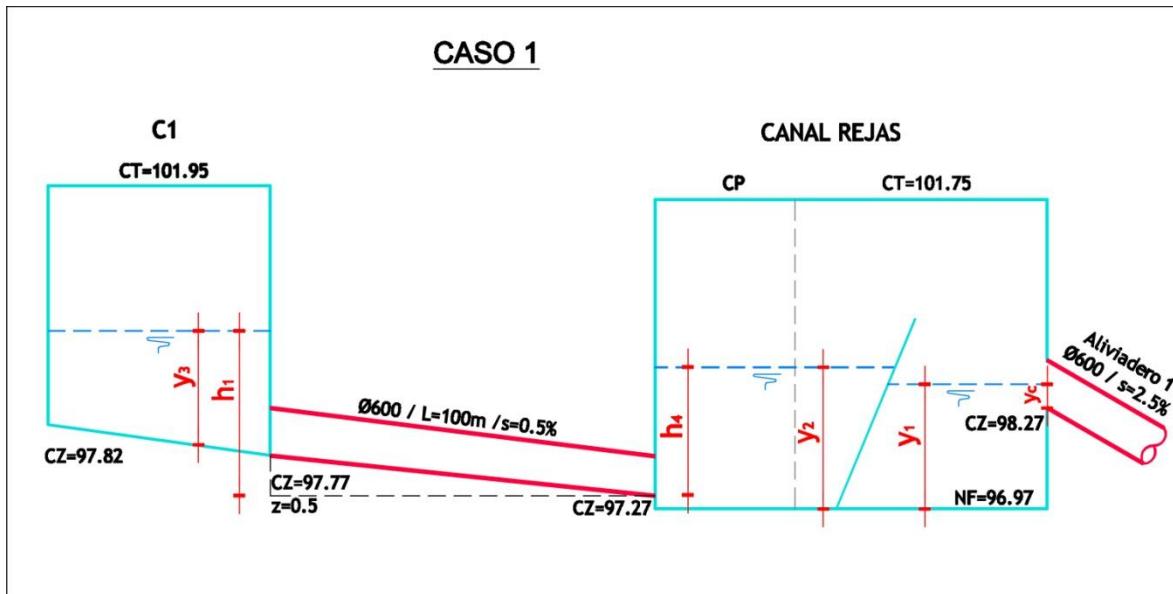
Los valores de C_D , R_T , A_T y n utilizados en el cálculo para este caso son los siguientes:

C_D	0,95
R_T	0,150
A_T	0,283
n	0,013

Máximo caudal que se puede pretratar (m^3/s): 0,94

Aliviadero 1		CP-Canal de Rejas				C1-C2 :Alcantarilla Tipo I			
Q (m^3/s)	y_c (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	Desborda Canal	h_4 (m)	h_1 (m)	y_3 (m)	Desborda C1	
0,94	0,57	1,87	1,96	no	1,66	4,62	4,12	sí	

CASO 1



En el cuadro se muestra el valor de caudal hallado, los tirantes en el canal de rejas y en el registro C1. La profundidad de dicho registro es de 4,13m, por tanto para tirantes superiores al hallado el registro comenzará a desbordar. Se puede observar en el cuadro que en el canal de rejas y en la cámara previa no se generan desbordes.

Una vez determinado el mayor caudal que se puede pretratar, se halló el nivel máximo en el río que permite evacuar este caudal y se le asoció una frecuencia de ocurrencia.

Para este cálculo se consideraron las pérdidas de carga en el recorrido del emisario desde la planta hasta el río asumiendo que trabaja a sección llena.

Pérdidas de carga en el colector y en el emisario:

Pérdidas Localizadas				
	Despiece	Cantidad	Coeficiente adimensional	ΔH localizada (m)
Colector	entrada	1	0,50	0,28
	Cambio de dirección Ø600	1	0,22	0,12
Emisario	salida	1	1,00	0,22
	Cambio de dirección Ø761	1	0,20	0,04

Pérdidas distribuidas		
Colector	J	0,02
	Longitud (m)	3,40
Emisario	J	0,004
	Longitud (m)	922,00

ΔH localizada	0,67
ΔH distribuida	3,62
ΔH total	4,28

A partir del valor de pérdida de carga calculado y con la cota de salida del aliviadero se puede determinar la carga disponible del flujo al llegar al río y con ésta determinar el nivel máximo del río para que se pueda descargar el caudal.

H entrada a aliviadero (m)	98,87
ΔH total (m)	4,28
Cota del río máx en la planta a la que se puede descargar ese caudal (m)	+94,56
Cota del río máx en la usina a la que se puede descargar ese caudal (m)	+95,56
Cota de fondo del río en la usina	+87,73
Nivel del río en la usina (m)	7,83

Las medidas de los distintos niveles del río y su frecuencia de ocurrencia están tomadas en la usina de potabilización, por tanto se debió trasladar la cota calculada en la planta a su correspondiente cota en la usina. Para ello se utilizó la ecuación de corrección 2 (la fundamentación de este cálculo se explica en el capítulo: Estudio de niveles de río Cuareim).

$$\text{Ecuación de corrección 2: } C_{PTE} = C_{Usina} - 1m$$

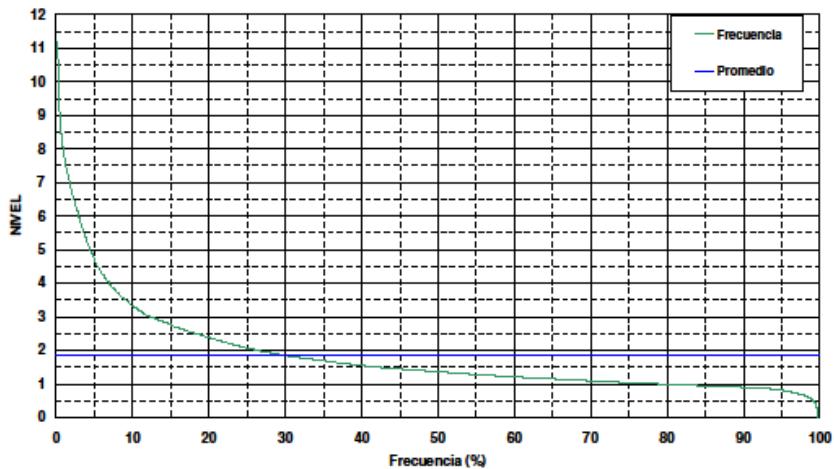
Para determinar la frecuencia de ocurrencia de este nivel se utilizó información de la gráfica de frecuencias de niveles promedio alcanzados en la Estación 84.0 (Usina de Bombeo), en el período comprendido entre 1959 y 2001.

FRECUENCIAS DE DATOS DIARIOS

NIVEL PROMEDIO (m)

PERÍODO: 1959 - 2001

Río Cuareim - Est. 84.0 Artigas - Usina de Bombeo (OSE)



Estación : 84.0 Nombre : Artigas - Usina de Bombeo Curso : Río Cuareim Cuenca : Río Uruguay	Lat. S : 30° 24' Long. O : 56° 27' Altitud : 88,64 Wharton Area : 4486 km ²	Coord. X SGM (m) : 437303 Coord. Y SGM (m) : 6637146
--	---	---

MÁXIMO	13,65
MÉDIO	7,83
MÍNIMO	-0,21

DIVISIÓN RECURSOS HÍDRICOS
DEPARTAMENTO DE HIDROLOGÍA

SISTEMA DE GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS
SGRH

BANCO NACIONAL DE
DATOS HIDROMÉTRICOS

Frecuencia	Nivel (m)
0,10%	11,21
1,00%	7,85
0,99%	7,83

El nivel determinado en el río, que resultó de 7,83m, tiene asociada una frecuencia de ocurrencia de 1% lo que representa menos 4 de días al año.

Caso 2

En este caso se considera que el río está en su nivel de máxima creciente conocida cuya cota en el predio de la planta, según los registros de la Dirección Nacional de Hidrografía suministrados por DINAGUA, fue de 100,12m. Con ese nivel en el río se calculó cuál es el máximo caudal que puede ingresar a la planta para ser pretratado y luego aliviado.

Para este cálculo se considera que el registro previo al ingreso a la planta se encuentra lleno y que el emisario trabaja a sección llena. Para el cálculo de pérdida de carga en las rejillas se considera que las mismas se encuentran 50% sucias.

Para modelar el flujo entre los registros se consideró que trabajan como alcantarillas tipo I igual que en el caso 1, las mismas operan como tuberías con entrada y salida ahogadas.

Para calcular el flujo en una alcantarilla tipo I se utilizó la ecuación siguiente:

$$Q = C_D A_T \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_4)}{1 + \frac{2g L n^2 C_D^2}{R_T^{4/3}}}}$$

Dónde:

Q: caudal (m^3/s)

h_1 y h_4 : alturas de pelo de agua medidas a la entrada y a la salida de la alcantarilla (m)

A_T : área (m^2)

R_T : radio (m^2)

L: longitud (m)

g: aceleración gravitatoria (m/s^2)

n: número de Manning

C_D : coeficiente de descarga

Los valores de C_D , R_T , A_T y n utilizados en el cálculo para este caso son los siguientes:

C_D	0,95
R_T colector	0,150
R_T emisario	0,190
A_T colector	0,283
A_T emisario	0,455
n	0,013

Se debe verificar que en los registros o canales que se encuentran en el recorrido del flujo desde C1 hasta E3 (último registro dentro del predio de la planta) no se generen desbordes. Esto significa que en éstos compartimientos no se den tirantes mayores a la profundidad de ninguno de ellos.

También en este caso se determina un caudal que genera que el primer registro (C1) comience a desbordar sin causar desbordes en los registros que se encuentran en el predio de la planta.

Máximo caudal que se pudo pretratar con el nivel del río en el valor de su MCC (m^3/s):	0,395
---	-------

Aliviadero 1	E3-Río: Alcantarilla Tipo I				E2-E3: Alcantarilla Tipo I				E2-Alividero 1 : Alcantarilla Tipo I		
Q (m^3/s)	h8 0,395	h7 14,79	Y E3s 15,92	Desborda E3 no	h6 3,33	h5 3,38	Y E2s 3,32	Desborda E2 no	Y E2e 3,31	h4 3,17	h3 3,21

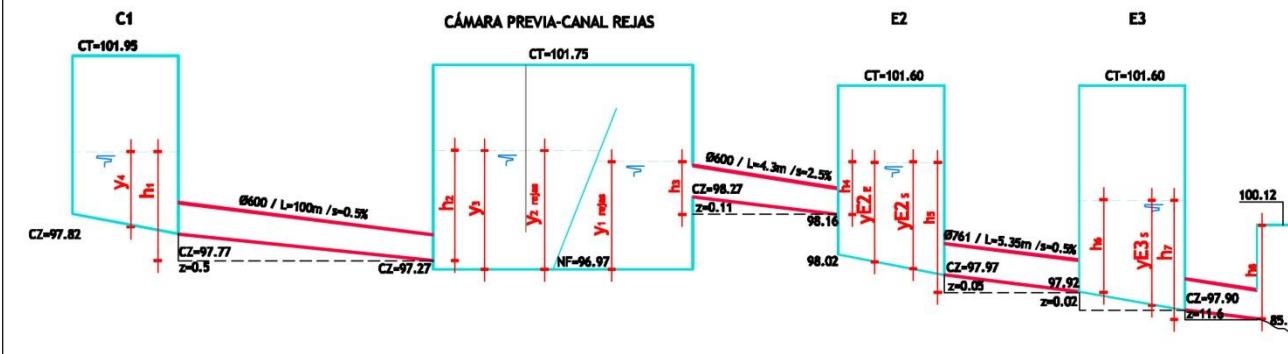
Canal de Rejas y CP				C1-CP				
Y1 rejas 4,41	y2 rejas 4,41	Desborda canal de rejas no		y3 4,41	h2 4,11	h1 4,63	y4 4,13	Desborda C1 sí

Los valores de tirantes y alturas que se muestran en las tablas están en m

En los cuadros se muestra el valor de caudal hallado, los tirantes en el canal de rejas y en el ingreso y salida de cada registro. La profundidad del registro C1 es de 4,13m, por tanto para caudales mayores al determinado el mismo comenzará a desbordar.

Se puede ver en los cuadros anteriores que los tirantes en los compartimientos intermedios no alcanzan en ningún caso la profundidad de los mismos.

CASO 2



Pretratamiento

Descripción

Los procesos que están comprendidos en el Pretratamiento son el desbaste realizado por las rejillas y el desarenado. Este último se lleva a cabo en un desarenador mecánico de sección cuadrada.

La unidad de desarenado cuenta con un canal de ingreso, uno de salida y uno de bypass para utilizar en caso de que el desarenador no esté operativo. El fondo del canal de ingreso se encuentra a cota +104,70, mientras que la cota de fondo del desarenador, del canal de bypass y del canal de salida es de +104,40m.

Desde el pozo de bombeo se eleva el líquido hasta el canal de ingreso al desarenador, la cota de vertido es de +105,67. Al ingreso del desarenador hay un escalón hacia abajo de 30cm y también se colocaron deflectores que tienen la función de evitar que se generen direcciones preferenciales de flujo.

Las dimensiones del canal de ingreso y del de salida son: 80cm de ancho y 10m de largo; el desarenador tiene 3,6m de lado. El canal de bypass también tiene 80cm de ancho y su largo es de 3,6m.

Para la operación está previsto colocar 4 compuertas, 1 ubicada en el canal de ingreso, dos en el canal de bypass (al comienzo y final del mismo) y 1 en el canal de salida. Las mismas permiten aislar el desarenador o el canal de bypass cuando se requiera.

El canal de salida colecta el líquido proveniente tanto del desarenador como del canal de bypass, además de recibir la recirculación de lodos. Desde allí se conduce el líquido hasta la cámara divisoria de caudales que se encuentra previo al inicio de los reactores.

Comportamiento hidráulico

Los caudales de diseño utilizados para éstas unidades son: el caudal máximo diario para la unidad de desarenado (214 lts/s), el caudal pico horario para los canales de ingreso y de bypass (346 lts/s) y el caudal pico más el de recirculación (436 lts/s) para el canal de salida.

La sección de control para el desarenador y el canal de aproximación a éste es el vertedero de cresta delgada ubicado en uno de los lados del desarenador. El ancho del vertedero es de 3,6m, su umbral se encuentra a cota +105,30 y la carga sobre el mismo será de 14cm. Por tanto la cota del pelo de agua en el desarenador será de +105,44m, el tirante en esta unidad será entonces de 1,04m.

Para los cálculos del vertedero se utilizó la expresión siguiente que corresponde a un vertedero rectangular de cresta delgada:

$$Q(m^3 / s) = 1,838 * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde: Q es el caudal (m^3/s), L el ancho de la pared del vertedero (m) y H la carga sobre el vertedero (m).

El tirante en el canal de ingreso estará determinado por la cota de pelo de agua en el desarenador +105,44m y la cota de fondo del canal +104,70m, resultando de 74cm.

Para determinar el tirante máximo que puede alcanzarse en el canal de ingreso se utilizaron las ecuaciones de flujo gradualmente variado, siendo despreciable el aumento de tirante debido al largo del canal. También se consideraron las pérdidas de carga asociadas al pasaje por los deflectores y al cambio de dirección del flujo, que se estimaron en 10cm.

Por tanto el tirante máximo que podría alcanzarse en el canal sería de 84cm, que corresponde a una cota de +105,54m, la cual permite la descarga libre desde el pozo de bombeo.

En el canal de salida, el control lo ejercen los vertederos de la cámara divisoria de caudales que se encuentra aguas abajo del mismo. El tirante en el canal aguas arriba de los vertederos es de 64cm lo que corresponde a una cota de +105,04m. Considerando una pérdida de carga de 5cm en el cambio de dirección, y despreciables las pérdidas en el recorrido del canal, el tirante máximo en el canal de salida alcanza los 69cm (cota +105,09); esto asegura la descarga libre desde el desarenador, fijada por el umbral del vertedero a +105,30m.

Cuando no se puede utilizar la unidad de desarenado, el flujo va por el canal de bypass hacia el canal de salida. La máxima cota en el canal de salida alcanza los +105,09m y la cota de fondo del bypass es de +104,40m. El tirante al final del canal de bypass queda fijado en 39cm, considerando nuevamente 10cm de pérdida de carga asociados a los dos cambios de dirección se tendría en el canal de ingreso una cota máxima de +105,19m. Esta cota permite el vertido libre desde el pozo de bombeo fijado a +105,67m.

Cámara divisoria de caudal - CD1

Descripción

El efluente pretratado es recogido en el canal de salida del desarenador, al final de este canal, a través de secciones de control con vertederos, el líquido se reparte hacia cada una de las cámaras de desagüe. Desde éstas últimas el afluente ingresa a cada una de las dos líneas de tratamiento a través de tuberías de fundición dúctil de 500mm de diámetro nominal.

En las cámaras de desagüe se colocarán compuertas que permitan sacar de operación cada uno de los reactores.

Comportamiento hidráulico

Las secciones de control del flujo una vez que el líquido se encuentra en el canal de salida del desarenador son los vertederos ubicados en el ingreso de las cámaras de desagüe. El ancho de cada vertedero es de 1,0m, la cota del umbral es de +104,80m y la carga sobre los mismos para el caudal de diseño (436l/s) es de 24cm (cota +105,04m).

Una vez que el líquido alcanza cada uno de los compartimientos es conducido por una tubería a cada reactor. Las tuberías de ingreso a los reactores están dispuestas de forma tal que las pérdidas de carga en cada una de ellas sea la misma. En el siguiente cuadro se detalla el cálculo de las pérdidas de carga hasta cada uno de los reactores.

Datos	
Qd (m ³ /s)	0,218
D (mm)	500
A	0,196
V (m/s)	1,11

Pérdidas de carga localizadas				Pérdidas de carga distribuidas	
Despiece	Cantidad	Coeficiente de Darcy	ΔH localizada (m)	C (FD)	120
Entrada	1	0,5	0,031	J	0,0026
Codo 90°	2	0,6	0,075	L total (m)	5,20
Salida	1	1	0,063	ΔH dist (m)	0,01
ΔH localizada total			0,170		

ΔH total (m) 0,18

A partir del cálculo realizado anteriormente y considerando la cota de pelo de agua dentro de los reactores (+104,40m), fijada por el vertedero ubicado al final de los mismos, se puede determinar el tirante en los compartimientos previos a los reactores en 18cm (cota +104,58). Este tirante permite la descarga libre desde el canal de salida del desarenador, ya que la cota del umbral de los vertederos es de +104,80m.

Reactores

Descripción

El caudal ingresa a cada reactor de manera ahogada por una tubería de FD DN 500mm proveniente de la cámara divisoria de caudales CD1.

En cuanto a la salida, el licor-mezcla de los dos reactores descarga libre sobre un canal, a través de 20 vertederos de sección rectangular de 0.50m de ancho, ubicados al final de los reactores aerobios. En uno de los extremos del canal el líquido –de ambos reactores o del que esté en funcionamiento- es recogido en una tubería de FD DN 600mm que transporta el agua hacia una nueva cámara divisoria de caudales CD2 para el ingreso a los sedimentadores.

El diseño de las tuberías fue considerando una velocidad de entorno a 1m/s, para tener bajas pérdidas de carga.

El caudal de diseño de las conducción del licor-mezcla considera el caudal máximo horario (346 lts/s) y el caudal de recirculación de lodos del final del periodo de previsión de 90 lts/s, resulta un caudal de diseño de 436 lts/s en la conducción hacia la cámara divisoria de caudales.

La cámara CD2, recibe el caudal de los reactores (entrada ahogada) y lleva por conducciones independientes el líquido a los sedimentadores. En la cámara está previsto compuertas que permitan trabajar con uno o con ambos sedimentadores a la vez.

Al final de cada reactor se encuentra una cámara donde se ubican la bomba de recirculación para desnitrificar (BDN) sumergida aproximadamente 5,5m del nivel de pelo de agua. La tubería de impulsión de FD DN 300mm termina en la cabecera de cada reactor anóxico.

Comportamiento hidráulico

Para los cálculos de niveles se está suponiendo que no existe laminación en los reactores, hipótesis que permite estar del lado de la seguridad. El control del nivel en cada reactor se realiza desde aguas abajo impuesto por el vertedero de salida. Siendo el nivel máximo en el reactor, la altura sobre el vertedero necesario para la descarga libre del caudal pico horario más el caudal de recirculación dividido los dos reactores (218 lts/s).

La velocidad en la tubería del reactor a las CD2 es de 1,54 lts/s.

El umbral de los vertederos rectangulares está a cota +104,32m y la lámina de agua de vertido es de 8cm, resultando una cota de nivel de agua en los reactores de +104,40m.

Cámara divisoria de caudal - CD2

Descripción

Esta cámara está compuesta por un recinto que recibe -por debajo de éste- la tubería proveniente del canal de salida de los reactores y cuenta con dos vertederos rectangulares de pared delgada, de ancho 100cm cada uno, que vierten a la dos compartimentos menores de los cuales salen las tuberías que ingresan a cada sedimentador (cámaras de desagüe).

El caudal que ingresa a cada compartimiento es conducido hacia los sedimentadores a través de tuberías de FD DN 500mm. Como se mencionó anteriormente, en cada una de los compartimientos se colocarán compuertas que permitan sacar de operación uno u otro sedimentador.

Esta cámara se encuentra ubicada simétricas respecto a la ubicación de los dos sedimentadores, buscando que las tuberías que salen de la CD hacia los sedimentadores sean iguales y por ende iguales las pérdidas de carga de ambas.

Comportamiento hidráulico

La cota del umbral de los vertederos es de +103,49m y la carga sobre los mismos para el caudal de diseño (436 lts/s) es de 24cm resultando una cota de nivel de agua de +103,73m.

La tubería de salida ($\phi 600$) del canal tiene 2 codos de 90º ($k = 0.6$), una entrada ($k = 0.5$) y una salida ($k = 1$), de modo que el coeficiente total de pérdida es $k = 2.7$ y por tanto la pérdida de carga localizada resulta 33cm. Y considerando 120 el coeficiente de Hazen-Williams y una longitud total de 27,20m la perdida de carga distribuida es de 11cm, teniendo un total de pérdida de carga de 43cm entre el canal de salida y la CD2.

La cota máxima en el canal de salida del reactor se calcula como la cota del nivel de agua dentro de la CD más las pérdidas de carga de la tubería que los une, resultando una cota de pelo de agua de +104,17m, menor que el umbral de salida del reactor (cota +104.33m), garantizando la descarga libre de estos. Las pérdidas de cargas distribuidas en el canal se consideran despreciables.

Una vez que el líquido alcanza las cámaras de desagüe es conducido por una tubería a cada sedimentador. En los siguientes cuadros se detalla el cálculo de las pérdidas de carga hasta cada uno de los sedimentadores:

Datos	
Qd (m ³ /s)	0,218
D (mm)	500
A	0,196
V (m/s)	1,11

Pérdidas de carga localizadas				Pérdidas de carga distribuidas	
Despiece	Cantidad	k	ΔH localizada (m)	C (FD)	120
Entrada	1	0,5	0,031	J	0,0026
Codo 90°	2	0,6	0,075	L total (m)	65.40
Salida	1	1	0,063	ΔH distribuida (m)	0,17
ΔH localizada total			0,170	ΔH total (m)	

ΔH total (m) 0,34

A partir del cálculo realizado anteriormente y considerando la cota de pelo de agua dentro de los sedimentador de +102.98m, fijada por el vertedero ubicado al final de los mismos, se puede determinar que la cota máxima del nivel de agua en las cámaras de desagüe es +103.32m, calculada como la cota del nivel de agua en los sedimentadores más la pérdida de carga de una de las tuberías (0.34m). Esta cota dentro de las cámaras de desagüe permite la descarga libre de los vertederos (cota de umbral +103.49m).

Sedimentadores secundarios

Descripción

Los sedimentadores secundarios son unidades circulares de 23,6m de diámetro y están diseñados para operar con una tasa de 30m/h en el año 2040. Los mismos recepcionan el líquido luego de su pasaje por los reactores.

El caudal máximo que ingresa a cada uno de los sedimentadores es de 218 lts/s, parte de este caudal es colectado en la parte superior del sedimentador por un canal perimetral mediante vertederos triangulares y conducido hacia la desinfección (173 lts/s). El resto corresponde al lodo purgado ($45\text{m}^3/\text{día}$ despreciable) y recirculado.

El nivel de agua en el sedimentador, cota +102,98m, está dado por los vertederos perimetrales. Ubicado a 60cm debajo se encuentra la cota de fondo del canal perimetral (+102,38m) donde sale una tubería de FD DN 500mm que conduce el agua clarificada a la unidad de desinfección ultravioleta.

Aguas abajo el control hidráulico está dado por los vertederos de la unidad de desinfección UV, que fijan la cota de entrada a esta unidad en +101,40m.

Comportamiento hidráulico

El caudal que circula por cada sedimentador se evaca por una serie de 220 vertederos triangulares que se colocan cubriendo todo el perímetro del mismo (74,14m). Los vertederos triangulares tienen un ángulo al vértice de 90 grados y una altura de 10cm medida desde sus vértices que se encuentran espaciados cada 34cm.

La relación entre el caudal evacuado por cada vertedero y la carga (medida en metros sobre el vértice del mismo) para un vertedero de estas características es $Q = 1,4 \cdot H^{5/2}$, por lo tanto en La lámina de agua de vertido es de 5cm, fijando la cota del umbral de los vertederos en +102,93m.

Se realiza el cálculo de las pérdidas de carga de la tubería del sedimentador a la unidad de desinfección UV más comprometida, que resulta ser aquella de mayor longitud y que además presenta la mayor cantidad de singularidades.

En los siguientes cuadros se detalla el cálculo:

Datos	
Qd (m ³ /s)	0,173
D (mm)	500
A	0,196
V (m/s)	0,88

Pérdidas de carga localizadas				Pérdidas de carga distribuidas	
Despiece	Cantidad	k	ΔH localizada (m)		
Entrada	1	0,5	0,020	C (FD)	120
Codo 45°	1	0,4	0,016	J	0,0017
Codo 90°	2	0,6	0,047	L total (m)	43.68
Salida	1	1	0,039	ΔH distribuida (m)	0,17
ΔH localizada total				ΔH total (m)	0,20

La cota del nivel de agua en la entrada a la desinfección es +101,40m, la pérdida de carga en la tubería desde el sedimentador más alejado es de 20cm, por lo que el nivel que se alcanza en la salida del sedimentador es de +101,60m. La cota del fondo del canal perimetral es +102,38m, por lo tanto, el nivel que se alcanza debido a los vertederos de la desinfección no afecta el nivel en los sedimentadores.

Desinfección

Descripción

La unidad de desinfección consiste en un canal equipado con lámparas de luz ultra violeta. El líquido que llega a la desinfección es el proveniente de los sedimentadores secundarios, el cual una vez desinfectado es conducido al río Cuareim a través del emisario.

El caudal de diseño para esta unidad es el caudal máximo diario para el año 2040 (214 lts/s). El canal cuenta con 10 módulos cada uno de los cuales contiene 10 lámparas, las dimensiones del mismo son aproximadamente 1,2m de ancho, 8m de largo y 1m de profundidad. Este sistema cuenta además con un canal de bypass que tiene 1,0m de ancho y 12,6m de largo.

Antes del ingreso al canal de desinfección se colocará una placa deflectora para uniformizar el flujo dentro de la unidad de desinfección. A la salida se ubica un vertedero cuya sección tiene 3m de ancho por 4m de largo.

Parte del líquido desinfectado se utilizará para limpieza de unidades y para riego, la extracción del mismo se realizará desde una cámara ubicada aguas abajo de los vertederos. En ésta cámara se colocarán compuertas que permitan regular el caudal que ingresa.

Comportamiento hidráulico

El control dentro de la unidad de desinfección está ejercido por el vertedero ubicado aguas abajo de la misma. El vertedero consiste en una serie de tuberías circulares de descarga de fondo y está diseñado para amortiguar las variaciones del tirante dentro del canal más allá de las fluctuaciones en el caudal de ingreso.

Desde aguas arriba el control hidráulico está dado por los vertederos del sedimentador secundario cuyo umbral está a cota +102,43m.

El tirante dentro de la unidad de desinfección será de 59cm, y aguas arriba de la placa deflectora se prevé un tirante de 65cm (cota +101,40m). La cota de fondo del canal es de +100,75m, por tanto el nivel en los vertederos tiene una cota de +101,34m.

Los vertederos descargan en un compartimento de 40cm de profundidad (cota +100,35m) el cual vierte en un canal de cota de fondo +99,50m, en este canal se colocó un vertedero de cresta delgada y de 1m de ancho, cuyo umbral está a cota +99,97 y que fija la cota de pelo de agua dentro del recinto en 100,3m (tirante: 0,8m).

Esta cota de +100,3m no afectará la descarga libre de los vertederos del canal de desinfección, fijada por encima de 100,75m.

Para el cálculo de la cota y el tirante dentro del recinto anterior se utilizó la ecuación siguiente:

$$Q(m^3 / s) = 1,838 * L * H^{\frac{3}{2}}$$

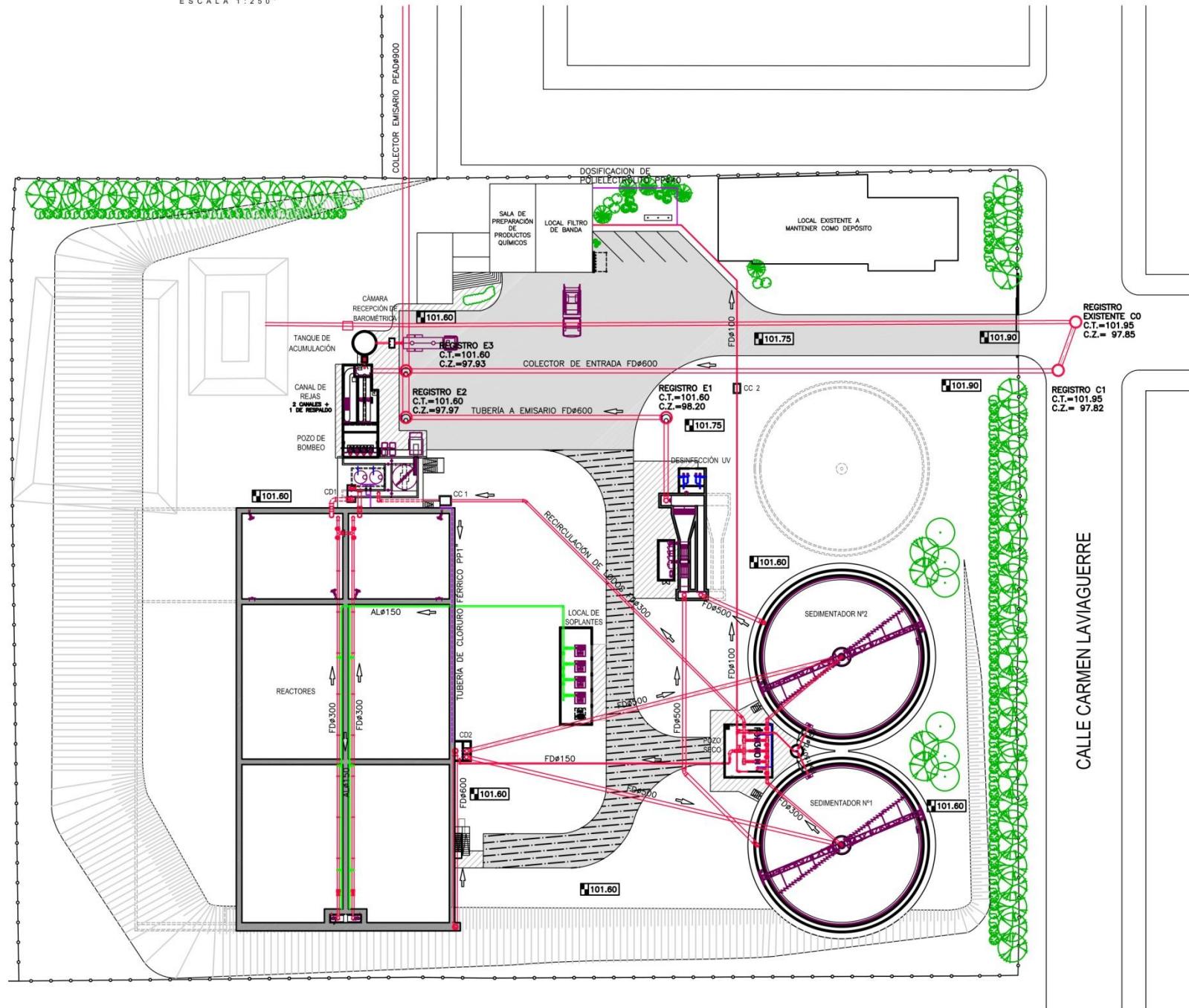
Donde: Q es el caudal (m^3/s), L el ancho de la pared del vertedero (m) y H la carga sobre el vertedero (m).

Cuando se anula el canal de desinfección el líquido pasa a través del canal de bypass. La cota de fondo del mismo es de +100,75m y la descarga se realiza sobre el canal que se ubica a cota +99,50m. Como ya fue dicho el nivel de agua en este recinto puede alcanzar una cota de +100,3m, esto permite asegurar la descarga libre desde el canal de bypass.

En el canal se tendrá un tirante de 23cm que corresponde al valor del tirante crítico ya que las pérdidas de carga en el recorrido del flujo por este canal serán despreciables. La cota de pelo de agua dentro del canal será entonces de +100,98m.

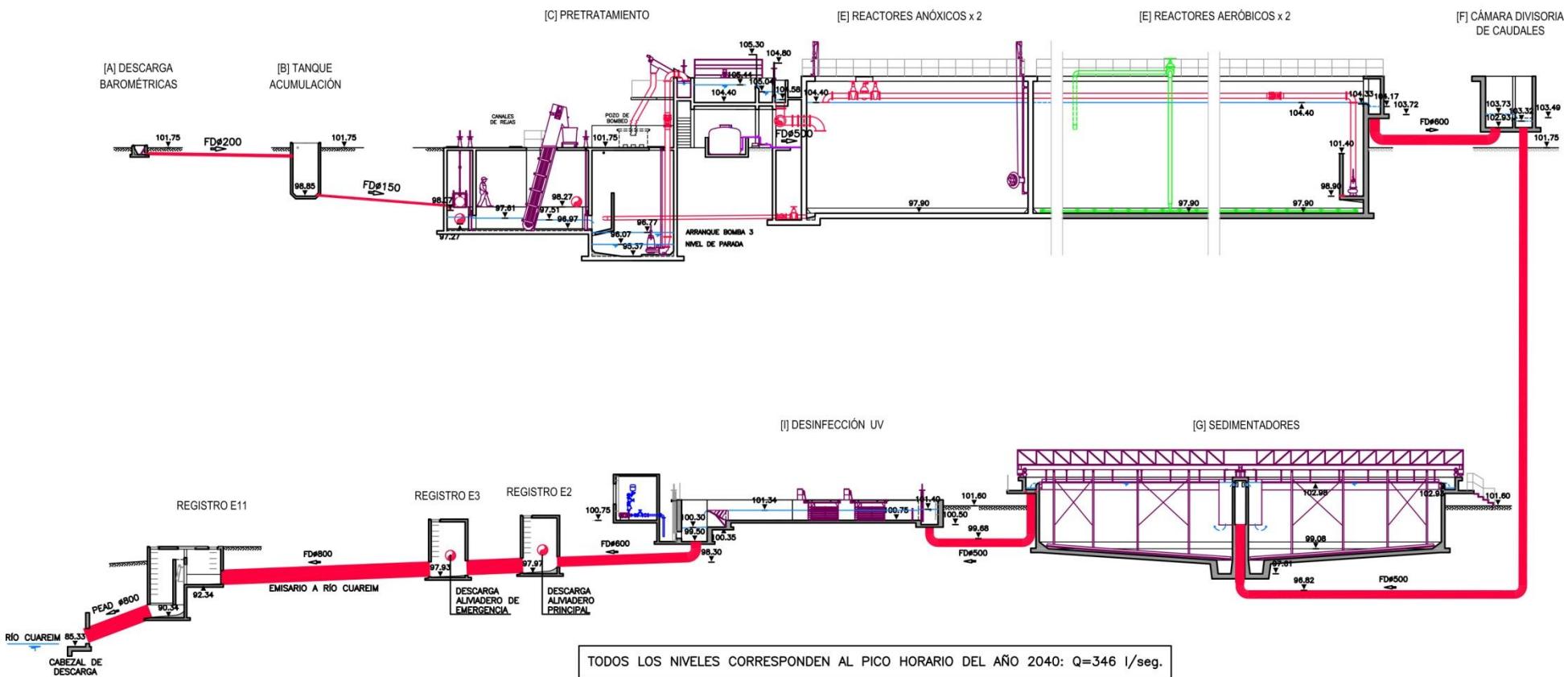
Planta general

ESCALA 1:250



Perfil hidráulico

S / E S C A L A



PROYECTO

Hidráulico Ambiental

Año 2012

Planta de Tratamiento de Efluentes para la
Ciudad de Artigas

Guía de Operación

Tutores:

Juan Sanguinetti
Eugenio Lorenzo

Alumnos:

Natalia Batista
Sofía Ormaechea



Índice

Descarga de barométricas.....	3
Desbaste.....	3
Operación normal y con canal de reja manual.....	3
Recolección y disposición de los sólidos retenidos.....	4
Pozo de bombeo.....	4
Desarenador	5
Operación normal y con canal de bypass.....	5
Disposición de la arena	5
Reactores.....	5
Controles durante la operación	5
Vaciado.....	7
Sedimentador secundario	8
Operación	8
Vaciado.....	8
Operaciones de recirculación y purga.....	9
Canal de desinfección	11
Operación normal y con canal auxiliar.....	11
Limpieza de las lámparas.....	11
Deshidratado de lodos	12
Operación del filtro	12
Disposición del lodo deshidratado.....	12
Control de eficiencia del proceso	13

Descarga de barométricas

La descarga de los camiones barométricos se realiza en una cámara desde la cual el líquido va por gravedad al tanque de acumulación. Para poder controlar el ingreso del líquido que se encuentra en el tanque al tratamiento se colocó, en la conducción desde el tanque hacia el canal de rejas, una llave de paso que deberá permanecer cerrada mientras los camiones realizan las descargas.

Previo a la apertura de la llave de paso se debe inspeccionar y, de considerar necesario, analizar el líquido que se encuentra en el tanque de acumulación con el fin de descartar que contenga alguna característica que pudiera perjudicar el tratamiento biológico (por ejemplo: contener sustancias tóxicas de vertidos industriales). Para realizar este chequeo de forma rápida se debe realizar una inspección visual y la determinación del pH del líquido vertido en el tanque, que debe tener un valor cercano a 7.

Desbaste

Operación normal y con canal de reja manual

El sistema desbaste de la planta de tratamiento está compuesto por dos canales de rejas de limpieza mecanizada y un canal auxiliar con una reja de limpieza manual.

La operación normal está previsto se realice repartiendo (de forma equitativa) el caudal que ingresa entre los dos canales de reja de limpieza mecanizada. Para ello permanecerán abiertas las dos compuertas que permiten el ingreso del líquido a éstos dos canales y cerrada la compuerta del canal de reja manual.

Para las situaciones en que se necesite reparar alguno de los equipos del sistema de rejas mecánicas o realizar limpiezas o arreglos en alguno de los canales, se deberá habilitar el canal auxiliar, lo cual se lleva a cabo abriendo la compuerta de éste y cerrando la del canal a reparar.

La limpieza de las rejas estará regulada por ciclos cuyo tiempo se ajustará cuando la planta comience a operar. También se prevé que si la reja alcanza el porcentaje de obstrucción del 50% se limpie en ese momento. Para esto último, se colocará un censor de niveles que accionará la limpieza de manera automática cuando la pérdida de carga en la reja sea la máxima admisible. La máxima pérdida de carga admitida para el caudal pico horario es de 10cm.

Para el funcionamiento en los primeros años se trabajará con una sola línea de tratamiento, de todos modos el caudal afluente de ese período generará una baja velocidad de aproximación y consecuentemente habrá sedimentación en el canal. En ese momento habrá que realizar limpiezas periódicas del canal con máquinas desobstructoras. Esto no será un problema para el tratamiento ya que se tendrá un canal de rejas de limpieza mecánica siempre como respaldo.

Recolección y disposición de los sólidos retenidos

El volumen de basura a retener en el sistema de rejas se estimó estará entre 537 y 944 litros por día. Los sólidos que se extraen (en la reja de limpieza mecánica) se depositan de manera automática en una volqueta colocada a nivel de terreno. La capacidad de las volquetas que se utilizarán es de 500lt, y éstas deberán cambiarse cuando tengan el 80% de su capacidad completa. Por tanto se realizarán como máximo tres cambios de volquetas por día.

Las volquetas llenas se trasladan hasta un lugar previsto para este acopio ubicado al costado del pozo de bombeo (lámina 6), en este lugar se podrán acumular hasta cuatro volquetas. El traslado lo puede realizar un operario ya que las volquetas tienen base con rodamiento o se pueden transportar con el montacargas de la planta. El contenido de las mismas se verterá en el camión recolector (el camión deberá tener un sistema para su izado) y luego llevará los residuos al vertedero municipal para su disposición final. La recolección de los residuos sólidos se hará con una frecuencia diaria.

Cuando se esté trabajando con el canal de reja de limpieza manual la reja deberá inspeccionarse y limpiarse con cierta frecuencia que se podrá ajustar pero que no deberá ser inferior a una vez por turno (duración de un turno: 6 horas). Para la limpieza de esta reja el operario debe descender hasta una plataforma y ubicarse sobre la chapa perforada prevista para este fin. Desde allí, con un rastillo, se eleva la basura de la reja hasta la chapa y luego de unos minutos (para permitir el escurrimiento del líquido) la basura se coloca en un balde y se retira.

Pozo de bombeo

El bombeo del líquido que ingresa a la planta se realizará con tres bombas funcionando más una de respaldo, las reparaciones y/o mantenimiento de los equipos está previsto se realicen fuera del mismo y con el resto de los equipos funcionando. En caso de no poder bombear desde el pozo (corte de energía, por ej.), el líquido será evacuado por el aliviadero 1, ubicado en el final del canal de rejas; por tanto el efluente vertido al río habrá sido sometido al desbaste. El aliviadero 1 no tiene compuerta y comienza a funcionar una vez que el nivel en el pozo se eleva hasta alcanzarlo.

Si por algún motivo se debe vaciar el pozo, habrá que cerrar las tres compuertas de los canales de rejas y además colocar una bomba de achique para el líquido que permanece en el pozo por debajo del nivel de encendido de las bombas.

En esta situación el afluente a la planta será aliviado a través del aliviadero 2 (aliviadero de emergencia) ubicado en la cámara previa, al inicio del sistema de desbaste. En este caso se realizará el vertido sin ningún tipo de pretratamiento. El aliviadero 2 tiene una compuerta, que permanece cerrada en la operación normal de la planta, que debe ser abierta.

Desarenador

Operación normal y con canal de bypass

En esta unidad también está previsto el funcionamiento normal y la operación utilizando el canal de bypass. Este canal auxiliar se construye para que funcione en caso de tener que realizar reparaciones en el desarenador. Cabe aclarar que el canal de bypass no funciona como removedor de arena, razón por la cual toda vez que se necesite anular el desarenador se deberá reestablecer su operación en el menor tiempo posible.

Para impedir el ingreso de líquido al desarenador se deben cerrar la compuerta que está ubicada en el canal de ingreso y también la que está ubicada en el canal de salida. A la vez se deben abrir las dos compuertas que se encuentran en el canal de bypass, una a la entrada y otra a la salida.

Para realizar trabajos en la unidad de desarenado que implique el vaciado de la misma, se colocará una bomba de achique, que verterá el líquido que se encuentra en el desarenador en el canal de salida desde el cual pasará a los reactores.

Disposición de la arena

La arena que se retiene en el desarenador es arrastrada por el barredor y colocada en la caja de arena, desde allí la bomba tornillo la levanta y deposita en una volqueta de 6m³ de capacidad ubicada a nivel del terreno. La cantidad de arena que se remueve depende de muchos factores y no fue estimada, pero se puede asumir que al no provenir el afluente de una zona costera la volqueta demorará días en llenarse. Antes de que la volqueta llegue al 80% de su capacidad deberá sustituirse por una vacía, operación que se realizará con camiones equipados para este fin.

Si bien el desarenador se diseña para remover partículas inorgánicas, siempre algo de materia orgánica es arrastrada junto con la arena. Éste material puede llegar a estar días en el predio de la planta por lo que pueden generarse problemas de olores. Para éstos casos se deberá agregar cal hidratada en la volqueta. Éste producto se encontrará disponible en la planta ya que también se utiliza en solución para regulación de pH y alcalinidad en el sistema de reactores.

Reactores

El ingreso al sistema de reactores se realiza a través de tuberías que transportan el líquido desde las cámaras de desagüe que se encuentran al final del canal de salida del desarenador. En caso de querer impedir el ingreso del líquido a alguna de las líneas de reactores se deberá cerrar la compuerta de la cámara de desagüe correspondiente.

Controles durante la operación

Para que el sistema de reactores biológicos aerobios funcione adecuadamente deben mantenerse ciertas condiciones ambientales, como ser: presencia de nutrientes, no presencia de tóxicos, ciertos rangos de pH y alcalinidad y una concentración de oxígeno disuelto mayor a 2mg/l.

Valores recomendados: pH cercano al neutro y nunca fuera del rango de 6 a 8; y alcalinidad mayor a 50mg/l de CaCO₃.

Para los efluentes domésticos la presencia de nutrientes y la ausencia de tóxicos es lo habitual. Para controlar la concentración de oxígeno y el valor de pH en los reactores se utilizará una sonda multiparámetro, con la cuál se medirán éstos parámetros en diferentes puntos del sistema de reactores.

De suceder que los valores de pH estén por debajo de los mencionados se dosificará cal hidratada en solución. El punto de dosificación elegido es en el canal de salida del desarenador, previo al ingreso del líquido a los reactores. La solución de cal se encontrará en la sala de productos químicos con una bomba dosificadora instalada para funcionar en éstas situaciones. Si los valores de oxígeno se encuentran por debajo o muy próximos al valor límite se deberá ajustar el sistema de aireación para aumentar la cantidad de oxígeno disuelto en el licor-mezcla. La regulación del aporte de aire se podrá hacer de forma diferencial en cada uno de los sectores de los reactores.

Los caudales de recirculación de lodos deberán ser ajustados para mantener el buen funcionamiento de los procesos biológicos en los reactores. Se procurará tener una concentración de SSV en el entorno de 3000mg/lt y respetar la relación SSV/SST=0,8. Por tanto se controlarán los sólidos mencionados para realizar ajustes en el caudal de recirculación de lodos.

El sistema de reactores está constituido por un reactor aerobio más uno anóxico de cabecera para realizar la desnitrificación del líquido afluente.

El caudal de recirculación interna será el 100% del caudal afluente a la planta. El funcionamiento de las bombas de recirculación interna estará controlado por un PLC para poder ajustar el caudal de recirculación en función del caudal afluente a la planta. Para este ajuste, el equipo tomará como dato de ingreso la suma de las lecturas de los caudalímetros del pozo de bombeo y ajustará el caudal de recirculación.

Para controlar que la eficiencia en la remoción de nitratos, se deberá medir el valor de los mismos en el líquido clarificado y contrastarlo con el valor objetivo propuesto para el tratamiento de 14mg/l. De no estar logrando estos valores se deberá aumentar el caudal de recirculación interna.

También deberá verificarse que se lleve a cabo la mezcla completa en los reactores anóxicos, para ello se tomarán muestras de SST o SSV en dos puntos en cada reactor a diferentes profundidades.

En la cámara divisoria de caudales (CD2), se dosificará cloruro férrico en el licor-mezcla para realizar precipitación química de fósforo. El valor objetivo de fósforo en el efluente, fijado en el proyecto es de 2mg/l y el valor máximo admitido para vertido a curso de agua en la normativa

vigente es de 5mg/l. Se deberá medir la concentración de fósforo total en el efluente y ajustar la dosificación para alcanzar el valor objetivo establecido.

Vaciado

Las operaciones de vaciado de los reactores están previstas para ser realizadas en dos escenarios posibles:

- 1) Cuando (por el caudal afluente) la planta se encuentre operando con una sola línea de tratamiento y se decida o necesite alternar y trabajar con la otra línea.
- 2) Cuando se esté trabajando con dos líneas y ocurra una contingencia que obligue al vaciado.

Cuando el vaciado se realice con ambas líneas operando, previo al inicio de esta operación, se ajustará el bombeo del pozo para que el reactor que queda en funcionamiento no reciba el doble del caudal más el caudal de vaciado en forma repentina. En este escenario una parte del caudal afluente a la planta será aliviado luego del desbaste.

Para realizar el vaciado de alguna de las líneas de reactores primero se cortará el ingreso del líquido a la misma y para luego comenzar la operación de vaciado.

El vaciado del reactor se realizará utilizando la bomba de recirculación interna y luego desagotando el líquido del fondo hacia el pozo de bombeo.

Operación de vaciado

- Cortar la recirculación interna en el reactor que no será vaciado, apagando dicha bomba
- Cerrar la llave de paso en la salida de la tubería de recirculación interna (en el reactor a vaciar)
- Abrir la llave que permite el pasaje del flujo de un reactor hacia el otro, la cual se encuentra en una bifurcación de la tubería de recirculación interna (en el reactor que se va a vaciar)

Esta parte de la operación permitirá pasar al otro reactor el líquido que se encuentra por encima de la succión de la bomba de recirculación interna. Para evacuar el resto del líquido se deberá abrir una llave de paso que se encuentra en una cámara en la cabecera de la línea de reactores. Esta llave habilita la salida del líquido a través de una tubería que lo conduce hasta el pozo de bombeo. La pendiente de fondo de los reactores permite el vaciado completo de la unidad por esta tubería.

Cuando se detiene el pasaje de líquido desde un reactor a otro debe volver a encenderse la bomba de recirculación interna del reactor en funcionamiento. La operación de trasiego del líquido entre reactores, tiempo en que se trabajará sin recirculación interna, dura menos de cinco horas.

No deben dejarse fuera del agua los difusores del sistema de aireación, ya que sus membranas se deterioran. Por esta razón deberá agregarse agua tratada en el reactor que vaya a permanecer vacío hasta que cubra la superficie de los difusores con un tirante de 20cm por encima de los

mismos. En caso de que se necesite arreglar el reactor sin presencia de agua se deberán cubrir los difusores para proteger las membranas de la radiación solar.

Sedimentador secundario

Operación

Durante la operación de los sedimentadores se realizará la recolección de flotantes que lleguen hasta esta etapa del tratamiento y con cierta periodicidad, se tendrán que limpiar los vertederos perimetrales.

Estas unidades cuentan con una caja de recolección de espumas que tiene en su superficie una reja para evitar el ingreso (junto con la espuma) de flotantes, ya que éstos podrían generar problemas en el posterior bombeo de la espuma. Con una frecuencia que se deberá establecer una vez que la planta se encuentre operando, se tendrá que retirar la basura acumulada en las rejillas, ya que de lo contrario la espuma no podrá ingresar a las cajas de recolección.

Para la limpieza de los vertederos perimetrales se utilizará agua a presión. Previo al comienzo de esta limpieza será necesario colocar una rejilla en el punto de recolección del agua clarificada para evitar que las algas desprendidas mientras se está limpiando lleguen al canal de desinfección.

Vaciado

El vaciado de los sedimentadores se realizará en los mismos dos escenarios descritos para los reactores.

También en este caso, si se necesita vaciar una unidad y la planta está trabajando con las dos líneas de tratamiento, antes de comenzar con el vaciado se deberán ajustar las bombas del pozo de bombeo, a fin de no duplicar el caudal de ingreso a la unidad que queda en operación de manera brusca.

Para el vaciado de los sedimentadores se procederá de la manera siguiente:

- Se cierra la compuerta de la cámara divisoria de caudales que permite el ingreso del líquido al sedimentador a vaciar
- Se purga el sedimentador a vaciar
- Se recircula desde el sedimentador a vaciar

Estas dos últimas operaciones se realizan como se lo hace habitualmente

- Se cierra la válvula de ingreso a la tubería de recirculación del sedimentador a vaciar
- Se abren las válvulas correspondientes al pasaje del líquido a la bomba de vaciado (bomba que también es el respaldo de las bombas de recirculación) y la que se encuentra luego de la bomba de vaciado. Esta última permite el bombeo del líquido hacia la cámara divisoria de caudales

El líquido bombeado a la cámara divisoria de caudales ingresará al sedimentador operativo. El punto de funcionamiento de la bomba de vaciado permite bombear hasta 50lts/s de modo de no incrementar a más de $40m^3/m^2/día$ la tasa en el sedimentador que está funcionando.

La configuración en el pozo seco para realizar el vaciado se realizará partiendo de la configuración de funcionamiento normal (descrita en el capítulo Operaciones de recirculación y purga) y además se deberá:

Para vaciar el sedimentador 1

- Abrir las válvulas: B1, D3 y F4

Para vaciar el sedimentador 2

- Abrir las válvulas: B2, D3 y F4

Operaciones de recirculación y purga

Las operaciones de recirculación y purga son fundamentales para que el proceso funcione de manera adecuada. La frecuencia de las operaciones de recirculación será de 12 por día desde cada sedimentador, de forma alternada, una vez desde cada sedimentador y la duración de cada una será de 1 hora. Una vez al día desde cada sedimentador se realizará la purga.

Los caudales de recirculación y purga para cada período de operación serán aproximadamente el 42 y el 0,5% respectivamente del caudal afluente a la planta. El funcionamiento de las bombas estará controlado por un PLC para poder ajustar el caudal de recirculación y el de purga en función del caudal afluente a la planta. Para este ajuste, el equipo tomará como dato de ingreso la suma de las lecturas de los caudalímetros del pozo de bombeo y regulará los bombeos referidos.

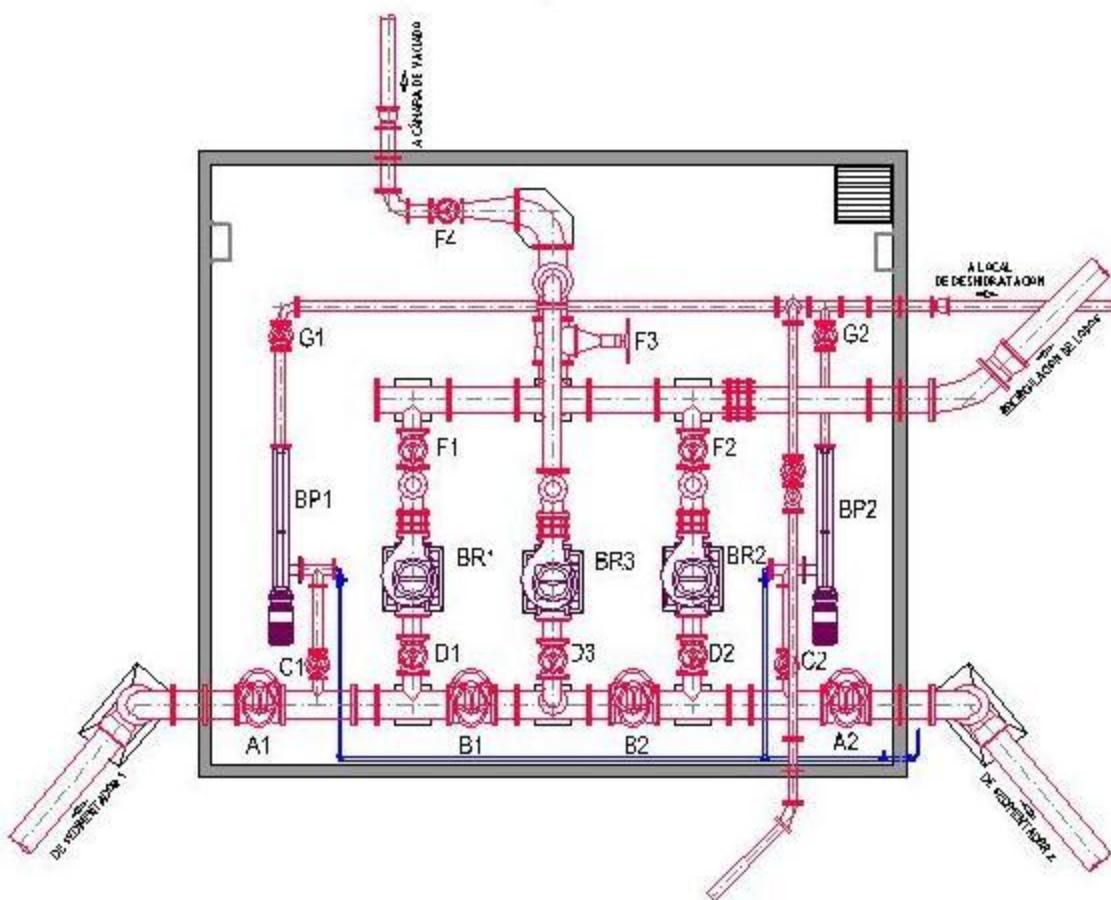
A través del sistema SCADA que tendrá la planta se podrán ajustar las consignas de operación. Este sistema permite además monitorear muchos de los controles que se realizan en la planta.

Los caudales de recirculación de lodos deberán ser ajustados para mantener el buen funcionamiento de los procesos biológicos en los reactores. Se procurará tener una concentración de SSV en el entorno de 3000mg/l y respetar la relación SSV/SST=0,8. Por tanto se controlarán los sólidos mencionados para realizar ajustes en el caudal de recirculación de lodos.

Para el caso de las purgas, se deberá controlar la altura del manto de lodos en los sedimentadores. Según el diseño, la profundidad de la zona de sedimentación es de 3m, por tanto deberá verificarse que el manto de lodos no aumente su altura de modo de perjudicar la sedimentación.

Las operaciones de recirculación y purga en operación normal se realizan con el arreglo siguiente: la recirculación desde el sedimentador 1 con la bomba BR1, la del sedimentador 2 con la BR2; la purga del sedimentador 1 con la bomba BP1 y la del sedimentador 2 con la BP2.

Planta pozo seco



LISTADO DE VALVULAS

A1	A2
B1	B2
C1	C2
D1	D2
F1	F2
G1	G2
D3	F3
BR ¹	F4
BR ²	
BR ³	

En el pozo seco se deberá tener la siguiente configuración:

- Válvulas abiertas: A1, A2, C1, C2, D1, D2, F1, F2, G1, G2 y G3
- El resto de las válvulas permanecerán cerradas

Cuando se realiza la recirculación utilizando la bomba de respaldo (BR3) se partirá de la configuración de funcionamiento normal y se procederá de la manera siguiente:

Para sacar de funcionamiento BR1

- Abrir las válvulas: B1, D3 y F3
- Cerrar las válvulas: D1 y F1

Para sacar de funcionamiento BR2

- Abrir las válvulas: B2, D3 y F3
- Cerrar las válvulas: D2 y F2

Cuando se debe sacar de operación una de las válvulas de purga se partirá de la configuración de funcionamiento normal y se procederá de la manera siguiente:

Para sacar de funcionamiento BP1

- Cerrar las válvulas: C1 y G1

Para sacar de funcionamiento BP2

- Cerrar las válvulas: C2 y G2

En este caso como, no existe bomba de respaldo, las purgas se realizarán sólo desde el sedimentador correspondiente a la bomba que quede operando.

Canal de desinfección

Operación normal y con canal auxiliar

El ingreso al canal de desinfección se realiza por un pasaje que tiene una compuerta que deberá ser cerrada en caso de querer sacar de funcionamiento esta unidad. Cuando esto suceda, el líquido clarificado ingresará al canal auxiliar (se debe abrir la compuerta de ingreso al mismo), y el vertido del efluente se hará sin desinfección.

Limpieza de las lámparas

Las lámparas encargadas de emitir la radiación UV que desinfecta el líquido deberán ser limpiadas con cierta frecuencia. El tiempo entre las sucesivas limpiezas depende de las características del

afluente al sistema de desinfección. Por esta razón esta frecuencia de limpieza se fijará una vez que la planta se encuentre operando.

La limpieza de las mismas se llevará a cabo con agua tratada, o sea con agua de la salida de la desinfección o con agua potable en el tiempo en que el canal de desinfección no está funcionando.

Deshidratado de lodos

Operación del filtro

El filtro de banda operará en línea cuando se está realizando la purga de lodos, en el momento de mayor exigencia el filtro deberá funcionar 4,5 horas al día.

Para la deshidratación del lodo se deberá dosificar polielectrolito en solución, éste se encontrará preparado en piletas (en la sala de productos químicos), desde las cuales se bombeará y se injectará en un punto de la tubería de purga (metros antes del ingreso del lodo al filtro).

La dosis de polielectrolito a aplicar se deberá fijar con ensayos cuando se comience a realizar el deshidratado del lodo, para determinar las dosis óptima se deberá determinar el contenido de humedad en el lodo a la salida del filtro. Por experiencia en plantas de características similares, la dosis de polielectrolito a aplicar estaría en el entorno de 5Kg/Ton SST.

Durante la deshidratación se requiere que un operario esté en el local del filtro para retirar parte del lodo de la bandeja del final del filtro y arrastrarlo hasta la volqueta que se encuentra al final de la bandeja. Por este motivo se deberá prever el momento del día en que se realicen las purgas y el deshidratado.

Disposición del lodo deshidratado

El lodo deshidratado que sale del filtro cae o es depositado en una volqueta de 1500Kg de capacidad, la cual una vez completa se vuelca en otra volqueta de 6m³ de volumen. El transporte y vuelco de la volqueta pequeña en la otra se hará con un monta cargas.

Las volquetas de 6m³ serán retiradas del predio de la planta por un camión que llevará el lodo deshidratado al vertedero municipal. Éstas volquetas estarán ubicadas en el mismo local del filtro de banda y la capacidad del galpón permite acumular hasta 3 de ellas. Para no tener que interrumpir la operación de deshidratado cuando la volqueta pequeña se llene, se contará con al menos dos volquetas de este tipo.

Control de eficiencia del proceso

El tratamiento de la planta fue diseñado para los porcentajes de remoción que se muestran en el cuadro siguiente. Los mismos fueron establecidos en función de los valores estimados en el caudal afluente y de los valores objetivos fijados para el efluente.

Parámetro	Concentración en el afluente (mg/l)	Concentración en el efluente (mg/l)	Remoción requerida (%)
DBO ₅	165	20	88
SST	190	40	79
NTK	37	2	95
P	8	5	38

Para determinar la eficiencia del proceso de tratamiento se realizarán muestreos en los cuales se medirán los parámetros: DBO₅, SST, NTK y P tanto en el afluente como en el efluente. En el efluente se deberá determinar también el valor de coliformes fecales que deberá ser inferior a 5000CF/100ml para cumplir con la normativa vigente.

PROYECTO

Hidráulico Ambiental

Año 2012

Planta de Tratamiento de Efluentes para la
Ciudad de Artigas

Estudio de Impacto Ambiental

Tutores:

Juan Sanguinetti
Eugenio Lorenzo

Alumnos:

Natalia Batista
Sofía Ormaechea



ÍNDICE

Ficha Ambiental	3
Características Principales del Proyecto	4
Objetivo	4
Conceptualización del Proyecto.....	4
Ubicación	6
Marco legal y administrativo	8
Descripción de la Planta de Tratamiento	9
Descripción de Unidades de la Planta	10
Características del medio ambiente receptor	16
Medio físico	16
Geología.....	16
Suelo.....	16
Hidrografía	16
Medio biótico.....	19
Terrestre	19
Acuático	20
Medio antrópico	20
Medio simbólico	20
Identificación y evaluación de impactos	21
Previsión de Impactos	21
Listado de actividades del proyecto según fases del Proyecto.....	21
Identificación de Aspectos Ambientales	23
Identificación de Impactos Ambientales	25
Predicción de impactos	28
Metodología.....	28
Caracterización de impactos.....	30
Evaluación de Impactos Ambientales Significativos y Determinación de medidas de mitigación	33
Etapa de construcción	33
Etapa de operación	35

Plan de Gestión Ambiental.....	39
PGA-Construcción	39
PGA – Operación.....	41
Conclusiones.....	43

FICHA AMBIENTAL

Denominación del proyecto	Planta de Tratamiento y Disposición Final de Efluentes de la ciudad de Artigas
Localización del proyecto	Zona Noroeste de la ciudad de Artigas Nº Padrón 3168
Titular del proyecto	OSE Obras Sanitarias del Estado
Técnicos Responsables del Proyecto	Por Facultad de Ingeniería de la Udelar: Natalia Batista mnbatista@gmail.com Sofía Ormaechea sofiaormaechea@gmail.com
Técnicos Responsables del EsIA	Por Facultad de Ingeniería de la Udelar: Natalia Batista / Sofía Ormaechea

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL PROYECTO

El proyecto comprende la construcción y puesta en operación de una nueva planta de tratamiento de efluentes domésticos para la ciudad de Artigas en sustitución de los actuales sistemas de tratamiento. Y la construcción de un emisario terrestre de aproximadamente 900 metros que va desde el predio de la planta hasta el Río Cuareim, punto de disposición final del efluente.

Nota: Todas las cotas estarán referidas al Cero Oficial

OBJETIVO

El objetivo del presente emprendimiento es dar tratamiento y disposición final a los efluentes domésticos de la ciudad de Artigas a través de la construcción de una nueva planta de tratamiento, y de un emisario que llevará el líquido tratado a su disposición final, el Río Cuareim.

Este nuevo sistema sustituirá al actual deficiente, conformado por dos sistemas independientes, una Planta de Depuración con emisario que vierte al río anteriormente mencionado. Y una Laguna Facultativa con vertido a la Cañada Sauce tributaria a la Cañada Zanja Caballero.

Mejorando así, las condiciones de vida de la población y las condiciones del medio, a través de la eliminación de la contaminación doméstica en los cursos de agua implicados.

La futura planta está diseñada para tratar el total del efluente generado, estimando una cobertura de saneamiento del 74% para finales del periodo de previsión, fijado en el año 2040.

CONCEPTUALIZACIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto consiste en una planta de tratamiento de efluentes de Lodos Activados con Aireación Extendida, desnitrificación de cabeza, precipitación química de fósforo y desinfección UV. Garantizando así la remoción de la materia orgánica y nutrientes como fósforo y nitrógeno, y patógenos.

El sistema está diseñado para caudales de tiempo seco, por lo que verterá por aliviaderos en tiempo de lluvia.

La disposición final del efluente se realizará al Río Cuareim a través de un emisario que trabajará a gravedad de aproximadamente 900 metros que va desde el predio de la planta hasta el margen del río.

Por otro lado para la fase sólida, el tratamiento de los lodos es una etapa de deshidratación mecánica, para una posterior disposición a vertedero municipal.

Se prevé estar en funcionamiento en el año 2015 y se estima que la ejecución de la obra se ajustará al siguiente cronograma.

CRONOGRAMA DE OBRA

UBICACIÓN

La planta de tratamiento se ubicará al Noroeste de la ciudad en la última franja de la trama urbana; ocupará el Padrón Nº 3168 ubicado en la calle Carmen Laviaguerre entre Dr. Luis Alberto de Herrera y Rincón. El predio destinado a la nueva planta es el mismo donde se encuentra edificada la planta actual y su área aproximada es de 16.700m².

La descarga del emisario se realizará en el punto de coordenadas 21J 550046.50m Este, 6637732.18m Sur, a un kilómetro aproximadamente aguas arriba del actual punto de vertido.

Figura 1 - Ubicación de la planta de tratamiento, el emisario y el punto de vertido

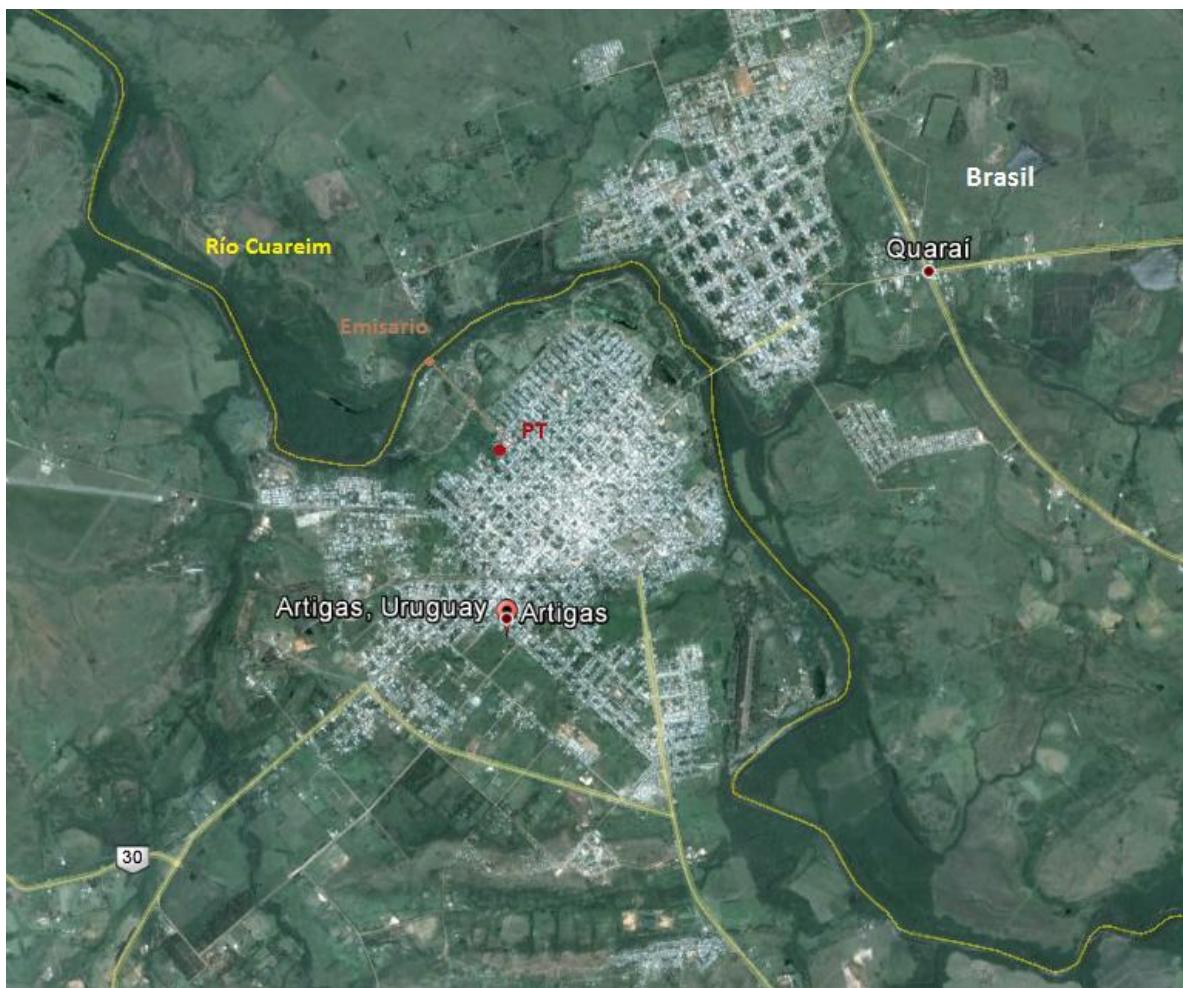


Figura 2 - Ubicación de la planta de tratamiento, el emisario y el punto de vertido



Escala 1:10000

El predio de la planta se encuentra dentro de la planicie de inundación del Río Cuareim, por lo que se adoptó una cota de implantación de 101.60m para un ininterrumpido funcionamiento de la planta, quedando aproximadamente a dos metros por encima de la cota media del terreno.

MARCO LEGAL Y ADMINISTRATIVO

Por su naturaleza y según lo estipula el Decreto 349/005 y modificativo reglamentario de la Ley 16.466 de Evaluación de Impacto Ambiental, corresponde a este Proyecto gestionar la Viabilidad Ambiental de la Localización, el Certificado de Clasificación del Proyecto en la categoría “B” y la Autorización Ambiental Previa ante la Dirección Nacional de Medio Ambiente

Adicionalmente se indica que le aplica el Decreto 253/79 y modificativos, reglamentario del Código de Aguas, donde establece las condiciones que deberá cumplir el efluente de la Planta de Tratamiento, así como también que no se podrá afectar la clasificación del cuerpo de agua receptor del vertido, en este caso el Río Cuareim.

En cuanto al derecho internacional, la cuenca del río Cuareim se encuentra bajo la órbita del “Acuerdo de Cooperación entre el gobierno de la República Federativa del Brasil y el gobierno de la República Oriental del Uruguay”, (año 1991), con el objetivo de avanzar en los esfuerzos hacia el desarrollo integrado y el manejo coordinado y ambientalmente sostenible de la Cuenca.

Para la ejecución del Acuerdo, fue constituida la Comisión Mixta Brasilero-Uruguaya para el Desarrollo de la Cuenca del río Cuareim (CRC). Se encuentra, también, en plena actividad el Comité de Coordinación Local de la Comisión Mixta Brasilero Uruguaya conformado en el año 1999.

DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

La planta tiene como horizonte de proyecto el año 2040, estimando su puesta en operación en el año 2015, dando un periodo de previsión de 25 años. Se proyectó una población de 57.064 habitantes y se estimó un 74% de cobertura obteniendo un total de 42.268 habitantes como población servida, siendo el restante 28% atendido por el servicio de barométrica.

El caudal de aporte diario a la planta se estimó en 14.700m³/día teniendo en cuenta la población servida y una dotación de 200 litros/habitante/día, además de los aportes por barométrica y las infiltraciones a la red colectora. No se consideran aportes por industrias, por no haber ninguna significativamente importante.

Características del líquido a tratar y valores del efluente:

	Concentración líquido afluente (mg/l)	Concentración líquido efluente (mg/l)	Remoción requerida (%)
DBO5	165	20	88
SST	190	40	79
NTK	37	2	95
P	8	5	38

Los valores adoptados de concentración del líquido efluente fue considerando cumplir con lo establecido en el Decreto 253/79 y teniendo en cuenta las modificaciones introducidas por el grupo Gesta agua.

Para la obtención de la remoción requerida se estableció el siguiente proceso de tratamiento:

- Pretratamiento: Sistema de Desbaste y Desarenador con barredor de fondo
- Tratamiento Biológico: Lodos Activados con Aireación Extendida con Desnitrificación “de cabeza”
- Tratamiento Químico: Dosificación de coagulante para precipitación de fósforo.
- Desinfección: Unidad de Desinfección por rayos UV
- Tratamiento de Lodos: Unidad de Deshidratación mecánica

El ingreso a la planta será a través de un colector en FD φ600, y contará con dos bypass generales. Uno se encontrará ubicado en canal de desbaste, el segundo se encuentra en un compartimiento previo al canal de desbaste y se habilitará por medio de una compuerta. Ambos a cota 98.27m y formados por una tubería FD φ600.

Descripción de Unidades de la Planta

Pretratamiento

El sistema de desbaste fue concebido para que esté en operación 2 canales en simultáneo, por lo que estará conformado por 2 canales en paralelo de hormigón equipado cada uno de ellos con una reja fina de limpieza mecanizada. Y para el caso de rotura de uno de los equipos habrá un tercer canal con reja de limpieza manual.

La planta también contará con una cámara con reja de limpieza manual para la recepción de camiones barométricos y un tanque de acumulación de hasta 3 camiones (Volumen 8m³ c/uno) el cual tras control de operadores de la planta, habilitarán la descarga del tanque al canal de rejones por medio de una tubería en FD φ150 a una cota de 98.07m.

En el pozo de bombeo se instalarán 4 bombas, 3 para la operación normal y una de reserva. Las tuberías de impulsión son de FD φ300 y descargando libre a cota 105.67m al canal de entrada del Desarenado.

El Desarenador de geometría cuadrada de área superficial 13.96m², equipado con un barredor de fondo y extracción mecánica de arena por una bomba tornillo que deposita la arena en una tolva que descarga a una volqueta donde es almacenada en tanto se procede a su retiro. La entrada y la salida son por canales laterales conectados entre sí por un bypass que operaría en caso de falla de los equipos.

Tratamiento Biológico

El tratamiento del efluente será mediante 2 líneas en paralelo de dos reactores en serie, primero anóxico y el segundo aerobio.

Cada unidad de tratamiento anóxica cuenta con un área superficial de 195m² y una altura útil de 6,5m. Asimismo, trabajará recibiendo además del caudal de la planta una recirculación del 100% del efluente de la etapa aerobia para generar el proceso de desnitrificación.

Los reactores aerobios tienen como fin la estabilización de la materia orgánica y nitrificación del efluente, su geometría es rectangular de un área superficial de 705m² y de igual altura útil que los reactores anóxicos. El suministro de aire será por difusores de membrana fina uniformemente distribuidos. El caudal de aire será de 44.061m³/día y será suministrado a través de equipos soplantes con su correspondiente respaldo.

El sistema también contará con dos sedimentadores circulares, con un área aproximada de 440m² cada uno y una profundidad media útil de 3.85m. Estas unidades estarán equipadas con puentes barredores de fondo y superficie. El lodo es recogido por la parte inferior de la unidad y es extraído para el procedimiento de recirculación o de purga del sistema. Las espumas se recogerán en un compartimento que descarga libre al pozo de espuma, para su posterior tratamiento junto a los lodos purgados del sistema.

Tratamiento Químico

Para la precipitación del fósforo se dosificará cloruro férrico en la cámara divisoria de caudales que reparte el flujo a los sedimentadores. Por lo que se contará con 2 tanques de preparación de la solución de 4000 litros y 2 bombas dosificadoras instaladas en paralelo.

Desinfección

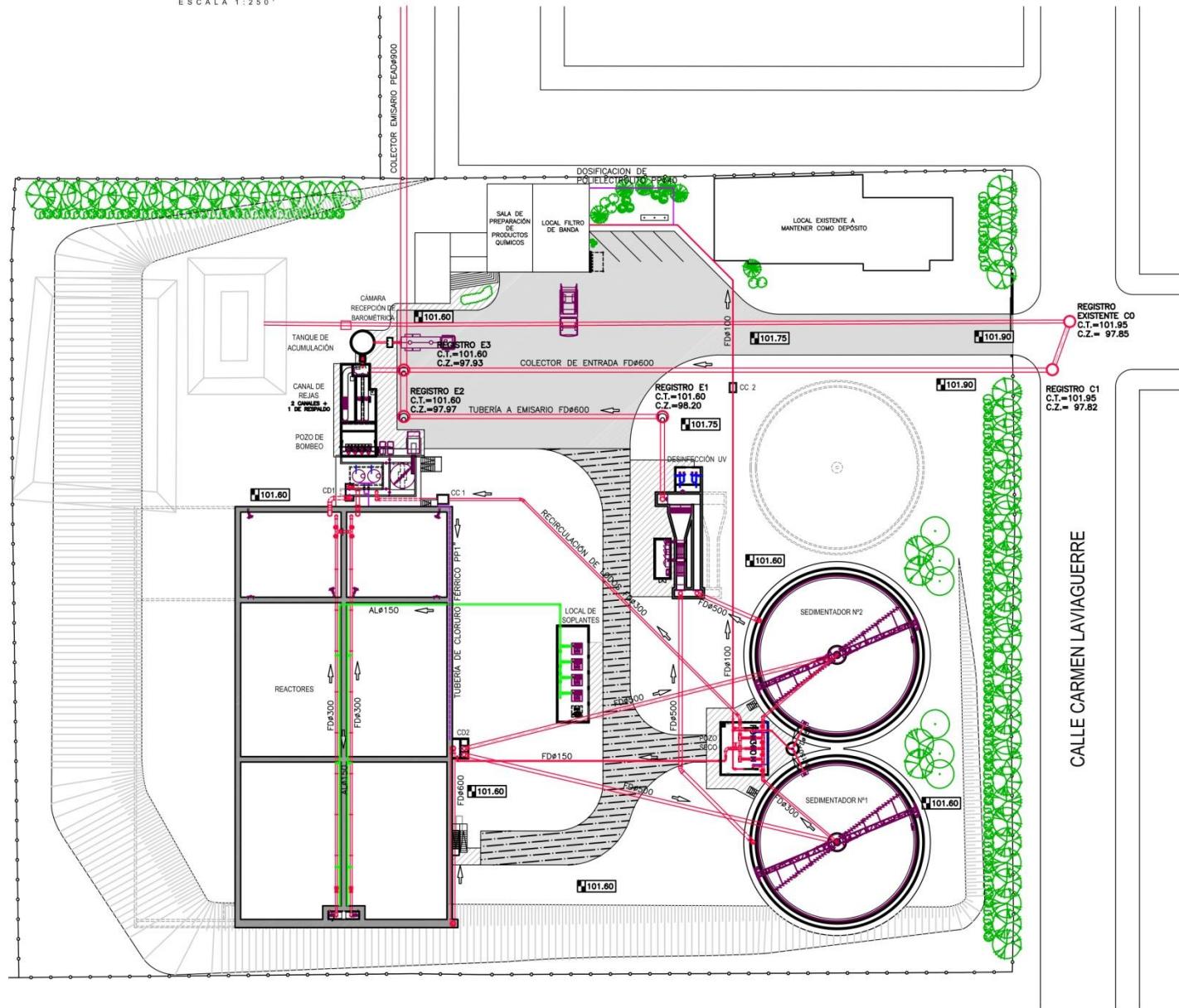
Se implementará un sistema de desinfección por rayos ultravioletas. La aplicación se realizará en un canal de dimensiones 1,2x8m aproximadamente. Este estará equipado un total de 100 lámparas de 150w, con una potencia instalada de 32.25kw.

Tratamiento de Lodos

El volumen total de lodo purgado del sistema de tratamiento del efluente se estimó en 90m³ por día, para el acondicionamiento de los mismos este será bombeado hacia el filtro de bandas para su deshidratación y posterior disposición final. A la entrada de esta unidad estará prevista la dosificación de polímeros, para mejorar su rendimiento.

Planta general

ESCALA 1:250



Operación Normal de la Planta

La primera unidad de la planta será el canal de desbaste, unidad que recibe por gravedad el efluente proveniente de toda la red de colectores a través de colector de ingreso a la planta, el líquido barométrico que se descargan del tanque de acumulación de barométricas, además del líquido proveniente de los desagües generado en la propia planta. Dentro del canal de desbaste está instalado un bypass general de la planta.

Luego de pasar por la etapa de separación de sólidos el líquido descarga libre al pozo de bombeo donde será elevado hacia el Desarenador mecánico.

En el desarenador se realiza la separación de arena principalmente, retirando la misma con una bomba tornillo y depositándola en una volqueta para su retiro de la planta, cerrando así la etapa de Pretratamiento.

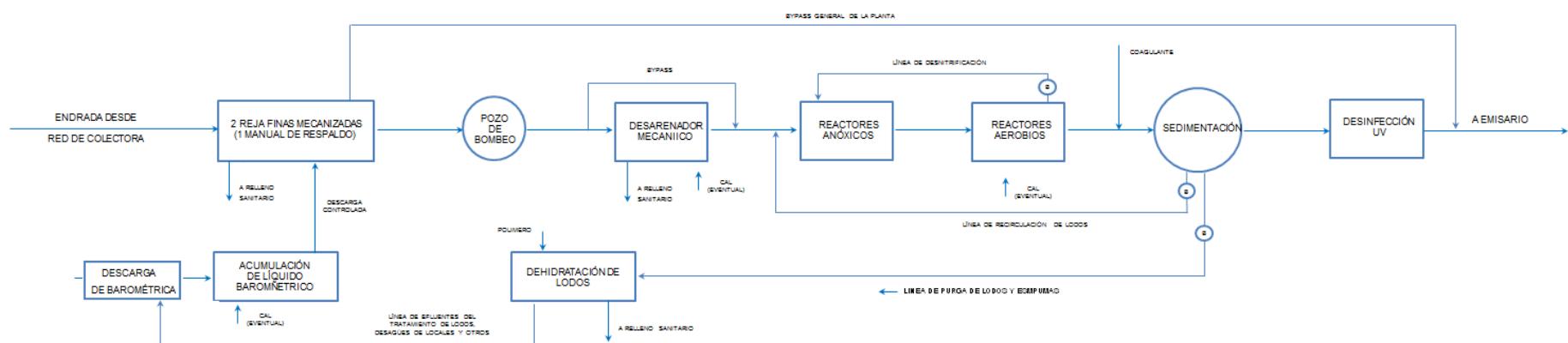
En el canal de salida del desarenador, por medio de 2 vertederos (cámara divisoria de caudales (CD1) se divide el caudal para su ingreso a las líneas de reactores para la etapa de tratamiento biológico, pasando primero por los reactores anóxicos y luego por los reactores aerobios. Mediante bombeo se recirculará el líquido de salida de los reactores aerobios a la entrada de los anóxicos para la desnitrificación.

A la salida de los reactores, en la cámara divisoria de caudales (CD2) se dosifica cloruro férrico para la precipitación del fósforo, luego pasa a los sedimentadores secundarios y finalmente el líquido clarificado pasará por la unidad de desinfección por rayos UV.

En el sedimentador será separada la biomasa generada, parte de la cual será recirculada a la cabeza de las líneas de reactores, más precisamente en el canal de salida del desarenador, y el exceso de lodo será purgado del sistema siendo enviados hacia el sistema de acondicionamiento de lodos formado por un deshidratador filtro de bandas. El residuo sólido generado de esta última unidad será almacenado directamente en volquetas para su retiro de la planta hacia vertedero municipal.

Tras la desinfección UV el efluente será conducido a través del emisario hacia su disposición final el Río Cuareim.

Diagrama de Funcionamiento



Recepción de barométricas

Se estima la descarga diaria de 10 camiones barométricos, los mismos descargarán por medio de una manguera con acople rápido, sin que el líquido entre en agitación al momento de su descarga a una cámara con reja de limpieza manual, pasando luego a un tanque de acumulación de hasta 3 camiones, teniendo un total de volumen útil de 24 m³. Tras control de operadores de la planta, como inspección visual y medición de pH, habilitarán la descarga del tanque al canal de rejillas.

La salida de los gases generados en el tanque se realizará por medio de un tubo de ventilación de PVC de 100mm y altura no menor a 5m.

Manejo de Productos Químicos

En esta planta será necesario el uso de cloruro férrico, polielectrolito y cal. El cloruro férrico como coagulante para la precipitación de fósforo, el polielectrolito como polímero para la etapa de acondicionamiento de lodos y la cal como estabilizante de los residuos sólidos en tanto permanecen en planta para su disposición final.

Eventualmente puede ser necesario realizar ajustes de pH tanto en los reactores como en el tanque de acumulación de líquido barométrico, tarea que se realizará utilizando una solución básica formulada mediante la disolución de cal.

Por otra parte, se prevé en el acopio de arena agregarle cal en caso que este emita olores.

La preparación de productos químicos se realizará en un local contiguo al filtro de bandas. Para la preparación de cada producto se contará con un tanque de preparación con agitadores y bomba de dosificación.

Disposición Final del efluente- Emisario

Luego del pasaje por la última unidad del tratamiento (desinfección UV) el efluente será conducido a través del emisario de PEAD φ800 hacia su disposición final el Río Cuareim en el punto de coordenadas 21J 550046.50 m Este, 6637732.18 m Sur.

El emisario está diseñado para en condiciones de funcionamiento normal y en la mayoría de los casos de alivio por caudales extremos funcione como canal a superficie libre. Además contará con válvulas de retención para impedir el flujo del río hacia la planta.

Aguas debajo del punto de vertido, en ambas márgenes del río, existen tomas de agua para riego de cultivos, siendo el único uso reconocido.

Fase de construcción y Abandono

Durante la construcción de la nueva planta seguirá en funcionamiento la existente con su operación habitual por lo que se deberá tener en cuenta para la ejecución de la obra. Una vez finalizada la construcción de la planta y emisario nuevos, la última actividad será la conexión del nuevo colector a la cámara existente previa al ingreso de la planta.

CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO AMBIENTE RECEPTOR

En esta sección se realiza una breve caracterización del medio ambiente receptor donde se construirá la planta de tratamiento y la disposición final de los efluentes de la ciudad de Artigas. Esta descripción tiene por fin brindar elementos que permitan identificar y evaluar los potenciales impactos de la obra en todas sus fases sobre el medio ambiente y eventualmente proponer medidas de mitigación.

MEDIO FÍSICO

Geología

Las formaciones geológicas predominantes en el subsuelo de la ciudad son de origen basáltico formadas por sucesivos derrames de lava que conforman la denominada formación Arapey. Éstos derrames se asocian con eventos tectónicos que produjeron fallas y fracturas, de rumbo general NW. Los derrames basálticos pueden estar intercalados con areniscas provenientes de la formación Tacuarembó de edad Jurásico-Cretácico Inferior, que estratigráficamente se encuentra por debajo de éstos o en contacto en forma aflorante en los alrededores de la ciudad de Artigas. El espesor del basalto en la zona de la planta es de unos 56m y el predio se encuentra separado de los afloramientos de las areniscas por alrededor de 1000m. También se encuentra en los alrededores de la planta la planicie aluvial del río Cuareim caracterizada por sus sedimentos aluviales arcillo-limosos/humíferos y de inundabilidad periódica.

Suelo

El predio se encuentra situado en una posición de ladera baja, con pendientes menores a 2% en el límite superior de la planicie aluvial del río Cuareim, a una distancia del orden de los 800 metros del cauce de dicho río.

El material generador del suelo es el basalto de la Formación Arapey y accesoriamente sedimentos limo arcillosos sobre basalto. Son suelos de uso pastoril, con vegetación de ciclo fundamentalmente invernal. Las características principales de los suelos en esta zona son la superficialidad, el alto riesgo de sequía, la excesiva pedregosidad, afloramientos rocosos (20 a 30%) y pendientes del 6-12%

Hidrografía

El principal cuerpo de agua de la zona es el río Cuareim, en este río además se realizará el vertido de los efluentes de la planta.

El río Cuareim se ubica al Noroeste de nuestro país y oficia de frontera con el territorio Brasilero. Nace en la Cuchilla Negra y se dirige en dirección Este - Oeste hasta su desembocadura sobre el río Uruguay. Tiene una longitud total de aproximadamente 351Km y cuenta, en nuestro territorio, con cuatro afluentes principales, los arroyos: Catalán, Tres Cruces, Cuaró y Yucutujá.

La cuenca del río tiene una superficie aproximada de 14.856Km² que se reparte en un 55,6% en nuestro país y el restante 44,4% se ubica en territorio Brasileño.

A partir de la información relevada obtenida de la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA, Ex DNH), se puede observar que este río se caracteriza por una importante variabilidad de caudales. Luego de las lluvias se manifiestan caudales importantes y después, rápidamente disminuye la escorrentía debido a la poca capacidad de almacenamiento de los suelos de la cuenca.

	Caudal (m ³ /s)		
	Abril/Julio	Agosto/Noviembre	Diciembre/Marzo
Máximo	4836,4	2649,7	3166
Medio	119,28	91,27	73,76
Mínimo	0,09	0	0

Fuente: DINAGUA

Calidad de agua del Río Cuareim

Existen algunas mediciones en la cuenca efectuadas por el Plan de Monitoreo Ambiental tomadas el día 2 de Junio de 2004 cuando se realizó la primera campaña de monitoreo de calidad de aguas en la cuenca del Río Cuareim (Margen Izquierda). La toma de muestras y las determinaciones en campo y laboratorio estuvieron a cargo de personal del Departamento de Ingeniería Ambiental (IMFIA). De allí se toma el siguiente cuadro:

5.3.2 Resultados de las determinaciones realizadas en la primer campaña de muestreo realizada por Departamento de Ingeniería Ambiental

Tabla 5.2. Datos obtenidos en campo (DIA-IMFLA)

Punto	ATC-				AYu-				RC-		RC-		
	10	20	20	20	RC-	AYum-	AYu-	ACh-	RC-	CVC-	RC-25	30	
Hora	9:00	9:45	10:05	11:30	12:55	13:40	14:00	15:20	16:15	16:40	17:00	17:30	
PH	7.7	7.8	7.8	7.9	7.9	8.1	7.8	7.9	7.7	7.1	7.1	7.3	
T (°C)	12.9	13.5	13.5	13.5	14.2	13.5	13.6	16.0	14.7	18.8	16.4	14.8	
OD (mg/L)	11,2	10,8	10,4	11,7	9,8	12,7	10,6	12,5	11,1	0	12,7	13,0	
Regla (m)	0.9	NO	0.5	NO	NO	NO	-0.80	NO	1.10	NO	NO	NO	
Caudal* (m ³ /s)	0.33	-	1.50	-	-	-	0.55	-	7.71	-	-	-	

*NO: No existe. * Los datos de caudal fueron proporcionados por DNH a partir de la curva de aforo en la estación correspondiente [17].*

Las abreviaciones corresponden a los siguientes puntos de muestreo:

ATC-10: Aº Tres Cruces en el puente sobre ruta 30

ATC-20: Aº Tres Cruces en puente sobre camino vecinal aguas debajo de Bernabé Rivera.

ACu-20: Aº Cuaró en el puente sobre ruta 30

AYu-20: Aº Yucutujá en puente sobre camino vecinal antes de su desembocadura en el Río Cuareim

RC-40: Río Cuareim a la altura de Portones de Hierro y Campodónico

AYu-AYum-10: Aº Yucutujá Mini en el puente sobre ruta 30

AYu-10: Aº Yucutujá en el puente sobre ruta 30

RC-ACh-10: Aº Chiflero en el puente sobre ruta 30

RC-20: Río Cuareim, aguas arriba de la planta potabilizadora de aguas de la ciudad de Artigas.

RC-CVC-10: Cañada de vertido de líquido afluente de la planta de tratamiento de líquidos cloacales de la ciudad de Artigas.

RC-25: Río Cuareim, aguas arriba de la cañada que recibe la descarga de la planta de OSE.

RC-30: Río Cuareim, aguas abajo de la cañada que recibe la descarga de la planta de OSE, próximo al vertedero clausurado de la ciudad de Artigas.

Una segunda partida de muestreo se realizó el 13 de julio del año 2004. En esta ocasión no figuran las horas a las que fueron hechas las mediciones. Los resultados fueron los siguientes:

5.4.2 Resultados de determinaciones realizadas en la segunda campaña de muestreo realizada por DINAMA

Tabla 5.4. Datos obtenidos en campo (DINAMA)

Punto	ATC-	ATC-	ACu-	RC-ACh-			RC-	RC-CVC-	RC-30	ACa-10
	10	20	20	AYu-20	10	20	10	RC-30		
Temperatura (°C)	12.9	13.5	13.1	12.9	11.7	11.4	16.7	12.6	10.4	
PH	6.5	7	6	6	6.5		7	6.3	7	
Conductividad ($\mu\text{S/cm}$)	106.0	107.5	136.9	261.3	50	70.4	419.4	75	104.2	
OD (mg/L)	11.23	10.68	9.8	9.6	11.3	9.8	3.4	7.5	10.8	
% saturación	105.6	101.7	92.6	91.0	103	90.3	35	92.4	95.4	
Regla (m)	1.00	NO	NE	NO	NO	1.75	NO	NO	NO	
Caudal* (m^3/s)	1.1	-	-	-	-	49.0	-	-	-	

*NO: No existe. NE: No hay escalerero. * Los datos de caudal fueron proporcionados por DNH a partir de la curva de aforo en la estación correspondiente [17].*

En ambos muestreos se puede observar, al comparar las temperaturas con las mínimas medias de junio y julio, que las medidas tomadas en el agua son superiores a las tomadas en el aire. No son datos concluyentes por pertenecer a un día puntual dentro del mes y se están comparando con datos promediados de varios años. Pero distan mucho de los valores mínimos extremos.

MEDIO BIÓTICO

Terrestre

El predio donde se ubicará la nueva planta es el mismo de la planta vieja, por tanto no hay especies que vayan a ser afectadas por esta nueva construcción.

La vegetación natural en las márgenes del río Cuareim era (y todavía es en gran medida) de selva aluvial típica, hoy degradada debido al talado y a la introducción de especies exóticas. En la planicie propiamente dicha la vegetación original estaba constituida por una asociación de parque y pradera predominantemente invernal y de tapiz denso asociada a comunidades uliginosas accesorias que actualmente han sido parcial o totalmente removidas.

Acuático

En el análisis realizado sobre la afectación de la calidad de agua del río Cuareim se muestra que el funcionamiento de la nueva planta no altera la calidad de la misma, no habrá entonces afectación significativa de las especies que allí habitan, no identificándose ninguna de mayor importancia.

MEDIO ANTRÓPICO

Como ya fue dicho, el predio donde se llevará a cabo la obra tiene actualmente en operación la vieja planta de tratamiento, por tanto no se afectará ninguna actividad humana que allí se esté realizando. De todos modos cabe señalar la cercanía del predio a viviendas y a una escuela, lo que implicará precauciones adicionales a la hora de realizar las obras y posteriormente también durante la operación.

MEDIO SIMBÓLICO

El paisaje de la zona ha sido desestructurado como resultado del proceso urbanizador y actividades realizadas en el área, generando un paisaje con poco o ningún atractivo, con presencia quasi permanente de aguas residuales en las calles y residuos sólidos. Pese a que se trata de zona inundable, cabe destacar la cercanía de la planta a viviendas (menos de 15 metros) y la existencia de una escuela calle por medio.

En la zona no se encuentran paisajes singulares, ni elementos de valor histórico, ni emprendimientos turísticos importantes. Esto se aplica también al área de influencia del emprendimiento. Las modificaciones en el paisaje del lugar serán frecuentemente percibidas por los pobladores del lugar, pero una vez finalizadas las obras se tendrá una mejora respecto a la situación actual debido a la cortina vegetal que se colocará para armonizar con el entorno e impedir la visualización desde fuera del predio de las unidades de tratamiento.

IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS

En este capítulo se presenta los impactos y riesgos ambientales potenciales identificados que pudieran derivarse de algunas de las fases del emprendimiento.

PREVISIÓN DE IMPACTOS

Para la previsión de impactos y riesgos ambientales, se identificaron las distintas actividades que componen cada una de las fases de proyecto. En segundo lugar se identificaron los aspectos ambientales de cada una de estas actividades. Finalmente se identificaron los impactos y riesgos ambientales que potencialmente podrían derivarse de los aspectos, considerando tanto las situaciones normales como las situaciones accidentales, señalando el medio de interacción y el o los factores ambientales que podrían verse impactados.

Listado de actividades del proyecto según fases del Proyecto

Fase de Construcción

1. Instalación y funcionamiento de un obrador
2. Limpieza de terreno y replanteo
3. Movimiento de tierra: excavaciones y terraplenado
4. Transporte de equipos y materiales
5. Construcciones en hormigón armado
6. Instalación de equipamiento electromecánico
7. Instalación de conducciones
8. Recomposición del medio
9. Operación y abandono de la actual planta

Fase de Operación

1. Transporte, descarga y acumulación del líquido barométrico
2. Funcionamiento de la reja
3. Funcionamiento del desarenador
4. Funcionamiento del tratamiento biológico
5. Funcionamiento de sedimentadores
6. Transporte de residuos de reja, arenas retenidas y flotantes del sedimentador
7. Deshidratación y disposición de lodos
8. Lavado de los recipientes de los residuos
9. Actividades de mantenimiento de las instalaciones y el predio
10. Funcionamiento del emisario
11. Funcionamiento de sistema de alivio - Contingencias

Fase de Abandono

No se considera razonable proceder al análisis de la incidencia ambiental de esta fase, dado que de ocurrir, la misma se haría efectiva en un horizonte de 25 años. En principio sólo se trataría de desmantelar las instalaciones electromecánicas y demoler las estructuras civiles. Parece razonable suponer que las conducciones en tierra y el emisario, no serán removidas de su localización.

Identificación de Aspectos Ambientales

En los siguientes cuadros se identificaron los aspectos ambientales asociados a cada actividad.

	Aspectos Ambientales							
	Actividades Fase Construcción	Emisión Líquida	Emisión Sólida	Emisión Gaseosa	Emisión Particulada	Emisiones Sonoras	Presencia Física	Consumo de RRNN
1	Instalación y funcionamiento de un obrador	riesgo de derrames de combustibles y lubricantes	residuos urbanos			ruidos del funcionamiento del obrador	i- presencia física de la obra ii- riesgo de incendio en depósito de combustibles. iii- contratación de mano de obra	consumo de agua
2	Limpieza de terreno y replanteo		manejo de materiales orgánicos e inertes				reducción de vías de tránsito vehicular en calles a construir el emisario	eliminación de vegetación
3	Movimiento de tierra: excavaciones y terraplenado	manejo de escorrentía y del agua de la napa freática	manejo de materiales orgánicos e inertes			ruido de la maquinaria pesada	i- accesibilidad a viviendas ii- riesgo de movimiento de suelos de construcciones cercanas iii- Riesgo de accidentes por el transito inducido	
4	Transporte de equipos y materiales	manejo de escorrentía		gases de combustión	material particulado	ruido de los motores de los camiones	i- tránsito inducido de camiones ii-riesgo de accidentes por el tránsito inducido	
5	Construcciones en hormigón armado	vertido del agua de lavado de hormigonera	restos de hormigón, armaduras, áridos y maderas			ruido de obra		consumo de agua y áridos
6	Instalación de equipamiento electromecánico		residuos de obra			ruido		
7	Instalación de conducciones		residuos de obra				presencia física de las obras	
8	Recomposición del medio		manejo de materiales orgánicos e inertes				presencia física de la planta de tratamiento y el emisario	consumo de agua
9	Operación y abandono de la actual planta	vertido del efluente de la planta actual		oleros producto de la descarga del líquido barométrico			riegos de interferencia entre la operación de la planta actual y la construcción de la nueva planta	

	Aspectos Ambientales							
	Actividades Fase Operación	Emisión Líquida	Emisión Sólida	Emisión Gaseosa	Emisión Particulada	Emissiones Sonoras	Presencia Física	Consumo de RRNN
1	Transporte, descarga y acumulación del líquido barométrico	riesgo de derrames de líquido barométrico		oleros derivados del líquido barométrico		ruido de los motores de los camiones	i- tránsito inducido de camiones ii-riesgo de accidentes por el tránsito inducido	
2	Funcionamiento de las rejas	riesgo de derrames de los líquidos drenados de los residuos retirados de las rejas lixiviado	residuos sólidos retenidos en las rejas	oleros derivados de los residuos retenidos por la reja		ruido del equipamiento electromecánico		
3	Funcionamiento del desarenador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos de arena acopiados	arenas retenidas por el desarenador	oleros derivados de los residuos de arena acopiados		ruido del equipamiento electromecánico		
4	Funcionamiento del tratamiento biológico			oleros derivados del líquido tratado		ruido de equipos de suministro de aire, bombas y agitadores		
5	Funcionamiento de sedimentadores	líquidos drenados de los residuos retirados por el barredor de superficie - lixiviado	residuos retirado por el barredor de superficie - flotantes	i- olores de los residuos sólidos retirados ii- olores derivados del líquido tratado		ruido del equipo barredor y bombas		
6	Transporte de residuos de reja, de arenas retenidas y flotantes del sedimentador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos durante la operación de transporte	riesgo de derrame de los residuos durante la operación de transporte y disposición final	gases de combustión	material particulado levantado por las ruedas de los camiones	ruido de los motores de los camiones	i- tránsito inducido de camiones ii-riesgo de accidentes por el tránsito inducido	
7	Deshidratación y disposición de lodos	i- agua de lavado del filtro y extraída del lodo ii- riesgo de derrames	emisión de lodos deshidratados	oleros derivados de los lodos		ruido del funcionamiento del filtro, montacargas y camiones de transporte de las volquetas	i- tránsito inducido de camiones ii-riesgo de accidentes por el tránsito inducido	consumo de agua
8	Lavado de los recipientes de los residuos	aguas de lavado						consumo de agua
9	Actividades de mantenimiento de las instalaciones y el predio	riesgos de derrame de combustibles y lubricantes	residuos normales de construcción y poda			ruido asociado a la construcción y poda		consumo de agua para servicios y riego
10	Funcionamiento del emisario	i- eliminación del vertido del efluente sin tratamiento ii- vertido del efluente tratado en operación normal iii- Riesgo de vertido con deficiencias en el tratamiento	Riesgo de vertido del efluente con sólidos por deficiencias en el tratamiento				mejora de las condiciones sanitarias y ambientales	
11	Funcionamiento de sistema de alivio - Contingencias	i- vertido de aguas de lluvia con efluente sin tratar o con pretratamiento ii- vertido del efluente sin pretratar						

Identificación de Impactos Ambientales

		Factor Ambiental							
		Medio Físico			Medio Biótico		Medio Antrópico		
	Actividades Fase Construcción	Aspectos Ambientales							Impactos Ambientales
		Aguas Suy y sub suelos y subsuelos calidad del aire	flora	Fauna	Patrimonio	Infraestructura	Población	Paisaje	
1	Instalación y funcionamiento de un obrador	riesgo de derrames de combustibles y lubricantes							Contaminación de suelos y aguas
		emisión de residuos urbanos							Contaminación de suelos y aguas
		ruidos del funcionamiento del obrador							Molestias a la población
		presencia física de la obra							Percepción social
		riesgo de incendio en depósito de combustibles.							Posibles lesiones a personas
		contratación de mano de obra							Efecto social y económico
2	Limpieza de terreno y replanteo	consumo de agua							Demanda agregada
		manejo de materiales orgánicos e inertes							Contaminación de aguas
		reducción de vías de tránsito vehicular en calles a construir el emisario							Pérdidas de accesibilidad
3	Movimiento de tierra: excavaciones y terraplenado	eliminación de vegetación							Generación de procesos erosivos
		manejo de escorrentía y del agua de la napa freática							Erosión
		manejo de materiales orgánicos e inertes							Alteración de suelos
		ruido de la máquinaria pesada							Molestias a la población
		accesibilidad a viviendas							Molestias a la población
4	Transporte de equipos y materiales	riesgo de movimiento de suelos de construcciones cercanas							Derrumbes o rajaduras
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido							Posibles lesiones a personas
		manejo de escorrentía							Erosión
		gases de combustión							Afectación a la calidad del aire
		material particulado							Afectación a la calidad del aire
		ruido de los motores de los camiones							Molestias a la población
5	Construcciones en hormigón armado	tránsito inducido de camiones							Afectación de pavimentos
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido							Posibles lesiones a personas
		vertido del agua de lavado de hormigonera							Contaminación de aguas y suelos
		restos de hormigón, armaduras, áridos y maderas							Contaminación de aguas y suelos
6	Instalación de equipamiento	ruido de obra							Incremento de nivel sonoro y molestias a la población
		consumo de agua y áridos							Demanda agregada
7	Instalación de conducciones	residuos de obra							Contaminación de aguas y suelos
		presencia física de las obras							Incremento de nivel sonoro y molestias a la población
8	Recomposición del medio	manejo de materiales orgánicos e inertes							Contaminación de aguas y suelos
		presencia física de la planta de tratamiento y el emisario							Obstrucción de drenajes
		consumo de agua							Percepción social
9	Operación y abandono de la actual planta	vertido del efluente de la planta actual							Demanda agregada
		oleros producto de la descarga del líquido barométrico							Contaminación del curso de agua
		riego de interferencia entre la operación de la planta actual y la construcción de la nueva planta							Molestias a la población
									Afectación sanitaria

		Aspectos Ambientales	Factor Impactado							Impactos Ambientales				
	Actividades Fase Operación		Medio	Medio	Medio	Aguas Sup y sub	suelos y subsuelos	calidad del aire	flora	fauna	patrimonio	infraestructura	población	paisaje
1	Transporte, desacarga y acumulación del líquido barométrico	riesgo de derrames de líquido barométrico												Contaminación de aguas y suelos
		oleros derivados del líquido barométrico												Afectación a la calidad del aire y molestias a la población
		ruido de los motores de los camiones												Molestias a la población
		tránsito inducido de camiones												Afectación de pavimentos
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido												Possibles lesiones a personas
2	Funcionamiento de las rejas	riesgo de derrames de los líquidos drenados de los residuos retirados de las rejas - lixiviado												Contaminación de aguas y suelos
		residuos sólidos retenidos en las rejas												Demanda de sitio de disposición final y contaminación de aguas y suelos
		oleros derivados de los residuos retenidos por la reja												Afectación a la calidad del aire y molestias a la población
		ruido del equipamiento electromecánico												Incremento del nivel sonoro
3	Funcionamiento del desarenador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos de arena acopiados												Contaminación de aguas y suelos
		arenas retenidas por el desarenador												Demanda de sitio de disposición final
		oleros derivados de los residuos de arena acopiados												Afectación a la calidad del aire y molestias a la población
4	Funcionamiento del tratamiento biológico	ruido del equipamiento electromecánico												Incremento del nivel sonoro y molestias a la población
		oleros derivados del líquido tratado												Afectación de la calidad de aire y molestias a la población
5	Funcionamiento de sedimentadores	ruido de equipos de suministro de aire, bombas y agitadores												Incremento del nivel sonoro
		líquidos drenados de los residuos retirados por el barredor de superficie - lixiviado												Contaminación de aguas y suelos
		residuos retirado por el barredor de superficie - flotantes												Demanda de sitio de disposición final y contaminación de aguas y suelos
		oleros de los residuos sólidos retirados												Afectación de la calidad de aire y molestias a la población
		oleros derivados del líquido tratado												Afectación de la calidad de aire y molestias a la población
		ruido del equipo barredor y bombas												Incremento del nivel sonoro

		Factor Impactado								
		Medio	Medio	Medio						
	Actividades Fase Operación	Aspectos Ambientales							Impactos Ambientales	
6	Transporte de residuos de reja, de arenas retenidas y flotantes del sedimentador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos durante la operación de transporte	Aguas Sup y sub	suelos y subsuelos	calidad del aire	flora	fauna	patrimonio	infraestructura	población
		riesgo de derrame de los residuos durante la operación de transporte y disposición final								
		gases de combustión								
		material particulado levantado por las ruedas de los camiones								
		ruido de los motores de los camiones								
		tránsito inducido de camiones								
7	Deshidratación y disposición de lodos	riesgo de accidentes por el tránsito inducido								
		agua de lavado del filtro y extraída del lodo								
		riesgo de derrames								
		emisión de lodos deshidratados								
		olerores derivados de los lodos								
		ruido del funcionamiento del filtro, montacargas y camiones de transporte de las volquetas								
8	Lavado de los recipientes de los residuos	riesgo de accidentes por el tránsito inducido								
		tránsito inducido de camiones								
9	Actividades de mantenimiento de las instalaciones y el predio	consumo de agua								
		aguas de lavado								
		consumo de agua								
		riesgos de derrame de combustibles y lubricantes								
		residuos normales de construcción y poda								
10	Funcionamiento del emisario	ruido asociado a la construcción y poda								
		consumo de agua para servicios y riego								
		eliminación del vertido del efluente sin tratamiento								
		vertido del efluente tratado en operación normal								
		Riesgo de vertido con deficiencias en el tratamiento								
11	Funcionamiento de sistema de alivio - Contingencias	Riesgo de vertido del efluente con sólidos por deficiencias en el tratamiento								
		mejora de las condiciones sanitarias y ambientales								
		vertido de aguas de lluvia con efluente sin tratar o con pretratamiento								
		vertido del efluente sin pretratar								

PREDICCIÓN DE IMPACTOS

Metodología

Dimensiones de valoración

- Tipo
- Magnitud
- Importancia
- Amplitud
- Duración
- Probabilidad
- Reversibilidad

Tipo: Esta dimensión tiene en cuenta el signo del impacto si es positivo o negativo

Magnitud: Esta dimensión mide el grado de amplitud y extensión del impacto desde el punto de la actividad que lo genera. Para su clasificación se tomará una gradación de 1 a 5 en la que la gradación es de carácter exponencial, es decir un impacto de magnitud 2 es el doble d del de magnitud 1 y uno de magnitud 3 el doble del de magnitud 2. De esta forma un valor 4 es 4 veces más que uno 2 y no solamente el doble de éste.

Importancia: Esta dimensión mide el impacto desde el punto de vista del factor afectado. Un impacto podría tener una gran magnitud pero al no afectar un factor ambiental relevante este impacto tiene baja importancia. En caso contrario puede ser muy importante, aunque la magnitud sea baja, por afectar a un factor ambiental muy sensible. Para la medición de esta característica se utilizará un escala de 1 a 5 con las mismas características de la magnitud.

Amplitud: Esta dimensión evalúa el alcance del impacto desde el punto de vista del área que afecta. Para su caracterización se la clasifica en: Puntual (P), cuando la afectación es solamente en el lugar de la acción; Local (L), cuando la afectación se extiende a otras zonas pero dentro del entorno de la acción y Global (G) cuando ya la afectación cubre una extensión significativa.

Duración: Mide si el impacto se considera temporal (T) cuando abarca un período corto de tiempo o es permanente (P). Para aquellos impactos que se puedan calificar como intermitentes, es decir aquellos que se producen en lapsos espaciados y por un corto tiempo se los clasifican con (I). También pueden darse impactos de tipo retardados (R)

Probabilidad: Esta dimensión tiene en cuenta la probabilidad de los impactos. Se puede caracterizar en: Seguro (S), Muy Probable (MP), Probable (P), Poco probable (PP), Muy Poco Probable (MPP)

Reversibilidad: Mide si el factor ambiental después del impacto puede ser revertido a su condición anterior (Si) o no (No)

Clasificación de Impactos

Luego de la valoración de cada impacto se procede a su clasificación en función de la valoración que se le dio. En cuanto a la clasificación de los impactos la misma se hace en función de las otras características. La escala adoptada es del 1 al 10 y su significado es el siguiente:

- 1 Nada significativo
- 2 Muy poco significativo
- 3 Poco significativo
- 4 Algo significativo
- 5 Medio significativo
- 6 Más que medio significativo
- 7 Significativo
- 8 Bastante significativo
- 9 Muy significativo
- 10 Extremadamente significativo

Caracterización de impactos

Fase de Operación												
Act.		Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo	Mag.	Import.	Ampl.	Dur.	Prob	Rev	Mitig	Clasificación
1	Instalación y funcionamiento de un obrador	riesgo de derrames de combustibles y lubricantes	Contaminación de suelos y aguas	-	1	3	P	T	P	s	s	3
		emisión de residuos urbanos	Contaminación de suelos y aguas	-	1	2	L	T	S	s	s	3
		ruidos del funcionamiento del obrador	Molestias a la población	-	3	2	L	T	S	s	n	4
		presencia física de la obra	Percepción social	-	3	4	G	T	S	s	s	7
		riesgo de incendio en depósito de combustibles.	Posibles lesiones a personas	-	2	5	L	T	PP	n	s	4
		contratación de mano de obra	Efecto social y económico	+	3	2	G	T	S	s	n	6
		consumo de agua	Demanda agregada	-	1	1	P	T	S	s	n	2
2	Limpieza de terreno y replanteo	manejo de materiales orgánicos e inertes	Contaminación de aguas	-	1	2	P	P	PP	s	s	3
		reducción de vías de tránsito vehicular en calles a construir el emisario	Pérdidas de accesibilidad	-	3	1	L	T	S	s	s	2
		eliminación de vegetación	Generación de procesos erosivos	-	2	1	P	P	S	s	n	2
3	Movimiento de tierra: excavaciones y terraplenado	manejo de escorrentía y del agua de la napa freática	Erosión	-	2	4	L	T	S	s	s	4
		manejo de materiales orgánicos e inertes	Alteración de suelos	-	2	1	P	P	S	n	n	3
		ruido de la maquinaria pesada	Molestias a la población	-	4	3	L	T	S	s	n	7
		accesibilidad a viviendas	Molestias a la población	-	1	1	P	T	S	s	s	2
		riesgo de movimiento de suelos de construcciones cercanas	Derrumbes o rajaduras	-	1	4	L	P	MPP	n	s	2
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas	-	2	4	P	T	MPP	n	n	3
4	Transporte de equipos y materiales	manejo de escorrentía	Erosión	-	1	1	P	T	PP	s	s	1
		gases de combustión	Afectación a la calidad del aire	-	1	1	L	T	PP	s	n	2
		material particulado	Afectación a la calidad del aire	-	2	2	L	T	P	s	n	3
		ruido de los motores de los camiones	Molestias a la población	-	1	2	L	I	P	s	n	2
		tránsito inducido de camiones	Afectación de pavimentos	-	2	2	L	I	PP	s	n	3
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas	-	3	5	L	T	MP	n	s	7
5	Construcciones en hormigón armado	vertido del agua de lavado de hormigonera	Contaminación de aguas y suelos	-	2	3	P	T	P	s	s	4
		restos de hormigón, armaduras, áridos y maderas	Contaminación de aguas y suelos	-	1	3	P	T	P	s	s	3
		ruido de obra	Incremento de nivel sonoro y molestias a la población	-	3	2	L	T	S	s	n	4
		consumo de agua y áridos	Demanda agregada	-	3	1	L	T	S	s	n	2
6	Instalación de equipamiento	residuos de obra	Contaminación de aguas y suelos	-	2	1	P	T	MPP	s	s	2
		ruido	Incremento de nivel sonoro y molestias a la población	-	2	2	L	T	S	s	n	3
7	Instalación de conducciones	residuos de obra	Contaminación de aguas y suelos	-	3	3	L	T	S	s	n	4
		presencia física de las obras	Percepción social y riesgo de accidentes	-	3	3	L	T	P	s	s	5
8	Recomposición del medio	manejo de materiales orgánicos e inertes	Obstrucción de drenajes	-	2	2	L	T	PP	s	s	3
		presencia física de la planta de tratamiento y el emisario	Percepción social	-	4	4	G	P	S	s	s	8
		consumo de agua	Demanda agregada	-	2	1	L	T	S	n	n	3
9	Operación y abandono de la actual planta	vertido del efluente de la planta actual	Contaminación del curso de agua	-	3	2	G	T	P	s	s	5
		olores producto de la descarga del líquido barométrico	Molestias a la población	-	2	2	L	I	P	s	s	4
		riego de interferencia entre la operación de la planta actual y la construcción de la nueva planta	Afectación sanitaria	-	4	5	G	T	S	s	s	9

Fase de Construcción												
1	Transporte, descarga y acumulación del líquido barométrico	riesgo de derrames de líquido barométrico	Contaminación de aguas y suelos	-	1	3	L	T	P	s	s	3
		oleros derivados del líquido barométrico	Afectación a la calidad del aire y molestias a la población	-	2	3	L	I	PP	s	n	3
		ruido de los motores de los camiones	Molestias a la población	-	2	2	L	I	P	s	n	3
		tránsito inducido de camiones	Afectación de pavimentos	-	2	3	G	P	S	s	n	4
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas	-	2	5	G	P	PP	n	s	5
2	Funcionamiento de las rejas	riesgo de derrames de los líquidos drenados de los residuos retirados de las rejas - lixiviado	Contaminación de aguas y suelos	-	2	3	L	T	P	s	s	4
		residuos sólidos retenidos en las rejas	Demanda de sitio de disposición final y contaminación de aguas y suelos	-	2	3	G	P	S	n	s	6
		oleros derivados de los residuos retenidos por la reja	Afectación a la calidad del aire y molestias a la población	-	3	4	L	P	P	s	s	8
		ruido del equipamiento electromecánico	Incremento del nivel sonoro	-	2	3	L	P	PP	s	s	5
3	Funcionamiento del desarenador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos de arena acopiados	Contaminación de aguas y suelos	-	1	2	P	T	PP	s	s	3
		arenas retenidas por el desarenador	Demanda de sitio de disposición final	-	2	2	G	P	S	s	n	4
		oleros derivados de los residuos de arena acopiados	Afectación a la calidad del aire y molestias a la población	-	3	3	P	P	MP	s	s	7
		ruido del equipamiento electromecánico	Incremento del nivel sonoro y molestias a la población	-	1	3	L	P	PP	s	s	3
4	Funcionamiento del tratamiento biológico	oleros derivados del líquido tratado	Afectación de la calidad de aire y molestias a la población	-	2	2	L	I	P	s	s	3
		ruido de equipos de suministro de aire, bombas y agitadores	Incremento del nivel sonoro	-	2	2	P	P	P	s	s	3
5	Funcionamiento de sedimentadores	líquidos drenados de los residuos retirados por el barredor de superficie - lixiviado	Contaminación de aguas y suelos	-	1	2	P	T	P	s	s	1
		residuos retirado por el barredor de superficie - flotantes	Demanda de sitio de disposición final y contaminación de aguas y suelos	-	1	2	G	P	P	s	s	3
		oleros de los residuos sólidos retirados	Afectación de la calidad de aire y molestias a la población	-	2	2	L	I	PP	s	s	2
		oleros derivados del líquido tratado	Afectación de la calidad de aire y molestias a la población	-	1	2	L	I	PP	s	s	2
		ruido del equipo barredor y bombas	Incremento del nivel sonoro	-	2	2	L	I	P	s	s	3
6	Transporte de residuos de reja, de arenas retenidas y flotantes del sedimentador	riesgo de derrame de líquidos drenados de los residuos durante la operación de transporte	Contaminación de aguas y suelos	-	2	3	L	T	MPP	s	s	4
		riesgo de derrame de los residuos durante la operación de transporte y disposición final	Contaminación de aguas y suelos	-	2	3	L	T	MPP	s	s	3
		gases de combustión	Afectación de la calidad de aire	-	1	1	L	I	P	s	n	2
		material particulado levantado por las ruedas de los camiones	Afectación de la calidad de aire y molestias a la población	-	1	1	L	I	P	s	s	1
		ruido de los motores de los camiones	Molestias a la población	-	1	1	L	I	S	s	n	1
		tránsito inducido de camiones	Afectación de pavimentos	-	3	2	G	P	P	s	n	4
7	Deshidratación y disposición de lodos	riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas	-	1	3	G	P	PP	n	n	5
		agua de lavado del filtro y extraída del lodo	Demanda de tratamiento	-	3	1	P	P	S	n	n	2
		riesgo de derrames	Contaminación de aguas y suelos	-	2	3	P	T	PP	s	s	3
		emisión de lodos deshidratados	Demanda de sitio de disposición final y contaminación de aguas y suelos	-	3	3	G	P	S	s	s	4
		oleros derivados de los lodos	Afectación a la calidad de aire y molestias a la población	-	4	4	L	P	S	s	s	8
		ruido del funcionamiento del filtro, montacargas y camiones de transporte de las volquetas	Incremento del nivel sonoro y molestias a la población	-	2	4	L	P	S	s	s	6
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas	-	3	5	L	I	P	n	s	7
		tránsito inducido de camiones	Afectación de pavimentos	-	2	3	G	I	PP	s	n	5
8	Lavado de los recipientes de los residuos	consumo de agua	Demanda agregada	-	3	1	L	P	S	s	n	2
		aguas de lavado	Contaminación de aguas y suelos	-	2	2	P	I	MPP	s	s	2
9	Actividades de mantenimiento de las instalaciones y el predio	consumo de agua	Demanda agregada	-	1	1	P	I	S	s	n	1
		riesgos de derrame de combustibles y lubricantes	Contaminación de aguas y suelos	-	1	3	P	T	PP	s	n	3
		residuos normales de construcción y poda	Contaminación de suelos	-	1	2	P	T	MP	s	s	2
		ruido asociado a la construcción y poda	Incremento del nivel sonoro y molestias a la población	-	1	2	L	T	S	s	n	2
10	Funcionamiento del emisario	consumo de agua para servicios y riego	Demanda agregada	-	1	1	L	I	P	s	s	1
		eliminación del vertido del efluente sin tratamiento	Mejora la calidad del curso de agua y mejora sanitaria	+	4	4	G	P	MP	n	n	6
		vertido del efluente tratado en operación normal	Afectación a otros usos - Percepción social	-	4	5	G	P	S	s	s	9
		Riesgo de vertido con deficiencias en el tratamiento	Contaminación del curso de agua - Percepción social	-	3	4	G	T	MPP	s	n	3
		Riesgo de vertido del efluente con sólidos por deficiencias en el tratamiento	Contaminación del curso de agua - Percepción social	-	3	4	G	T	MPP	s	n	3
11	Funcionamiento de sistema de alivio -Contingencias	mejora de las condiciones sanitarias y ambientales	mejora la calidad de vida	+	4	5	G	P	S	n	n	8
		vertido de aguas de lluvia con efluente sin tratar o con pretratamiento	Contaminación del curso de agua - Percepción social	-	1	3	G	T	S	s	s	3
		vertido del efluente sin pretratar	Contaminación del curso de agua - Percepción social	-	3	4	G	T	MPP	s	n	4

Del proceso de previsión y predicción de impactos anteriormente presentados resultaron categorizados con un grado de impacto ambiental significativo, aquellos clasificados mayor o igual a 7 que derivan de los aspectos y riesgos ambientales que se presentan en las tablas siguientes:

Fase de Construcción			
	Actividades	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental
1	Instalación y funcionamiento de un obrador	presencia física de la obra	Percepción social
3	Movimiento de tierra: excavaciones y terraplenado	ruido de la maquinaria pesada	Molestias a la población
4	Transporte de equipos y materiales	riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas
8	Recomposición del medio	presencia física de la planta de tratamiento y el emisario	Percepción social
9	Operación y abandono de la actual planta	riego de interferencia entre la operación de la planta actual y la construcción de la nueva planta	Afectación sanitaria

Fase de Operación			
	Actividades	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental
2	Funcionamiento de las rejas	oleros derivados de los residuos retenidos por la reja	Afectación a la calidad del aire y molestias a la población
3	Funcionamiento del desarenador	oleros derivados de los residuos de arena acopiados	Afectación a la calidad del aire y molestias a la población
7	Deshidratación y disposición de lodos	oleros derivados de los lodos	Afectación a la calidad de aire y molestias a la población
		riesgo de accidentes por el tránsito inducido	Posibles lesiones a personas
10	Funcionamiento del emisario	vertido del efluente tratado en operación normal	Afectación a otros usos - Percepción social
		mejora de las condiciones sanitarias y ambientales	mejora la calidad de vida

EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES SIGNIFICATIVOS Y DETERMINACIÓN DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Etapa de construcción

En la etapa de construcción de la planta se generan varios impactos que por considerarse significativos se analizarán en este punto.

Afectación social

Efectos sociales y económicos por contratación de personal para ejecución de las obras

La etapa de construcción de la planta de tratamiento implicará la contratación de personal. Además del personal que trabaje directamente en la obra, será necesario solicitar varios servicios e insumos (camiones, material de barracas, materias primas para hormigón u hormigón, etc.). Esto significa que varios rubros vean incrementada su actividad durante la obra.

Según los datos del INE correspondientes al último censo (Censo 2011) el desempleo en el país es del 6% y en el interior del 5,8%, en el departamento de Artigas ésta cifra se eleva al 8,1%, siendo el segundo departamento con mayor desempleo solo superado por Durazno cuya tasa es de 8,9%.

En tal contexto, el impacto social a derivarse de la contratación de mano de obra procedente de esta zona será altamente positivo, ya sea en términos de reducción de la desocupación, como en consecuencia, en factores superadores de la pobreza.

Percepción social

El hecho de que la planta de tratamiento se encuentre ubicada dentro de la trama urbana de la ciudad sin duda implica tomar las precauciones correspondientes tendientes a no perjudicar el entorno urbano-paisajístico del lugar. Sin embargo en el tiempo que duren las obras se generará una alteración del entorno que podría crear molestias a los vecinos.

Transito inducido por transporte del material de préstamo para terraplenado y maquinaria pesada

Durante la obra de la planta se generará un aumento del flujo vehicular asociado a los camiones y la maquinaria pesada que se necesitan en el transcurso de la misma. La obra incluye un importante movimiento de tierras ya que, por encontrarse en zona inundable, gran parte del terreno necesitará ser rellenado hasta alcanzar la cota fijada en el proyecto. Además en todo el perímetro de la planta se construirán taludes incrementando la necesidad de material de aporte para éstas obras. También existirá circulación de maquinaria pesada requerida para diferentes usos en la construcción.

Este incremento en la circulación de vehículos trae aparejado una mayor probabilidad de accidentes, un enlentecimiento del tránsito en los alrededores del predio y también un aumento del nivel sonoro en las zonas aledañas.

Como forma de minimizar el riesgo de accidentes se deberán ejercer serios controles de velocidad así como también encauzar la circulación por las calles menos transitadas y especialmente evitar el pasaje frente al local escolar que se encuentra cerca del predio.

Movimientos de tierra

El movimiento de tierras que deberá realizarse implica la generación de polvo que puede llegar a afectar a los pobladores cercanos. En este sentido se procurará minimizar la afectación ocasionada con medidas como cubrir los materiales para su transporte desde y hacia el predio de la planta.

Emisiones sonoras producto de la maquinaria pesada

La afectación de la población cercana producto del incremento del nivel sonoro será un problema difícil de mitigar durante el transcurso de las obras. Como forma de minimizar éstas molestias se intentará alejar (en la medida de lo posible) algunas actividades, como por ejemplo la planta de hormigón, de las proximidades de calles donde hay casas. El uso de maquinaria y equipos deberá quedar restringido al horario diurno que fije el permiso municipal respectivo.

En general, todas las molestias ocasionadas durante el tiempo que dure la construcción en lo referido a los problemas ocasionados por el aumento del flujo vehicular y las emisiones, serán de difícil mitigación, aunque en cada caso se tomarán las precauciones mencionadas.

Se entiende que por la duración de la obra y el beneficio posterior, tanto ambiental como sanitario, de la puesta en marcha de la planta hacen a éstos impactos de menor significancia.

Operación y abandono de la actual planta

El colector de ingreso a la actual planta seguirá permitiendo el ingreso del líquido efluente de la red colectora de la ciudad, pues su funcionamiento no interviene con las obras previstas para la construcción de la nueva planta. El colector descarga el efluente en el tanque Imhoff que seguirá en operación.

El tanque se encuentra a cota 98.60m de coronamiento, ubicado al norte del predio (ver layout de la planta). Este dista 7m de la unidad más cercana de nueva planta (canal de desbaste) y cota 101.75m, por lo que para salvar el desnivel se construirá por el periodo de obras un talud 2-1.

Luego de que la nueva planta comience su operación se deberá terminar la obra de terraplenado proyectado.

Por otra parte, la cámara de recepción de barométricas de la actual planta se encuentra ubicada donde se prevé los reactores de la nueva planta, por lo que para seguir con esta operación, se

prevé construir la nueva cámara de recepción de barométrica y provisoriamente la conexión de la misma con el tanque Imhoff. Por lo que durante toda la obra se deberá garantizar la accesibilidad de los camiones barométricos hasta esta cámara.

En caso que por una contingencia los camiones estén impedidos de ingresar al predio o acceder a la cámara, estos descargaran en el registro existente identificado como C0 ubicado en la entrada del predio de la planta.

El emisario existente no interviene con las obras proyectadas por lo que se prevé ningún cambio en la ejecución de la misma, ni consideraciones durante este periodo.

Etapa de operación

Para la etapa de operación de la planta de tratamiento se consideraron varios impactos; algunos de ellos, los que resultaron significativos, se analizan aquí.

Afectación social

La puesta en operación de la nueva planta de tratamiento generará una mejora en las condiciones ambientales y sanitarias de la ciudad de Artigas comparadas con las condiciones actuales. No obstante, por su ubicación cercana a viviendas, podría crear ciertas afectaciones sociales derivadas fundamentalmente de los siguientes aspectos: generación de olores, aumento del flujo vehicular (sobre todo de camiones), emisiones sonoras y percepción social de las instalaciones.

Tránsito inducido por camiones barométricos y camiones de recolección de volquetas

En esta etapa el aumento del flujo vehicular será el debido a los camiones que recambian las volquetas y colectan residuos. Los camiones barométricos que llegarán a la planta serán, al principio la misma cantidad que hoy e irán disminuyendo al ampliarse la red de saneamiento.

Para el retiro de los sólidos retenidos en las rejillas se requerirá como máximo una operación con camión por día. En el caso de la arena se estima que la volqueta deberá ser cambiada cada 5 o 6 días. Para los lodos se necesitará (en el final del período de funcionamiento de la planta) el recambio de dos volquetas por día.

La cantidad de camiones que deberán transitar desde y hacia la planta no es demasiado alta, si además se considera la disminución de la cantidad de camiones barométricos se podría decir que no se trata de un impacto de alta significancia.

Es importante mencionar que muy cerca de la planta hay una escuela y por esta razón todos los camiones deberían transitar a bajas velocidades y evitar pasar frente a la misma.

Molestias a la población por emisión de olores proveniente de la recepción de barométricas y volquetas de recolección de arenas y sólidos.

En lo que se refiere a la recepción de camiones barométricos, éstos realizarán la descarga en una cámara desde la cual el líquido es conducido a un tanque de acumulación. El tanque es cerrado para evitar la salida de olores desde el mismo y desde allí el líquido ingresa al sistema de desbaste. Tanto los canales de rejillas como el pozo de bombeo estarán tapados para evitar la emanación de olores desde esos lugares.

La volqueta de acumulación de arena, como ya fue dicho, acumulará la arena removida durante 5 o 6 días. En caso de que los sólidos removidos contengan algo de materia orgánica se prevé la adición de cal para evitar que se generen olores.

Los sólidos removidos en el sistema de desbaste se acumulan en volquetas de 500lt de capacidad, cuando una volqueta se llena se tapa y transporta hasta el costado del pozo de bombeo dónde permanece hasta que el camión la retire. El tiempo de permanencia de estos recipientes llenos no debiera superar un día en condiciones de funcionamiento normal.

Todas éstas operaciones se realizarán en un mismo sector de la planta que se ubica al final del camino de ingreso a la planta y está retirado más de 50m de la calle Luis Alberto de Herrera que es dónde se ubican las casas más cercanas.

El proceso biológico de la planta es de lodos activados con aireación extendida, por tanto es de esperar que los lodos purgados estén estabilizados. Éstos lodos serán deshidratados en un filtro prensa de bandas que está ubicado en un local al lado de la casa química, el local es abierto hacia el frente y cerrando en el resto de las direcciones. Al trabajar con lodo estabilizado no se espera emisión de olores, además está previsto que las volquetas sean retiradas a diario para evitar tiempos de permanencia prolongados dentro del predio.

Como forma de que los posibles olores generados dentro del predio no lleguen a ser una molestia para los vecinos se plantará una cortina de vegetal en el perímetro del predio, en las dos calles en dónde hay casas calle por medio de la planta; calles: Carmen Laviaguerre y Luis Alberto de Herrera.

Por lo dicho anteriormente respecto del tipo de proceso biológico que se realizará en la planta y a las precauciones tomadas en el diseño, se puede concluir que la generación de olores en la planta no tendrá una relevancia significativa.

Emisiones sonoras de los equipos instalados

Las emisiones sonoras que podrían resultar en molestias para la población de las zonas aledañas son, fundamentalmente, las que provienen de los soplantes del sistema de aireación.

Estos equipos están situados dentro de una cabina que tiene como parte de sus funciones amortiguar las emisiones sonoras hacia el exterior de la misma. El local de soplantes de la planta contará con 4 equipos funcionando. Dicho local se encuentra a más de 60 y 70m de los límites del predio donde hay viviendas.

Para estimar el nivel sonoro en las viviendas más próximas se considerará la atenuación a 60m calculada de la siguiente forma:

$$\text{Atenuación (dB)} = 10 * \log[(d/d_0)^2]$$

Dónde: d es la distancia desde la fuente hasta el receptor, y d_0 es la distancia de referencia (1m)

La atenuación calculada a 60m de los equipos resulta de 35,6dB, por tanto para cumplir con la normativa vigente (máx 35dB) se deberá exigir como parte de las especificaciones las cabinas dónde se encuentran los soplantes, que el nivel sonoro a 1m de distancia del local sea de 70dB como máximo.

Percepción social de las instalaciones

El funcionamiento de la planta de tratamiento generará una mejora en la situación sanitaria de la población del lugar, sin embargo por su ubicación la planta podría percibirse como origen de molestias para la población cercana.

En la fase de operación, como ya fue explicado, se tomaron medidas tendientes a minimizar los impactos negativos sobre los vecinos del lugar, por ejemplo en lo referente a la generación de olores.

Para minimizar el impacto visual desde las calles donde la planta se ubica se plantará una cortina vegetal de variadas especies que impiden ver las unidades de tratamiento desde fuera del predio.

Se consultaron algunas fuentes de OSE y no existen registros de reclamos o de oposición a la construcción y funcionamiento de la planta. De todos modos se espera poder generar una percepción social positiva derivada de la mejora de las condiciones tanto sanitarias como ambientales.

Afectación de la calidad del agua del cuerpo receptor

El cuerpo receptor de los vertidos de la planta de tratamiento es el río Cuareim, dicho río tiene una importante variabilidad de caudales y por tanto se deberá analizar la afectación especialmente para los caudales de estiaje. Actualmente los efluentes de la ciudad de Artigas se vierten al río

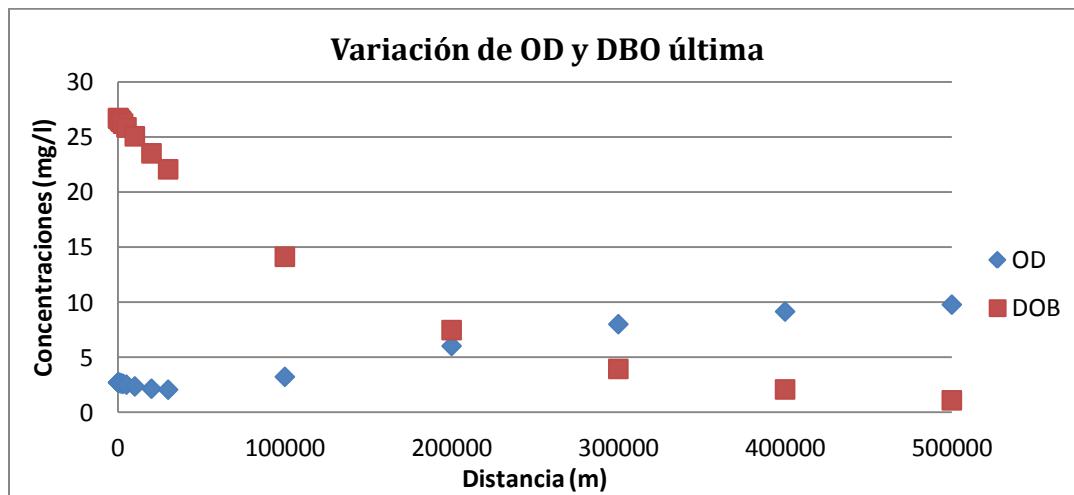
Cuareim, y gran parte de los mismos se vierten sin ningún tratamiento. En este sentido la puesta en marcha de la planta mejorará sustancialmente la calidad del agua del río, ya que se realizará un tratamiento cuyo efluente cumple con los estándares de vertido y además se tratará todo el caudal afluente.

El río Cuareim fue clasificado por el M.V.O.T.M.A. en 2005 como clase 3: "aguas destinadas a la preservación de los peces en general y de otros integrantes de la flora y fauna hídrica" (Decreto 253/79 y modificativos).

Se realizó un análisis básico a partir del modelo de Streeter y Phelps (asumiendo mezcla completa e instantánea) para evaluar la influencia del vertido en los valores de DBO y OD de la mezcla en el punto de vertido y el valor de OD mínimo aguas abajo del punto de vertido.

Resultados obtenidos para caudales de estiaje:

Caudal río (l/s)	Caudal efluente (l/s)	OD mezcla (mg/l)	OD min (mg/l)	DBO mezcla (mg/l)
20	214	2,73	2,06	18,29
30	214	3,05	2,41	17,54
50	214	3,61	3,02	16,21
60	214	3,86	3,29	15,62
70	214	4,10	3,55	15,07
80	214	4,31	3,78	14,56
90	214	4,52	4,01	14,08
100	214	4,71	4,21	13,63



En el caso más crítico, considerando caudales de estiaje, el valor de oxígeno disuelto mínimo está por encima de 2mg/lit mientras que el de la mezcla supera los 2,5mg/lit. En el caso de la DBO de la mezcla, para el caudal mínimo considerado llega a 18,3mg/lit y a partir de caudales de 70lts/s tiene valores menores a 15mg/lit.

Los valores de OD y DBO correspondientes a un cuerpo clase 4 según el Decreto 253/79 y modificativos son: 2,5mg/l el oxígeno disuelto mínimo y 15mg/l la DBO máxima, por tanto para caudales de estiaje por encima de 70lts/s se estarían cumpliendo con los valores correspondientes a un cuerpo con ésta clasificación en el punto de vertido.

Para realizar el análisis de la afectación para caudales medios, se tomó el valor correspondiente al caudal medio del cuatrimestre Diciembre-Marzo ($73,76\text{m}^3/\text{s}$), dicho caudal es el menor de los promedios de caudales medios cuatrimestrales, según la información suministrada por DINAGUA.

Para este caudal en el río, los valores tanto de OD como de DBO de la mezcla cumplen con los establecidos en el mencionado decreto para las clases 1, 2, 3 y 4, considerando como caudal efluente el valor del caudal pico horario.

Caudal río (l/s)	Caudal efluente (l/s)	OD mezcla (mg/l)	OD min (mg/l)	DBO mezcla (mg/l)
73760	346	10,46	10,46	0,09

Se puede concluir que el vertido de los efluentes de la planta no altera la calidad de agua del río Cuareim, por tanto no afecta ninguno de sus usos.

PLAN DE GESTIÓN AMBIENTAL

En cada fase del proyecto, tanto en la construcción como en la operación, se deben seguir ciertos procedimientos y cumplir con las medidas de mitigación propuestas en este estudio. También se deberá atender el monitoreo de factores ambientales relevantes.

PGA-CONSTRUCCIÓN

Plan de comunicación de las obras

El plan de comunicación de las obras consiste en la comunicación a la población del lugar que se verá afectada por las mismas. Para ello será necesario realizar reuniones con los actores locales que corresponda, explicando las incidencias sobre el entorno y las vías de transporte tanto vehiculares como peatonales. Como complemento a las reuniones se deberán distribuir en los centros educativos de la zona, materiales escritos sobre prevención de accidentes. Las instancias de comunicación se sugiere realizarlas con 30 días de anticipación al inicio de las obras.

Gestión de residuos sólidos

Los residuos sólidos de las obras se deberán clasificar en residuos asimilables a domésticos y residuos de obra.

Aquellos residuos asimilables a domésticos tendrán que ser acumulados en recipientes tapados o bolsas teniendo en cuenta los aspectos siguientes:

- Minimizar el tiempo de permanencia de los residuos en la planta para evitar la generación de olores y distorsionar lo menos posible la visual del entorno.
- No se deberán arrojar residuos de ningún tipo en las zonas aledañas a la planta.
- Se procurará gestionar el reciclado de todos los residuos que sea posible, ya sea en la propia obra como a través de instituciones con las que se pueda establecer contacto.
- No se podrán acumular o almacenar residuos en zonas inundables

Control de nivel sonoro

Se deberá controlar la maquinaria utilizada con el fin de minimizar las emisiones sonoras desde las mismas, para ello se vigilarán fundamentalmente las aspectos siguientes:

- Todas las máquinas y vehículos utilizados deberán contar con las autorizaciones correspondientes.
- Se trabajará con máquinas y equipos en el horario diurno fijado por la Intendencia de Artigas.
- Se deberán mantener en estado óptimo los motores de maquinarias y equipos, así como también sus silenciadores en caso de tenerlos y se evitará la superposición del trabajo de máquinas de motores ruidosos.

Presencia física de las obras y circulaciones

Para evitar accidentes relacionados con el aumento del flujo vehicular se necesitará señalizar de forma adecuada la circulación tanto peatonal como vehicular y, de ser necesario, prever caminos alternativos.

Será necesario registrar todos los accidentes que ocurran durante el transcurso de la obra.

Transporte de materiales

Los materiales transportados desde y hacia la obra deberán ser cubiertos para minimizar las emisiones de material particulado.

Emisiones al aire

Todos los equipos, maquinaria y vehículos tendrán la habilitación requerida y se implementará un programa de mantenimiento.

Para evitar la voladura de polvo se controlará desde la fuente con la medida que corresponda en cada caso, ya sea cubriendo, regando o colocando pantallas de protección.

Programa de monitoreo

Tanto las medidas de mitigación como el plan de gestión descritos en este documento necesitarán ser controlados en su cumplimiento.

Será necesario entonces elaborar un registro con las correspondientes constancias de cumplimiento y también con los desvíos y medidas de corrección implementadas. También deberán registrarse todas las contingencias ocurridas y de la forma en que éstas se resuelven

PGA – OPERACIÓN

Durante la operación de la planta se deberán atender algunas especificaciones de gestión tendientes a impedir la generación de impactos ambientales relevantes.

Líquidos drenados y aguas de lavado

Todos los líquidos procedentes del lavado de recipientes o unidades y los provenientes de drenaje de residuos se conducirán a la cabecera del tratamiento.

Derrame de residuos en zonas de acopio

Los residuos colectados en el canal de rejas se almacenarán en volquetas cerradas. La zona prevista para la acumulación de estos recipientes tiene desagües hacia el pozo de bombeo con el fin de conducir hacia allí el líquido de posibles derrames.

En el caso de la arena removida en el pretratamiento se recogerá en una volqueta que se encuentra en un lugar techado al igual que los lodos deshidratados. En ambos casos también se prevé conducir el líquido de derrames nuevamente al tratamiento.

Derrames durante el transporte

Para reducir el riesgo de derrame de líquidos o residuos durante el transporte hacia su lugar de disposición final, se trabajará con vehículos cerrados o se cubrirán las volquetas a ser transportadas.

Emisión sonora

Se deberán controlar los vehículos, así como también aplicar los programas de mantenimiento adecuados y respetar los horarios definidos por la Intendencia de Artigas para realizar las diferentes operaciones de transporte.

Monitoreo de emisiones líquidas y sólidas

Con el objetivo de determinar el cumplimiento de los estándares, evaluar la eficiencia del tratamiento y poder detectar desviaciones que pudieran darse en transcurso de la operación, se medirán distintos parámetros.

Este monitoreo lo realizará el laboratorio de OSE y tendrá una frecuencia mensual. Se medirán los parámetros siguientes:

En el afluente

En campo:

- Temperatura
- pH
- OD

En laboratorio:

- Sólidos (totales, fijos, volátiles)
- Sólidos suspendidos (totales, fijos, volátiles)
- Sólidos sedimentables
- DBO
- DQO
- Grasas y aceites
- Flotantes

En el efluente

En campo:

- Temperatura
- PH
- OD

En laboratorio:

- Sólidos (totales, fijos, volátiles)
- Sólidos suspendidos (totales, fijos, volátiles)
- Sólidos sedimentables
- DBO
- DQO
- Flotantes
- NH4
- N Total
- Ortofosfato
- P Total
- Grasas y aceites
- Coliformes fecales
- Enterococos

En lo referente a los residuos sólidos, deberán registrarse diariamente los envíos de residuos al vertedero municipal.

CONCLUSIONES

Según lo analizado, la mayor dificultad que deberá enfrentar el proyecto será respecto de su ubicación, ya que se encuentra en el final de la trama urbana de la ciudad y está muy próxima a un grupo de viviendas y también a una escuela. Se deberá atender especialmente tanto a las medidas de mitigación como a los planes de gestión y monitoreo detallados, con el fin de minimizar cualquier perturbación a su entorno.

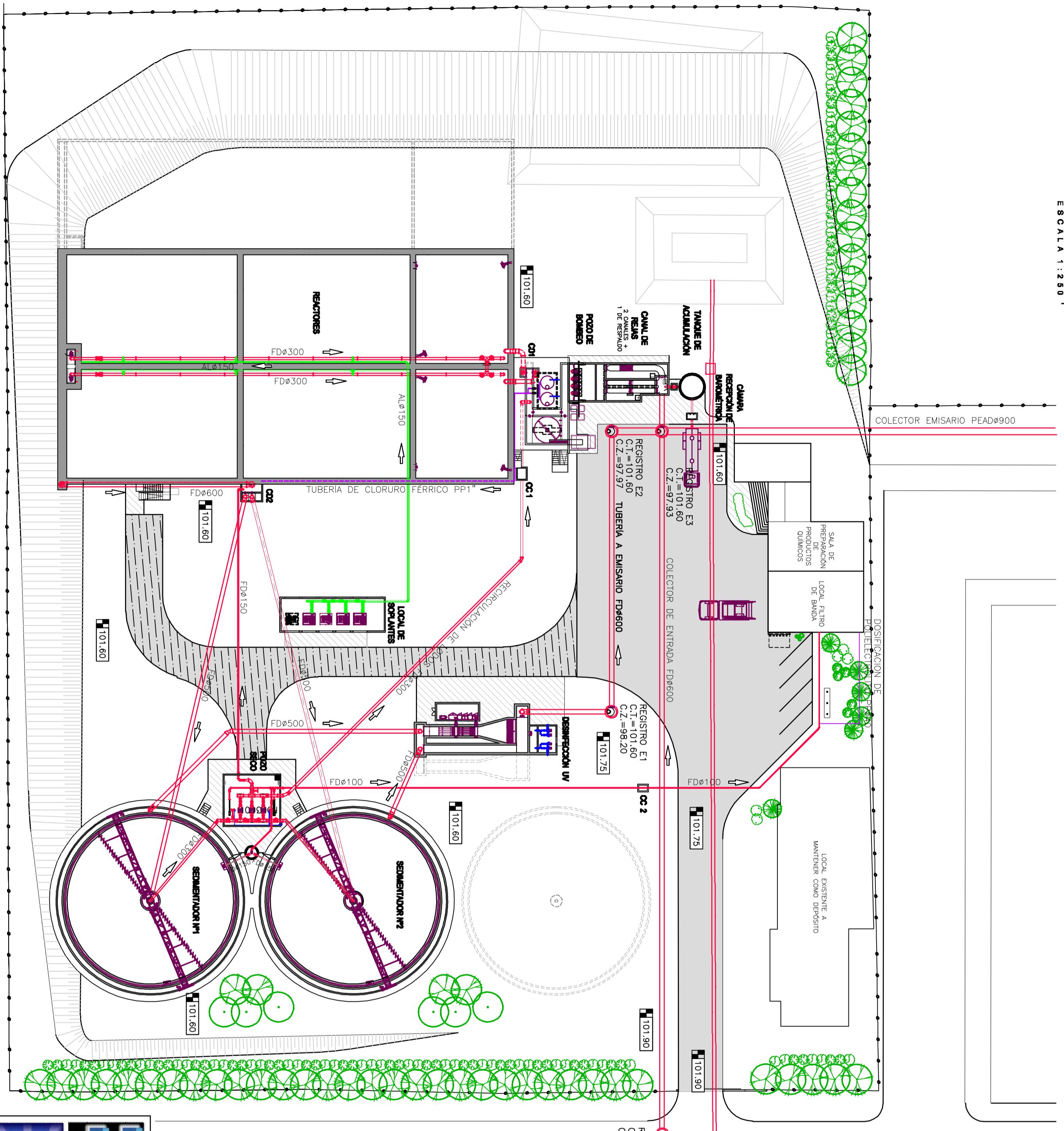
Actualmente el tratamiento de las aguas residuales de la ciudad de Artigas es deficiente y además gran parte de las mismas se vierten sin tratamiento alguno. En este sentido, el funcionamiento de la nueva planta de tratamiento genera una sustancial mejora de las condiciones existentes tanto sanitarias como ambientales.

Índice de Planos

- 01 Layout General
- 02 Acondicionamiento del predio y replanteo de unidades
- 03 Diagrama Funcional
- 04 Perfil Hidráulico
- 05 Canal de rejas y pozo de bombeo
- 06 Canal de rejas - Detalles
- 07 Desarenador
- 08 Reactores - planta
- 09 Reactores -cortes
- 10 Sedimentador - planta
- 11 Sedimentador - cortes y detalles
- 12 Pozo seco y pozo de espuma
- 13 Pozo seco y pozo de espuma
- 14 Desinfección UV
- 15 Casa química y Deshidratación de Lodos
- 16 Redes
- 17 Emisario

Planta general

ESCALA 1:250



CALLE CARMEN LAVIAGUERRE

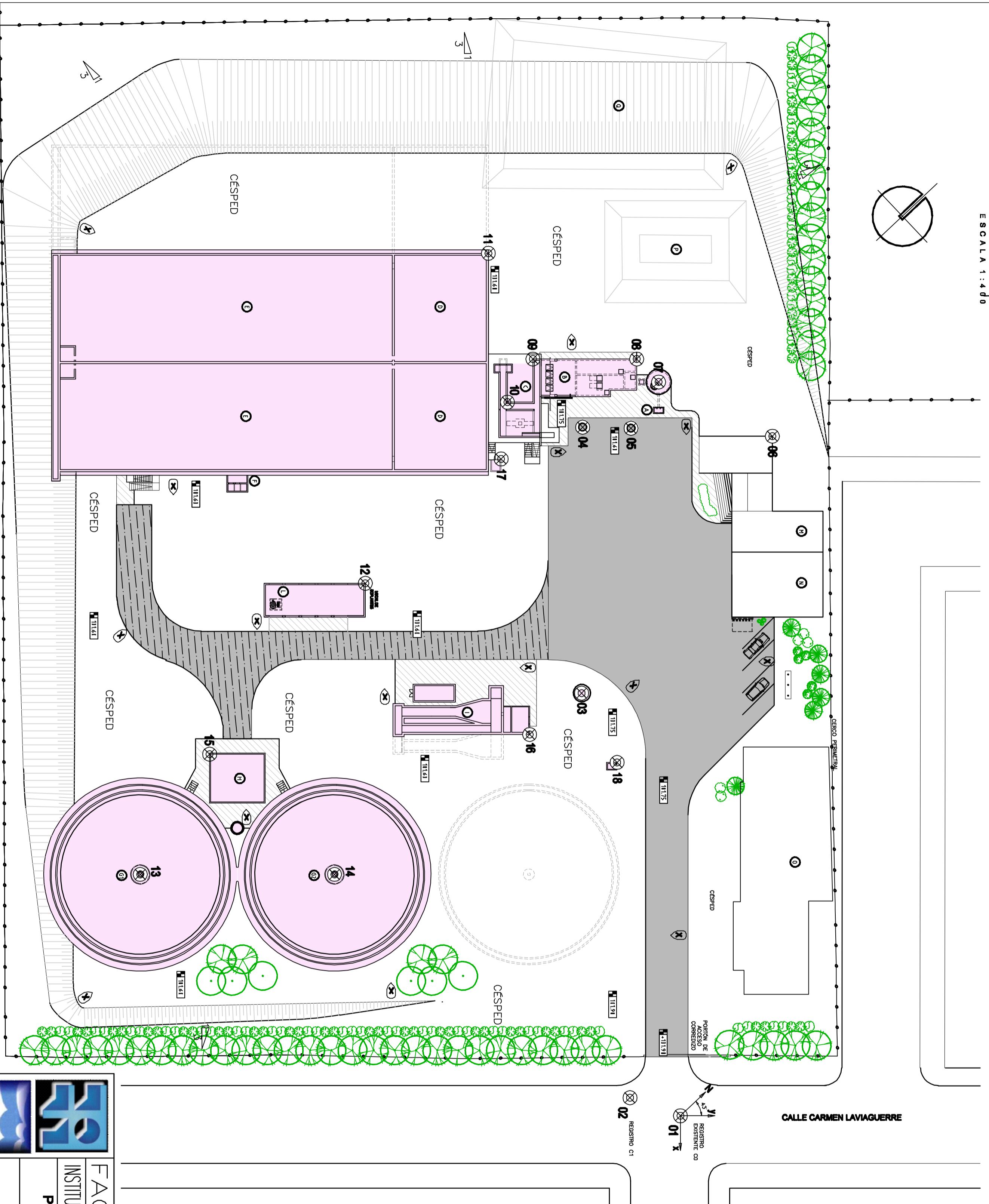


Fecha:
10/12/2012

FACULTAD DE INGENIERÍA	ALUMNOS:
Ing. JUAN SANGUINETTI	NATALIA BATISTA
Ing. EUGENIO LORENZO	SOFIA ORMAECHEA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES DE LA CIUDAD DE ARTIGAS	
LAYOUT GENERAL	
01	

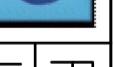
Planta general

E S C A L A 1 : 4 0



Referencias

LOCALES	[Solid pink box]
UNIDADES A CONSTRUIR	[Dashed pink box]
UNIDADES FUTURAS (AMPLIACIONES)	[Dashed pink box]
PAVIMENTO DE HORMIGÓN	[Shaded grey box]
CAMINERÍA CON RIEGO ASFÁLTICO	[Hatched grey box]
SENDA PEATONAL	[Shaded grey path]
CORTINA VEGETAL	[Green hatching]
COLUMNAS DE ILUMINACIÓN	[Cross symbol]
CERCADO OOLÍMPICO PERIMETRAL CON VIGA INFERIOR	[Line with cross symbol]
ACCESO DE CORREDIZO	[Line with arrow symbol]
REGISTRO CO EXISTENTE CO	[Point with north arrow]
REGISTRO C1	[Point with north arrow]
REGISTRO E1	[Point with north arrow]
REGISTRO E2	[Point with north arrow]
REGISTRO E3	[Point with north arrow]
EDIFICIO NUEVO	[Small rectangle]
TANQUE DE ACUMULACIÓN	[Large circle]
CÁMARA DE REJAS	[Small rectangle]
TANQUE DE BOMBAS	[Large circle]
DESRRENADOR	[Small rectangle]
REACTORES AEROBIOS	[Circle with cross symbol]
CÁMARA CAUDALIMETRO 1	[Small rectangle]
CÁMARA CAUDALIMETRO 2	[Small rectangle]



UNIVERSIDAD

NACIONAL

DE TUCUMAN

CONSTITUIDA EN 1910

EN LA CIUDAD DE

LA PLATA

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

La Plata

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Buenos Aires

ARGENTINA

Y QUITADA

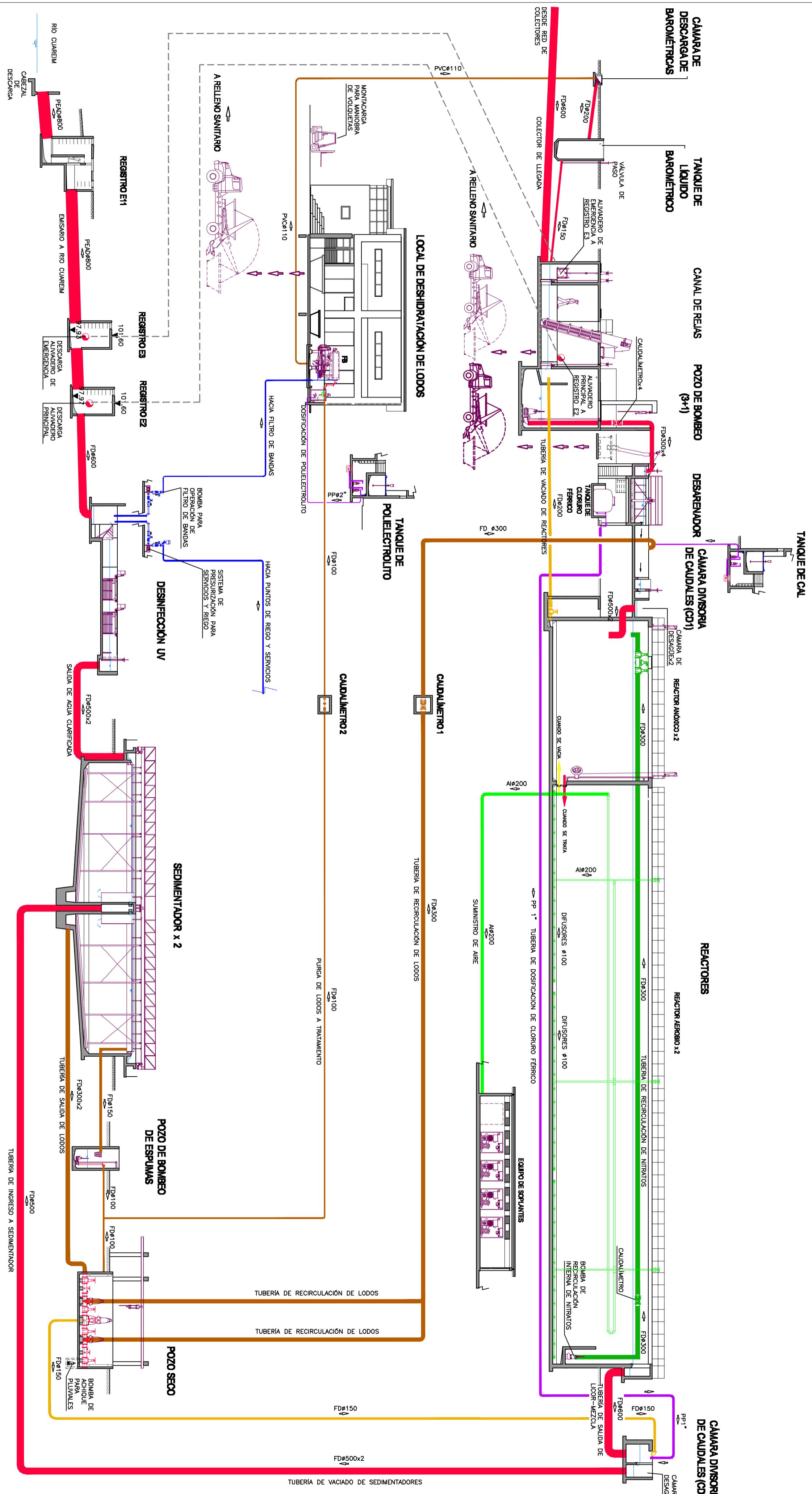
EN 1952

EN LA

CIUDAD DE

Diagrama funcional

S / E S C A L A



FACULTAD DE INGENIERÍA

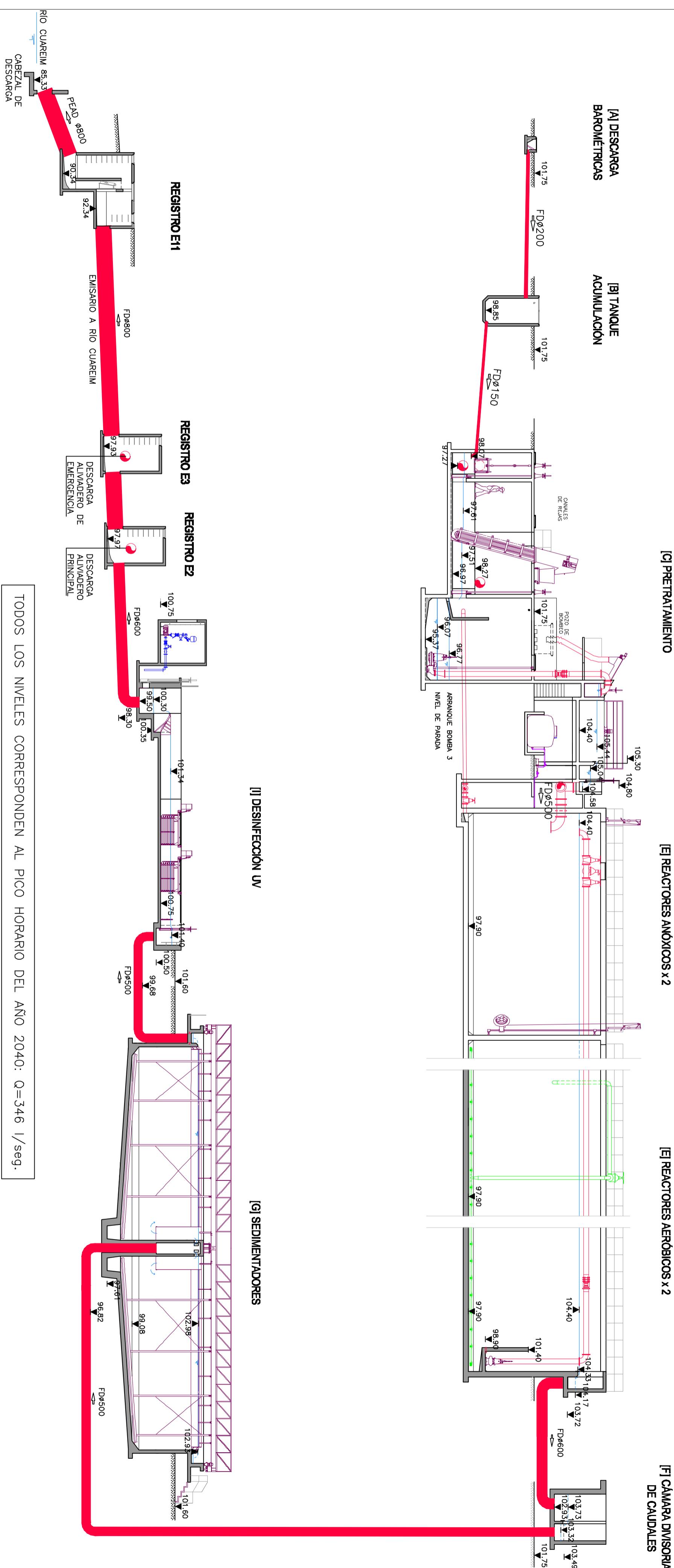
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL

CIUDAD DE ARTIGAS

DIAGRAMA FUNCIONAL

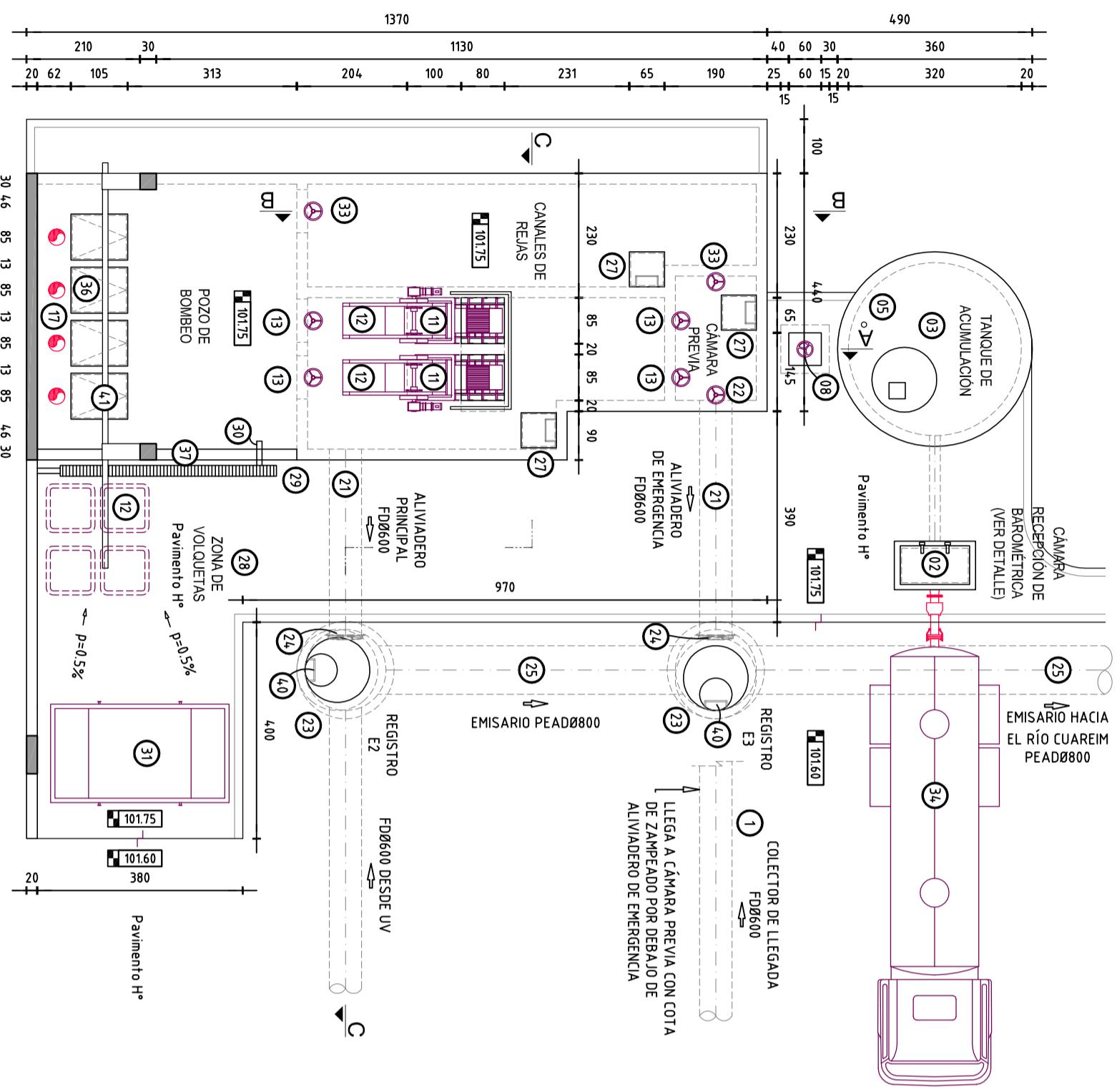
Perfil hidráulico

S / E S C A L A



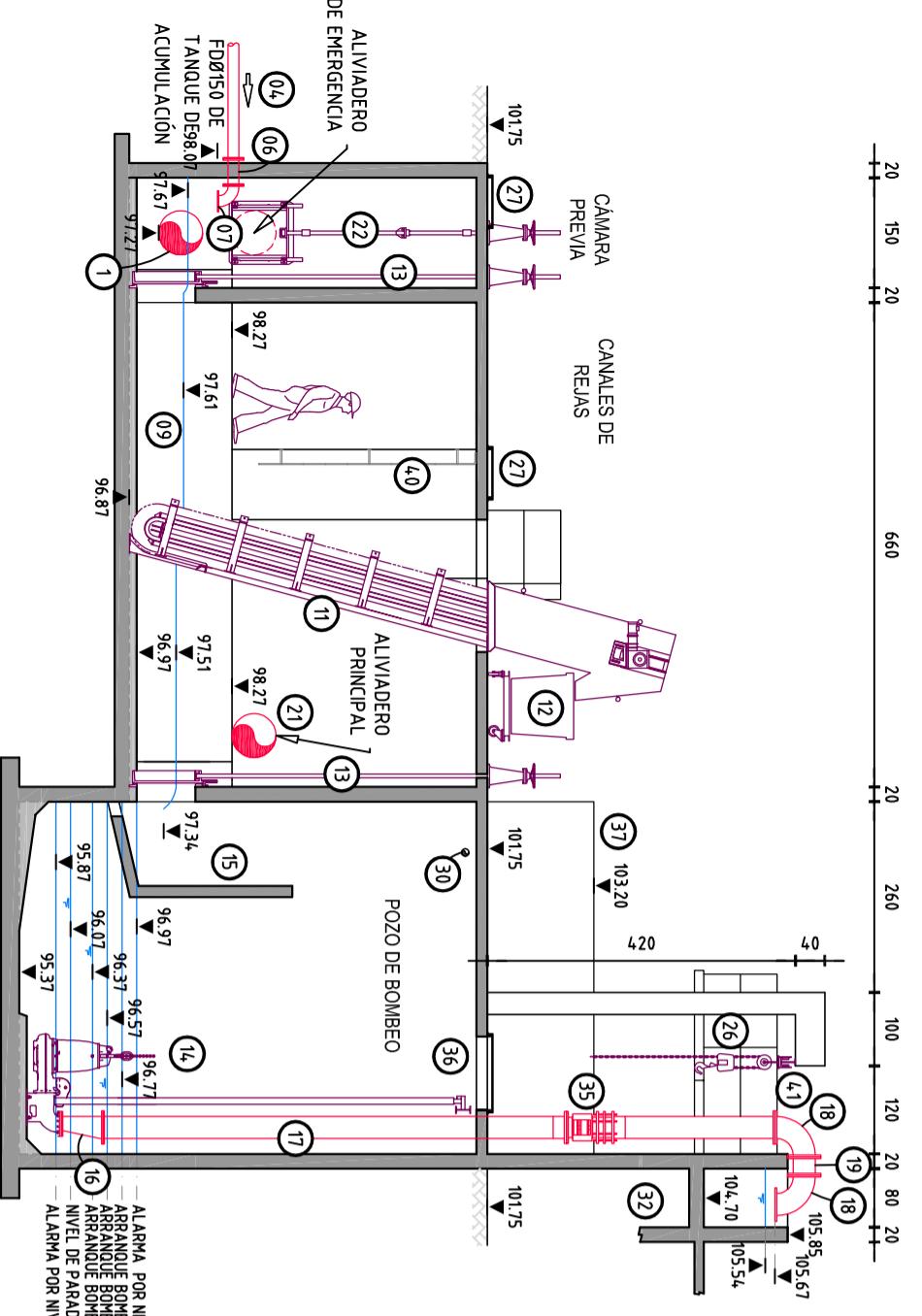
Planta superior

ESCALA 1:100



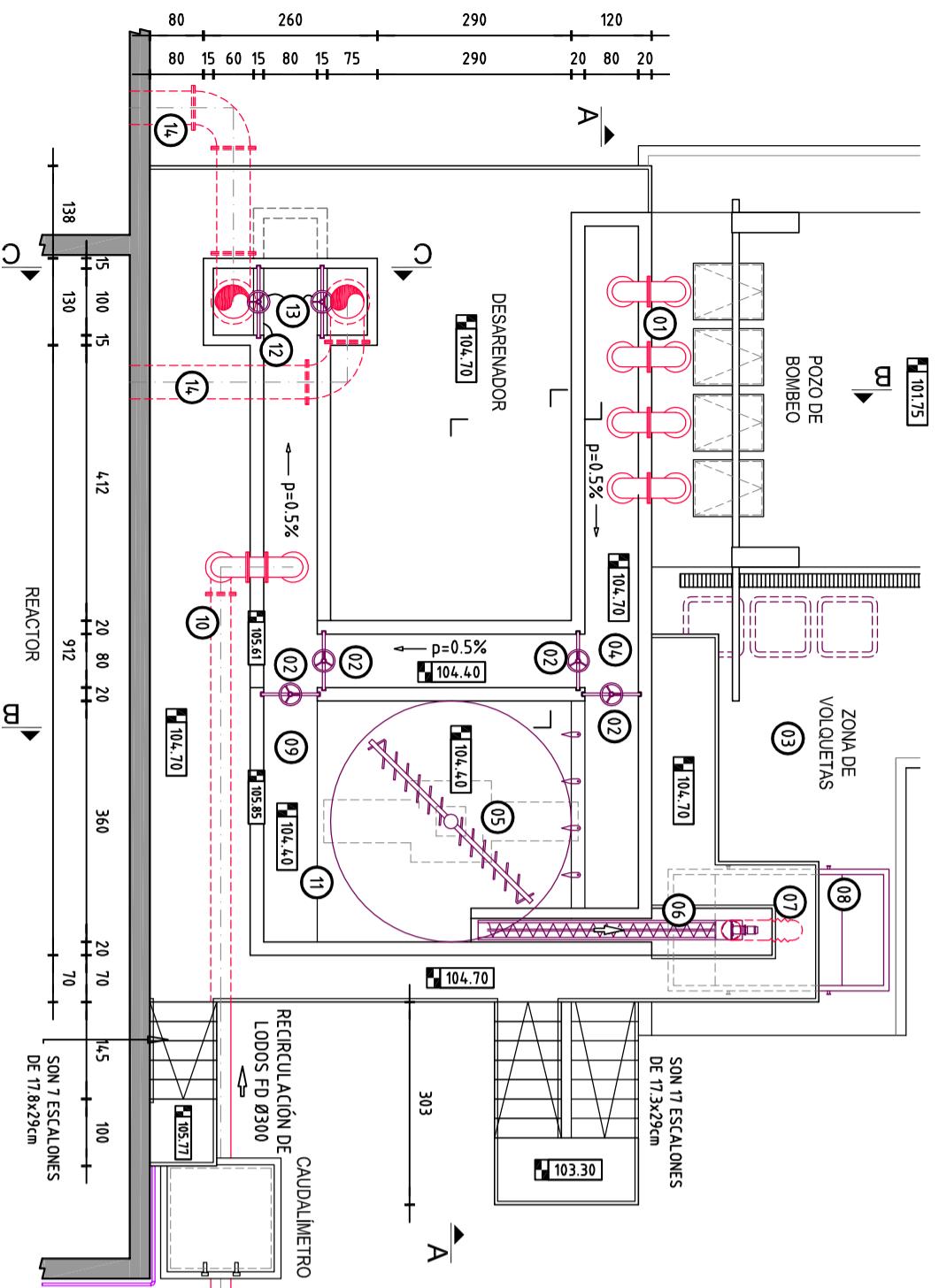
Corte A-A

ESCALA 1:100



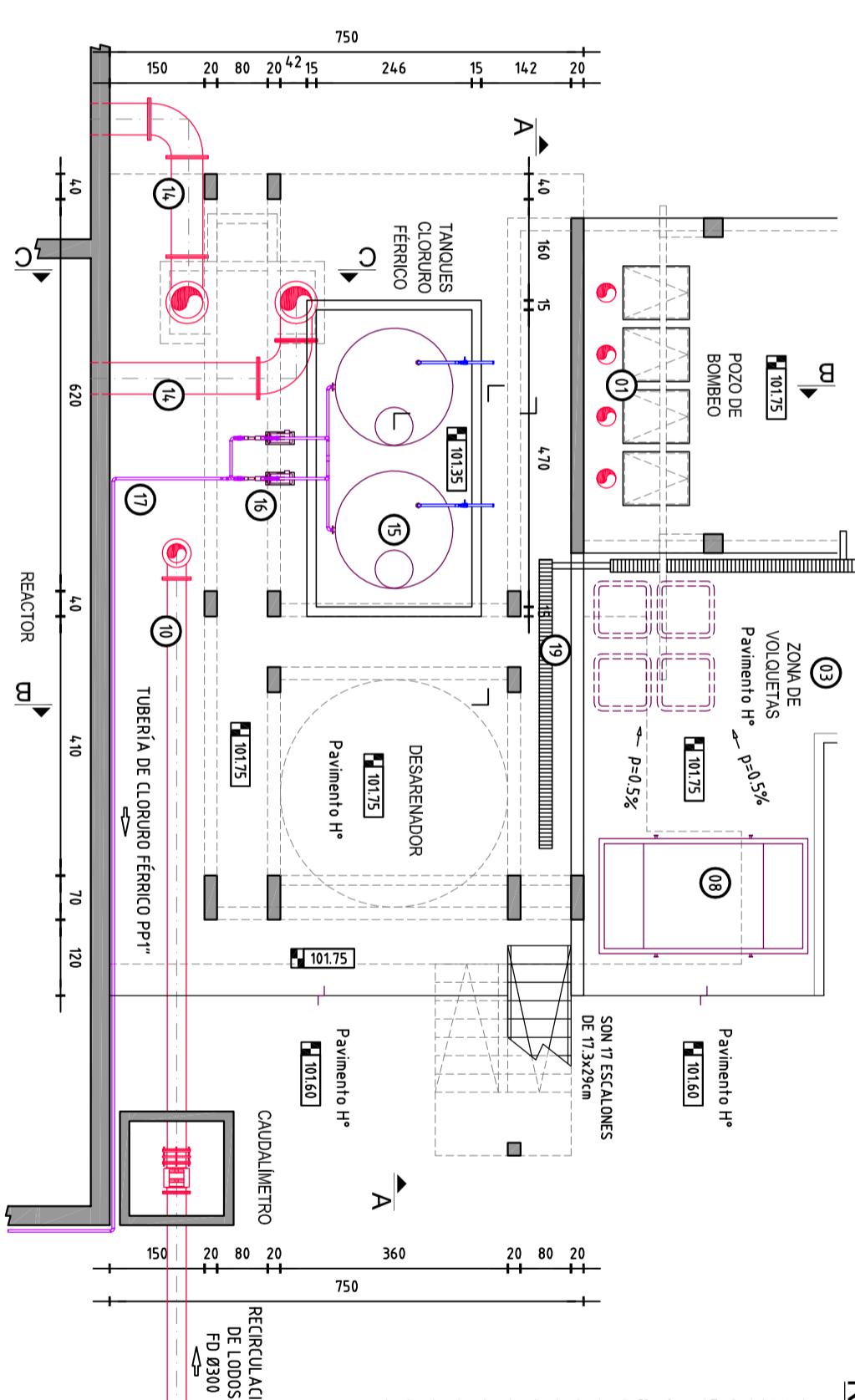
Planta superior

ESCALA 1:100



Planta inferior

ESCALA 1:100

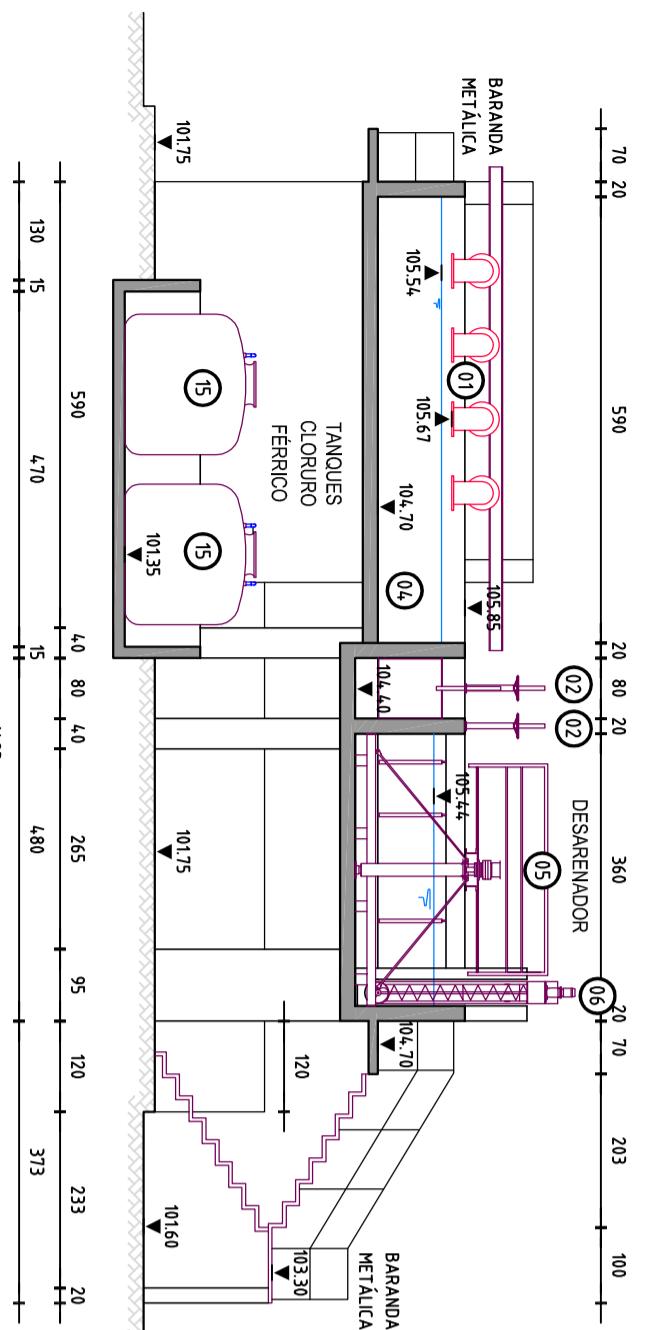


Referencias

1. TUBERÍA DE BOMBEO FD Ø300 mm
2. COMPARTAS 800-800 mm (4)
3. ZONA DE VOLQUETAS PARA MATERIAL DE REJAS
4. CANAL DE ENTRADA A DESARENADOR
5. REMOVEDOR DE ARENA MECÁNICO
6. SISTEMA DE TRANSPORTE DE ARENA HASTA VOLQUETA CON TORNILLO SIN FIN
7. TUBERÍA DE ACERO INOXIDABLE PARA DESCARGA DE ARENA, EXTREMO CON MANGÓN FLEXIBLE
8. VOLQUETA PARA MATERIAL DE DESARENADORES Volumen= 6m³
9. CANAL DE SALIDA DEL DESARENADOR
10. TUBERIA DE RECIRCULACIÓN DE LODOS FD Ø300 mm
11. VERTEDERO DE CEMENTO DELGADO ANCHO 1000 mm
12. VERTEDERO ACERO INOXIDABLE ANCHO 1000 mm
13. COMPARTAS 1000x1000 mm (2)
14. TUBERÍA DE ENTRADA A REACTORES FD Ø500 mm
15. TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CLORURO FÉRRICO VOL=4.000 lts
16. BOMBAS DOSIFICADORAS DE CLORURO FÉRRICO
17. TUBERIA DE DOSIFICACIÓN DE CLORURO FÉRRICO PP1"
18. CAUDALÍMETRO ELECTROMAGNÉTICO REGULACIÓN PARA LIXIVIADO (2)

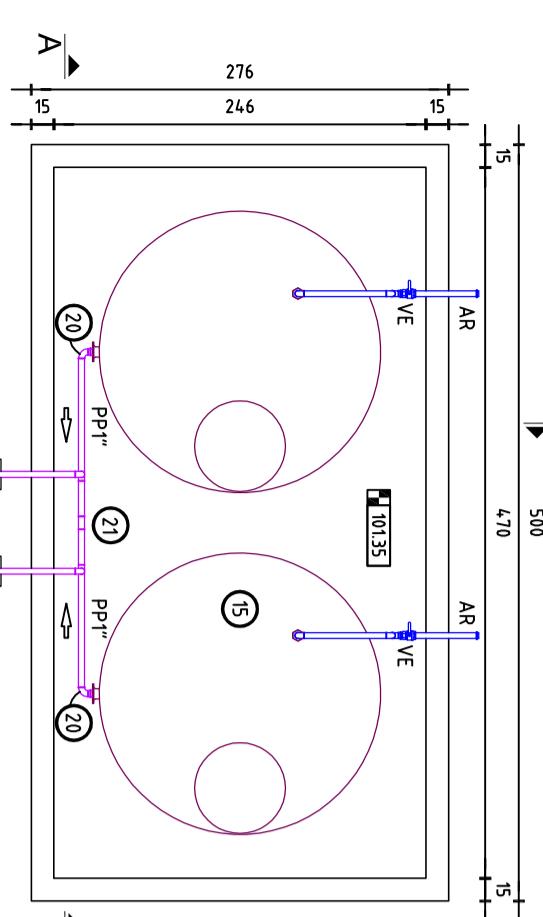
Cloruro férreo - Planta

ESCALA 1:100



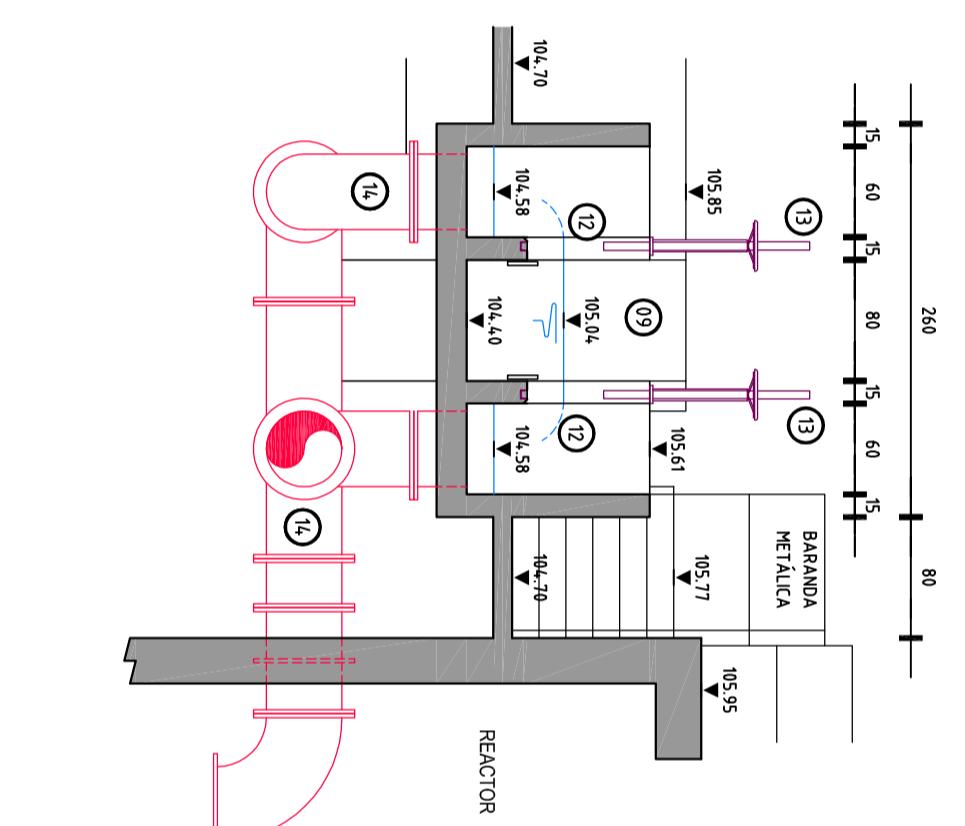
Corte A-A

ESCALA 1:50



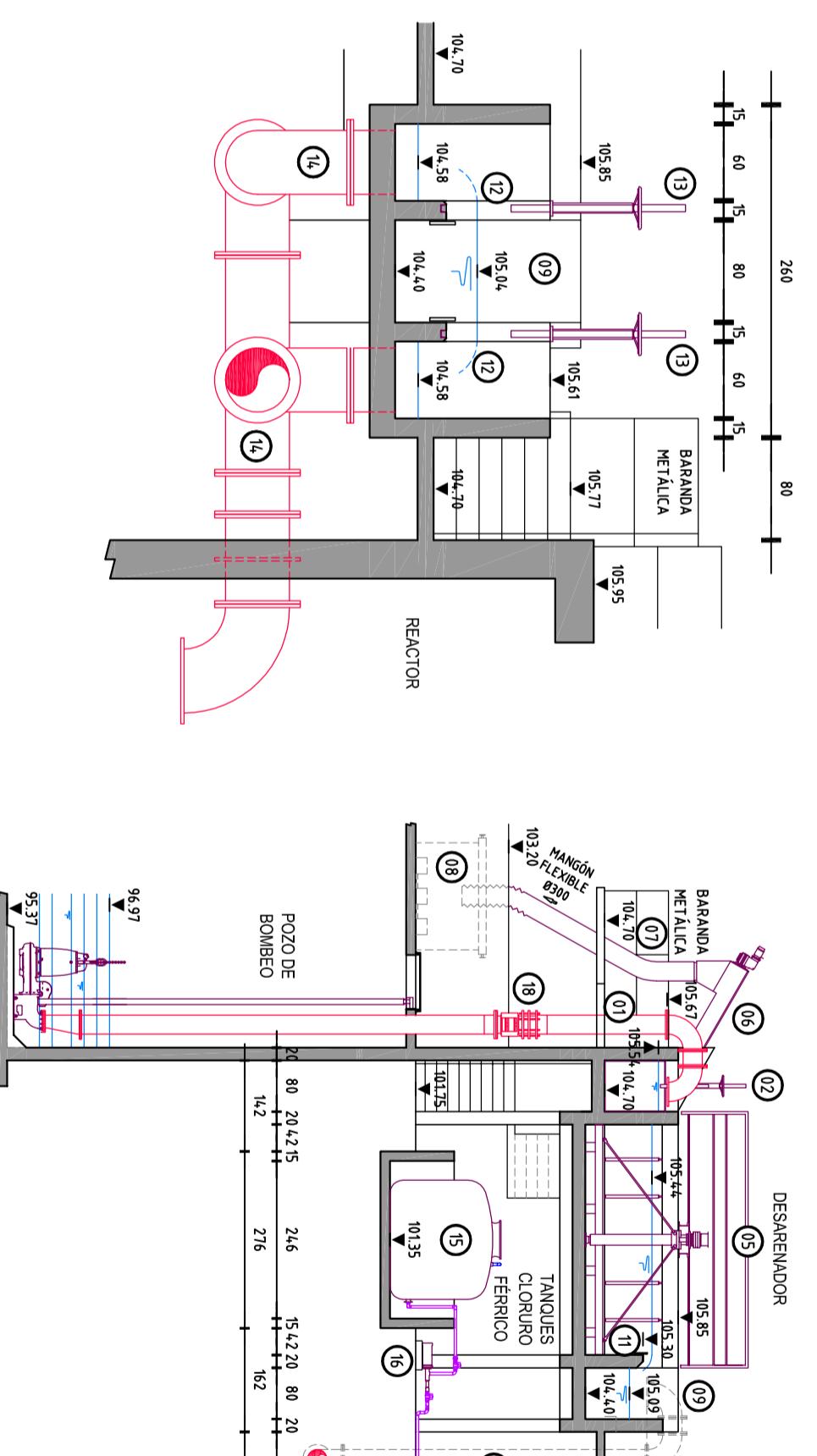
Corte B-B

ESCALA 1:50



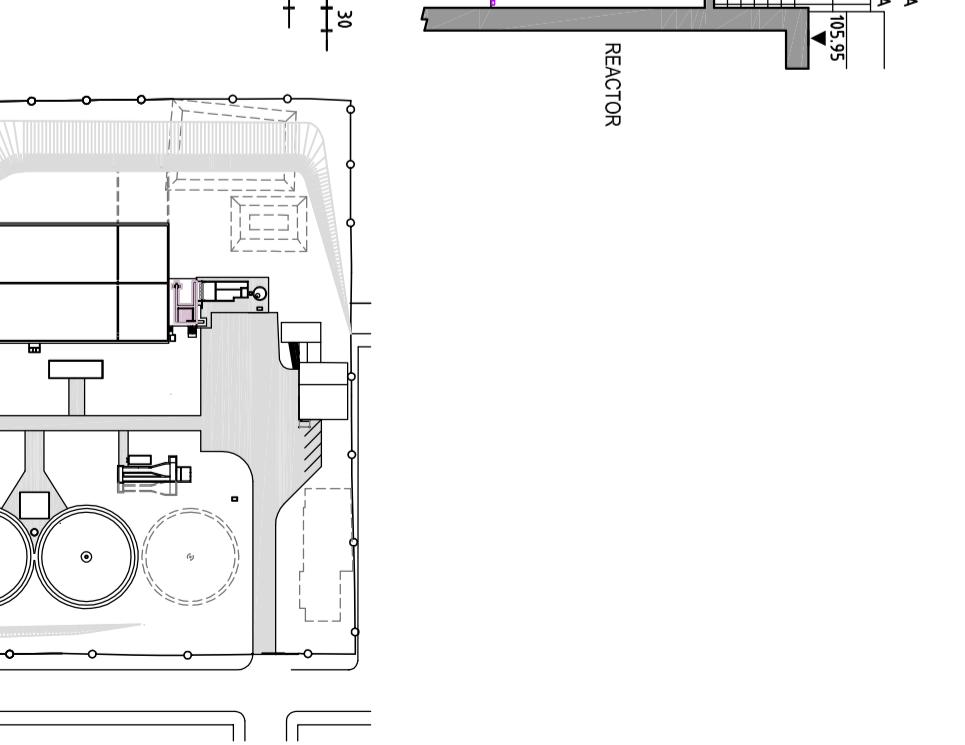
Corte C-C

ESCALA 1:50



Corte B-B

ESCALA 1:50



DESARENADOR

Lámina:

07

15. TANQUE DE PVC PARA ALMACENAMIENTO DE CLORURO FÉRRICO, VOL=4.000 lts

16. BOMBAS DOSIFICADORAS DE CLORURO FÉRRICO

17. TUBERIA DE DOSIFICACIÓN DE CLORURO FÉRRICO PP1"

20. TEPPT (14)

21. TEPPT (3)

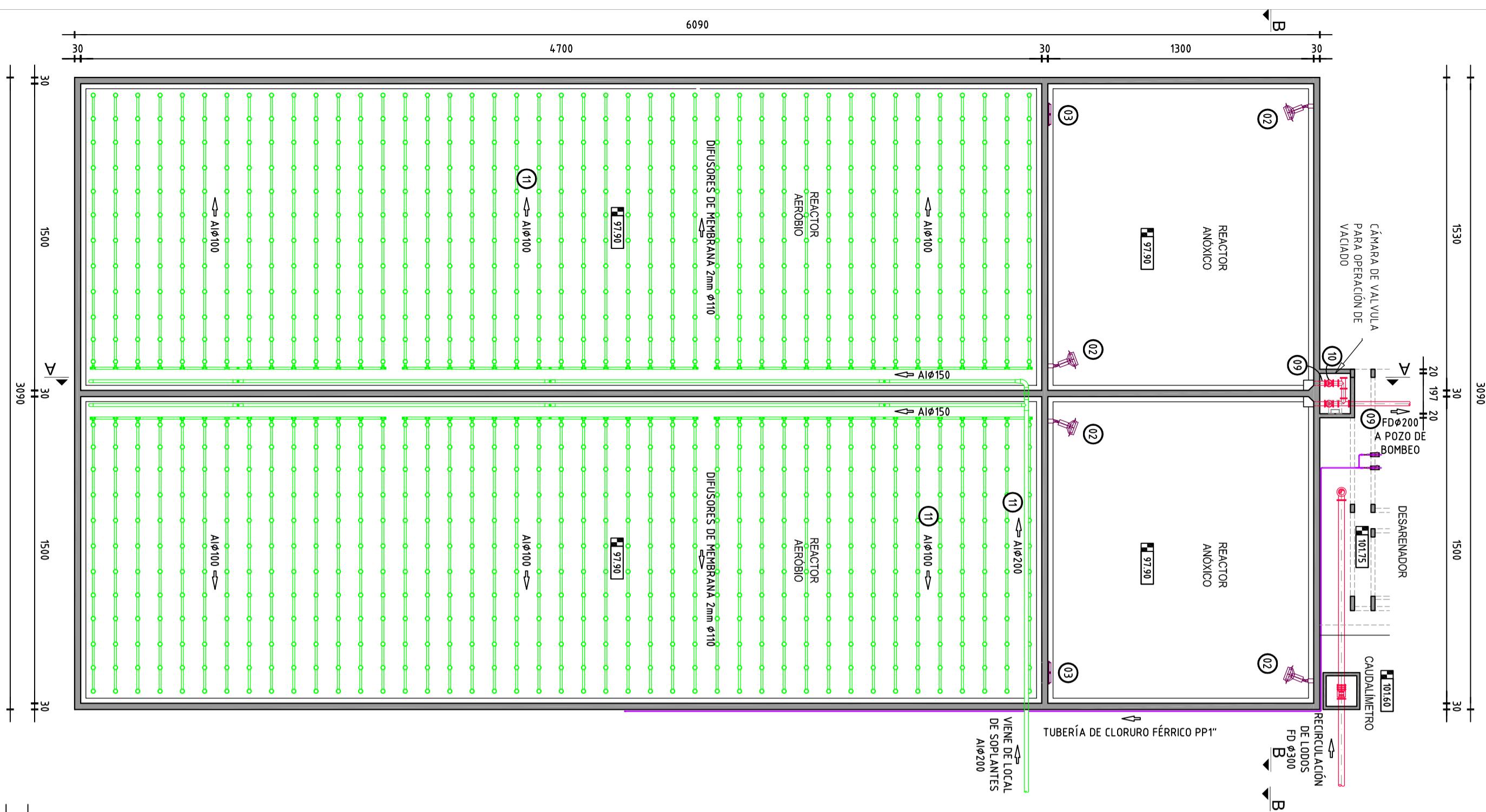
BD. BOMBA DOSIVAC SERIE DD, MODELO 60 (2)

VE. VÁLVULA ESFERICA (6)

AR. ACOPLO RÁPIDO (2)

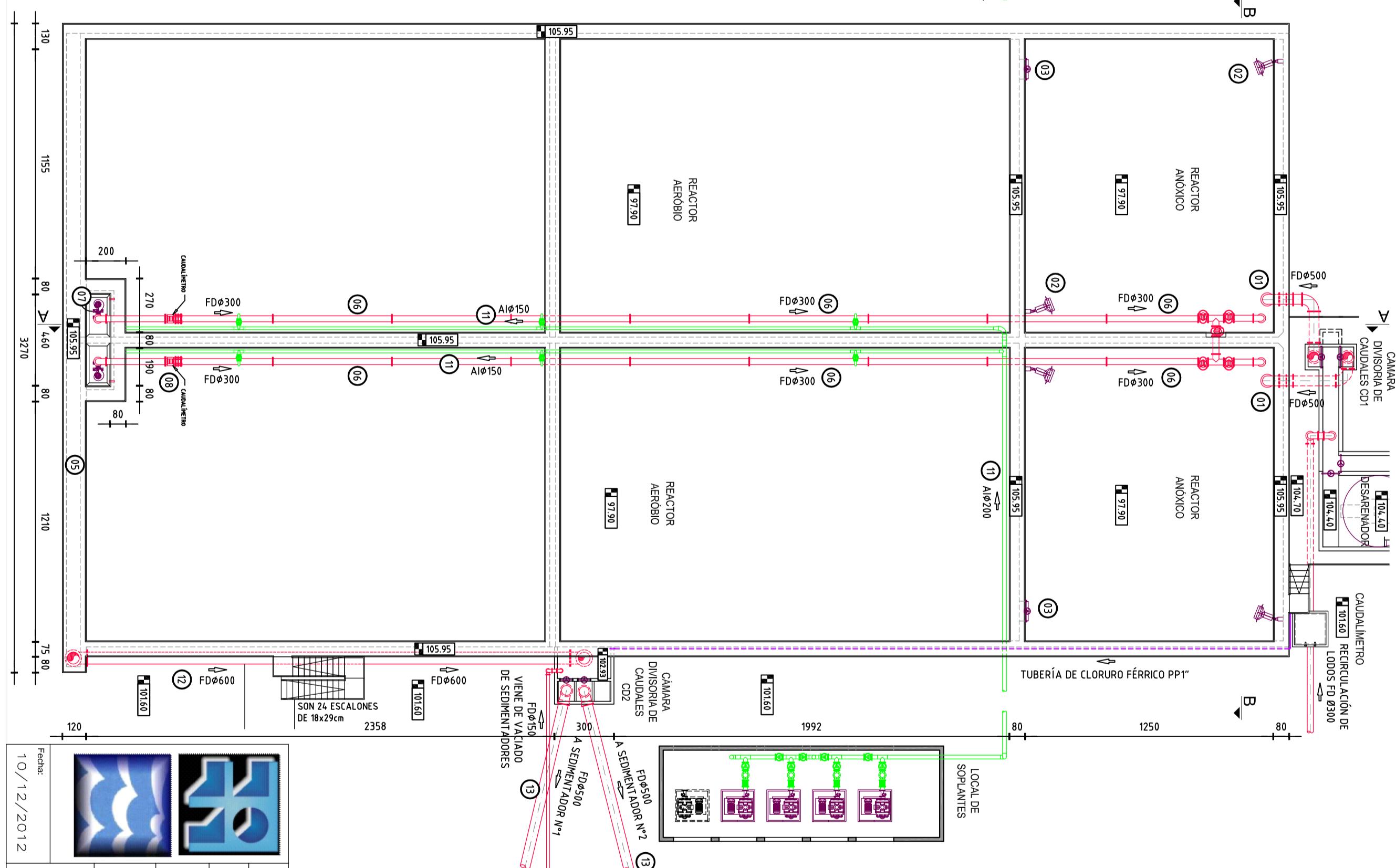
Planta inferior

E S C A L A 1 : 2 0 0



Planta superior

ESCALA 1:200

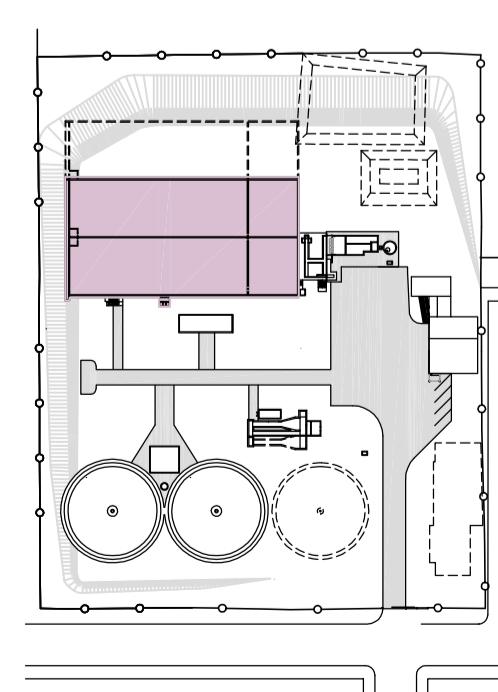
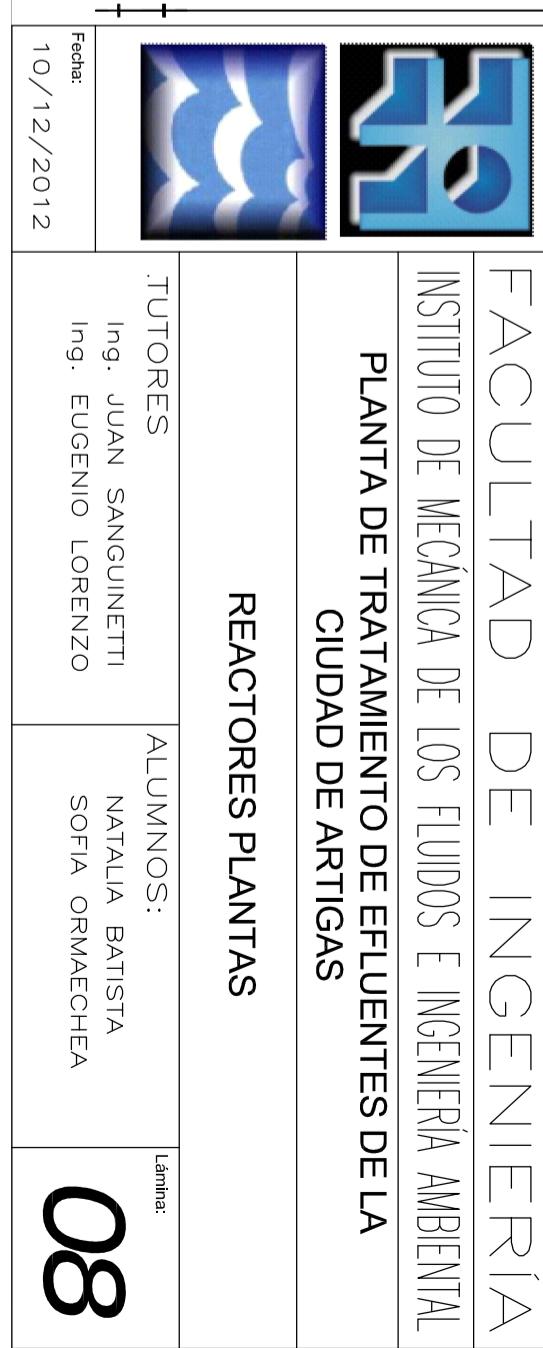


Referencias

1. TUBERÍAS FD Ø500 mm (2) INGRESO A REACTORES
 2. MEZCLADORES SUMERGIBLES (4)
 3. COMPUIERTAS 1000 x 1000 mm (2)
 4. VERTEDERO ACERO INOXIDABLE SECCIÓN RECTANGULAR b=0.5m (20)
 5. CANAL COLECTOR DE LÍQUIDO AIREADO
 6. TUBERÍA RECIRCULACIÓN DE DENITRIFICACIÓN FD Ø300 mm
 7. BOMBA DE RECIRCULACIÓN DE DENITRIFICACIÓN
 8. MEDIDOR DE CAUDAL DE RECIRCULACIÓN FD Ø300 mm
 9. TUBERÍA DE VACIADO DE REACTORES FD Ø200 mm
 10. VÁLVULA FD Ø200 mm
 11. SISTEMA DE ARREACIÓN
 12. TUBERÍA DE SALIDA HACIA CÁMARA DIVISORIA DE CAUDALES (CD) FD Ø600 mm
 13. TUBERÍA DE SALIDA HACIA LOS SEDIMENTADORES FD Ø500 mm

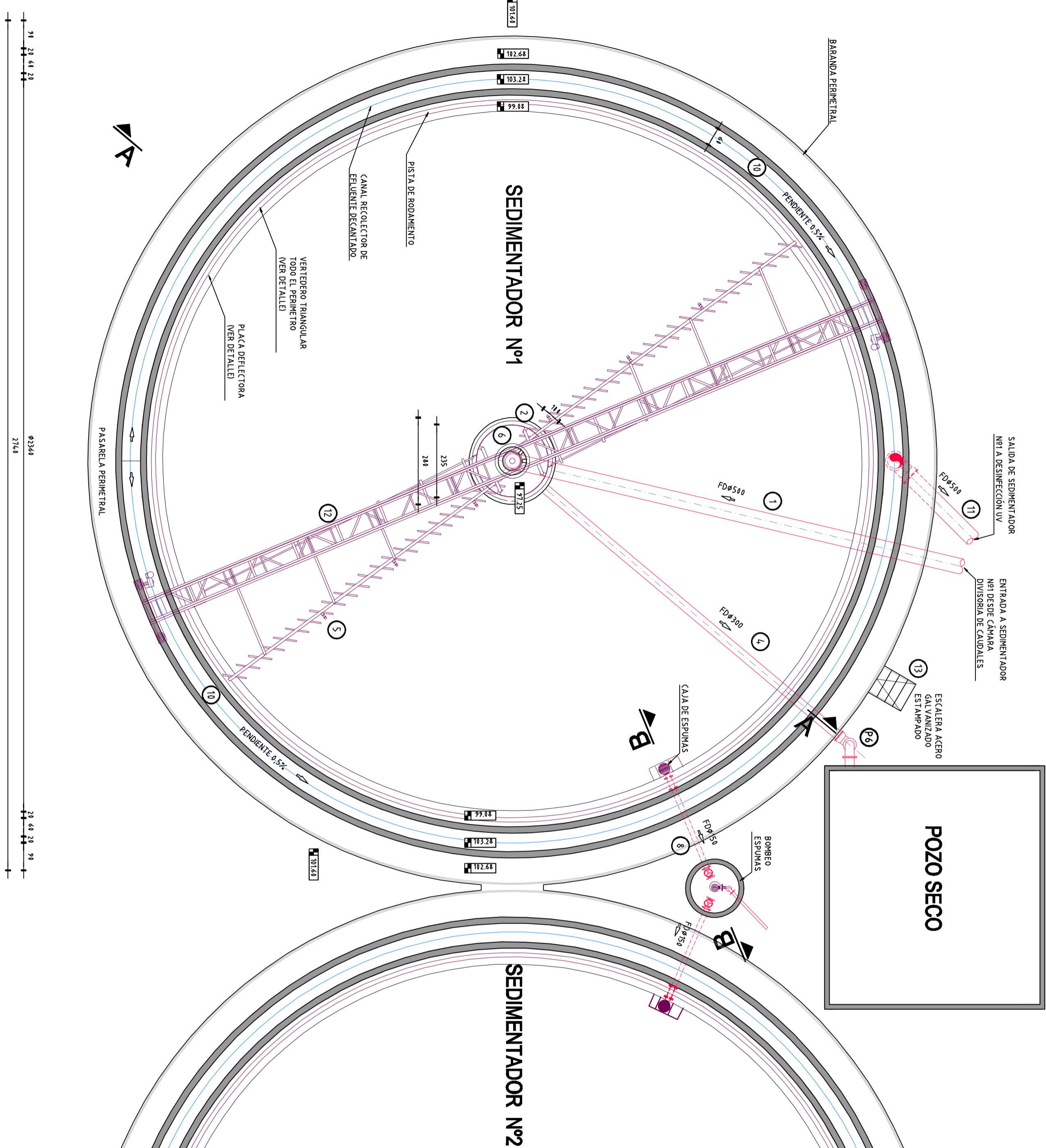
SISTEMA DE DIFUSORES

SON 516 DIFUSORES DE MEMBRANA 2 mm Ø110
SE DISPONEN EN 3 PARRILLAS Y 43 LÍNEAS EN TOTAL (EN SENTIDO TRANSVERSAL DEL REACTOR)
LA PRIMER PARRILLA TIENE 15 LÍNEAS (CONTRA LA ENTRADA)
LAS OTRAS 2 TIENEN 14 LÍNEAS CADA UNA
CADA LÍNEA TIENE 12 DIFUSORES SEPARADOS ENTRE SI 1.25 m (DE CENTRO A CENTRO DE DIFUSOR)



Planta

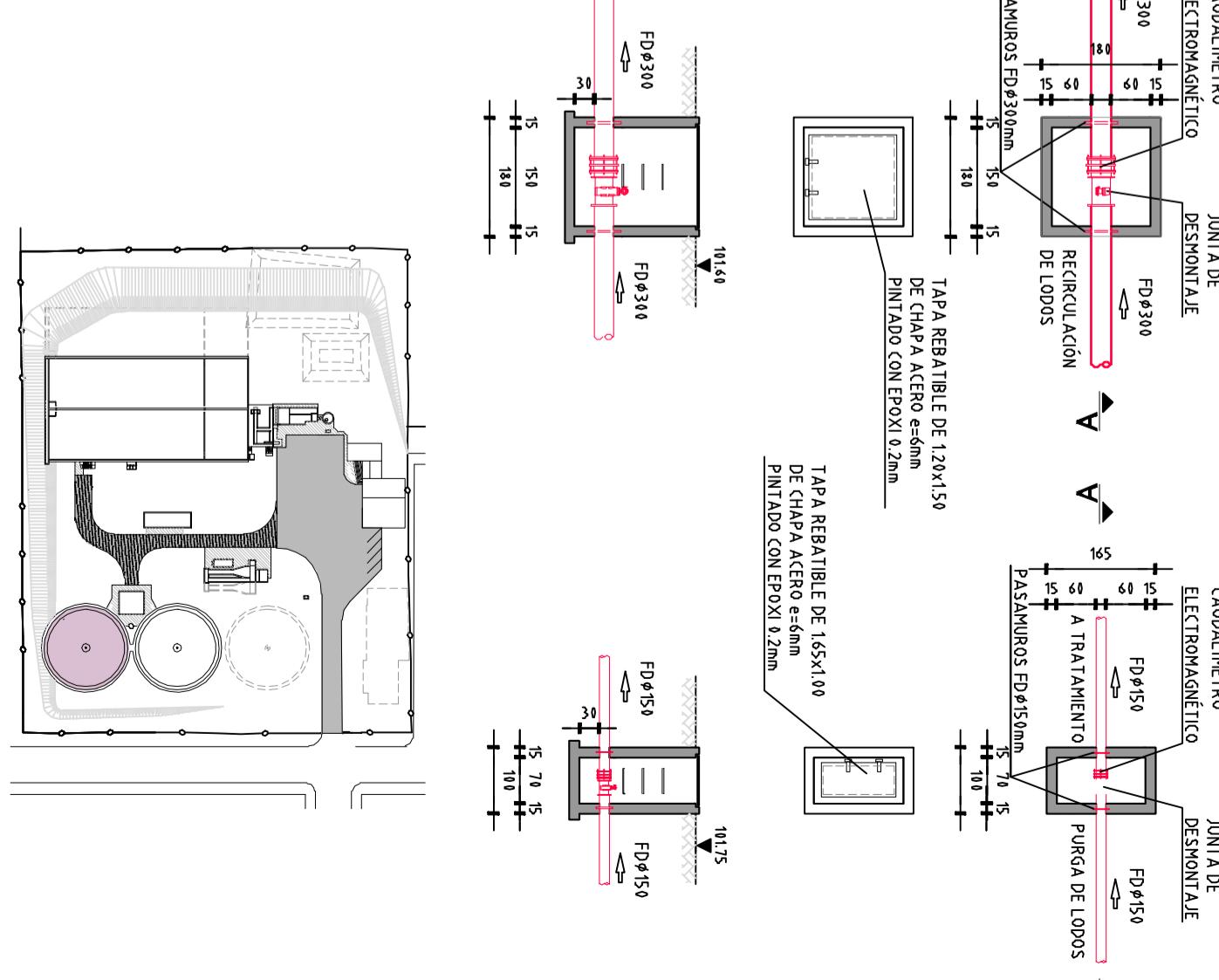
E S C A L A 1 : 1 0 0



Cámaras caudalímetros

ESCALA 1:1

ESCALA 1:100



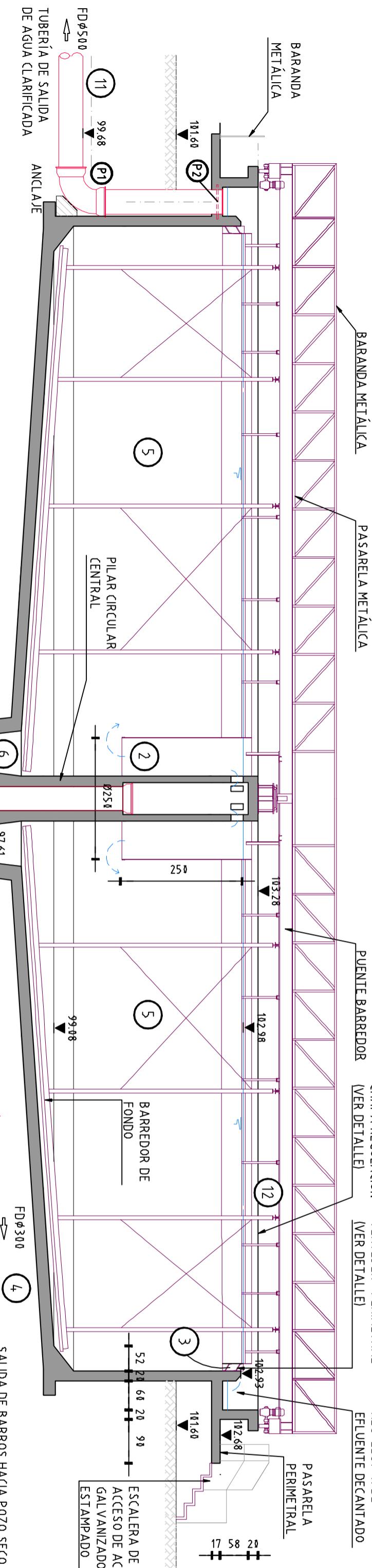
Referencias

- P1 CÓDIGO SANITARIO /21

01. TUBERÍAS DE ENTRADA LÍQUIDOS-MÉZCLA FDØ500 mm
02. DEFLECTOR ACERO INOXIDABLE AISI304 e=4 mm
03. BAFFLE Y VERTEDERO PERIMETRAL ACERO INOXIDABLE AISI304 e=4 mm
04. TUBERÍA SALIDA LÓDOS FDØ300 mm
05. BARREDO PB5 (ESQUEMA)
06. TOLVA LÓDOS SEDIMENTADOS
07. TUBERÍA DE LÓDOS FDØ300 mm
08. TUBERÍA SALIDA ESPUMAS FDØ150 mm
09. CANAL DE RECOLECCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA ANCHO 0.6m PENDIENTE 0.5%
10. TUBERÍA DE SALIDA AGUA CLARIFICADA FDØ500mm
11. PLENTE BARREDO
12. ESCALERA DE ACERO GALVANIZADO ESTAMPADO

Corte A-A

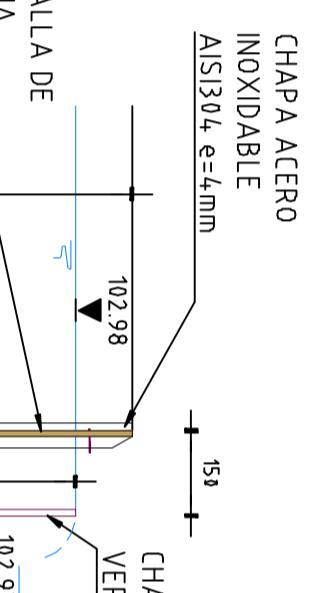
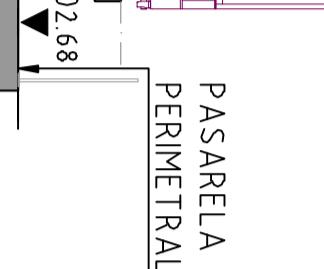
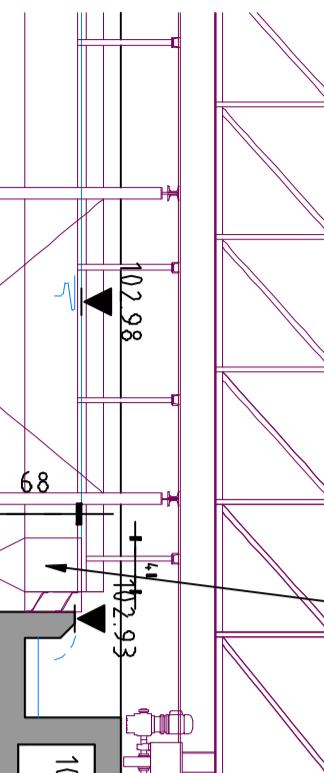
ESCALA 1:125



Corte B-B

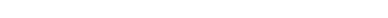
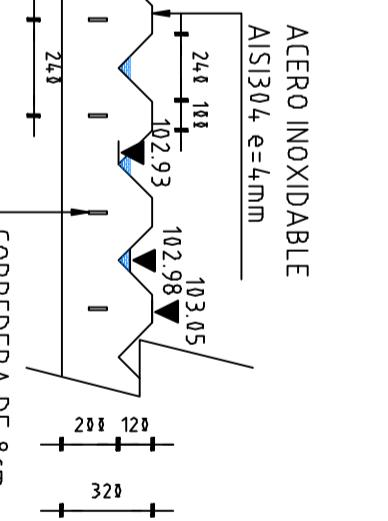
ESCALA 1:1 $\frac{A}{B}$ 304 e=3mm

PASAREL MÓVIL



Chapa regulación vertedero

ESCALA 1:150



VER DETALLE

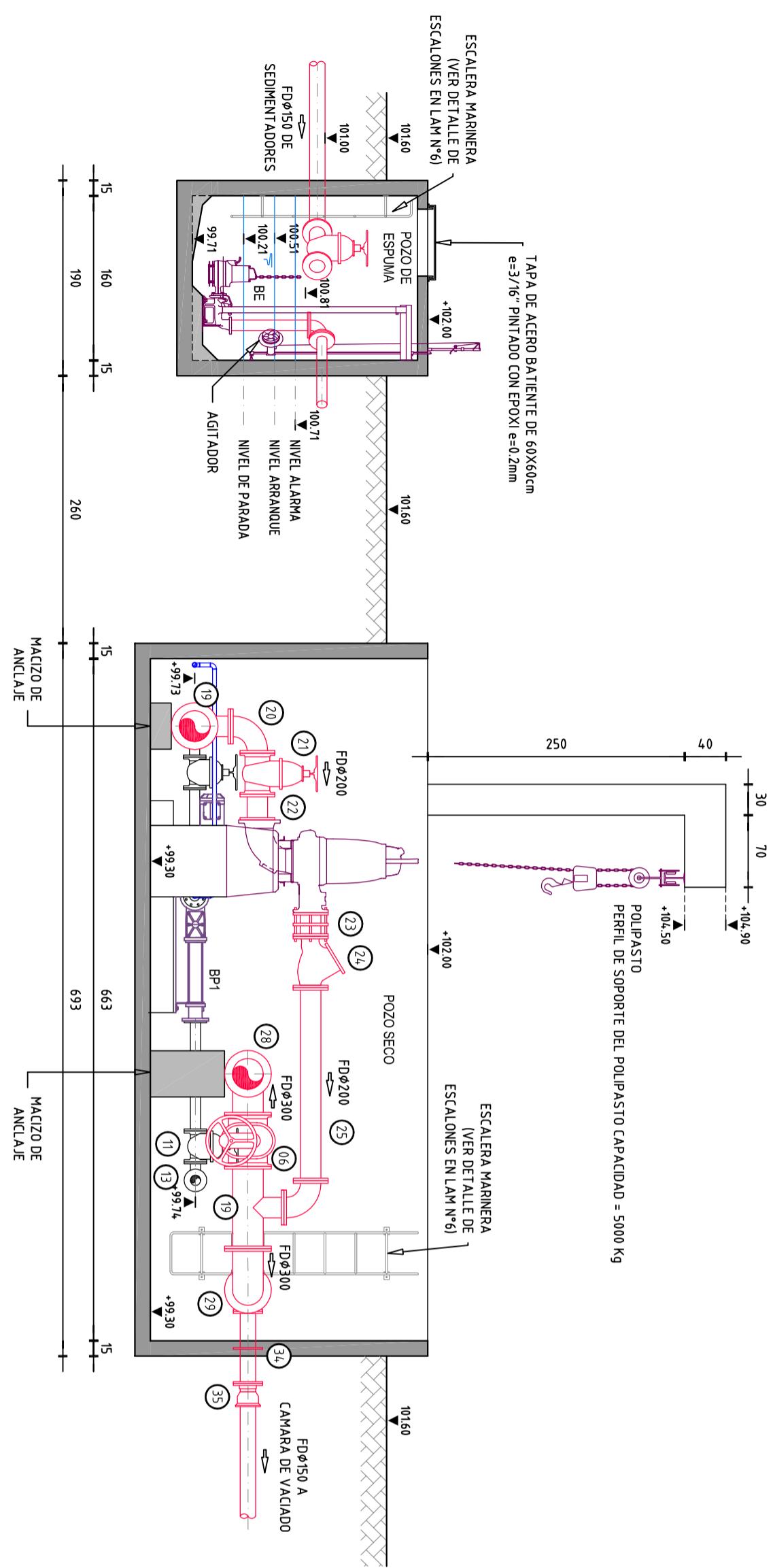


VER DETALLE

VER DETALLE</

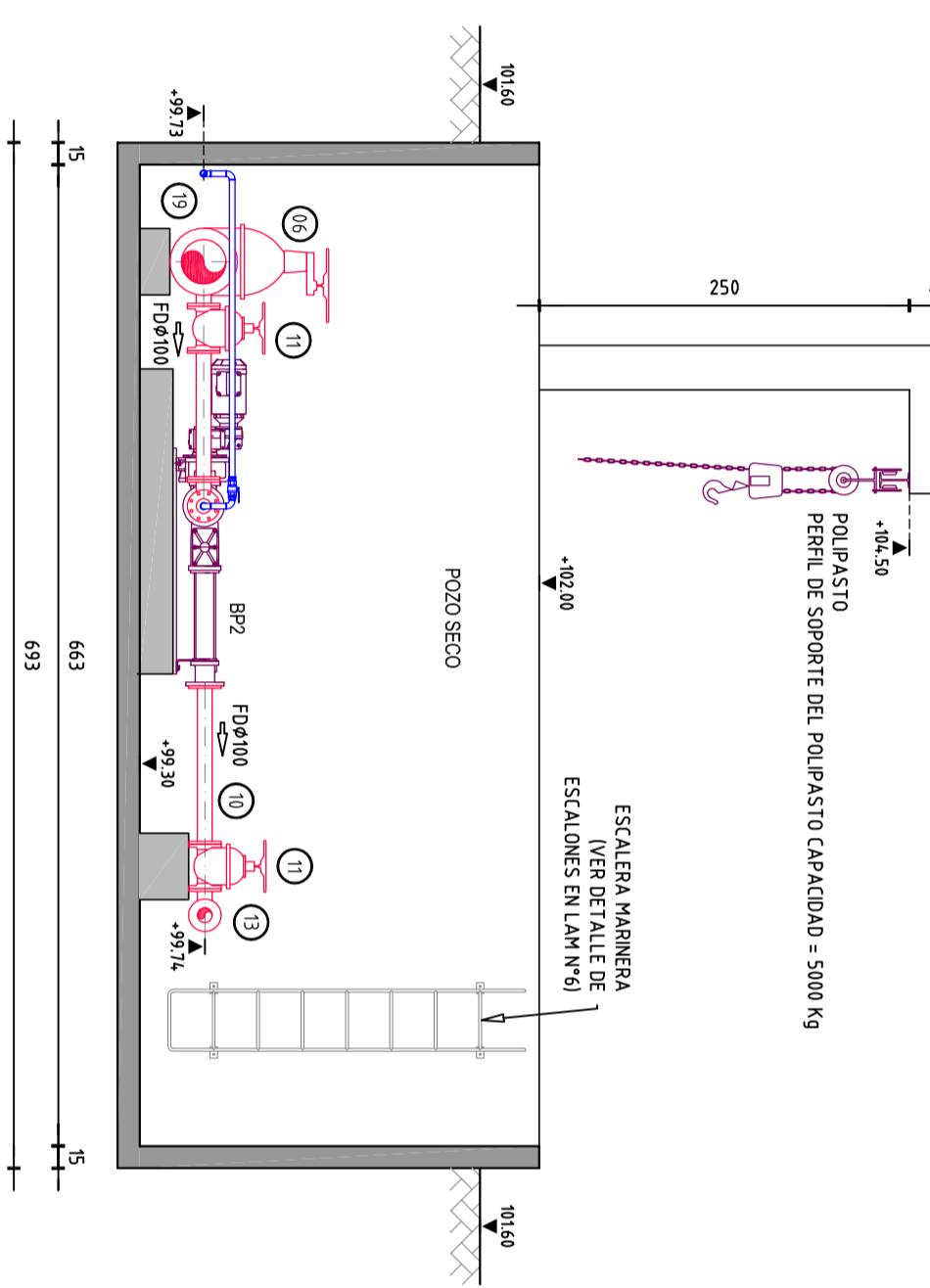
Corte B-B

E S C A L A 1 : 5 0



Corte C-C

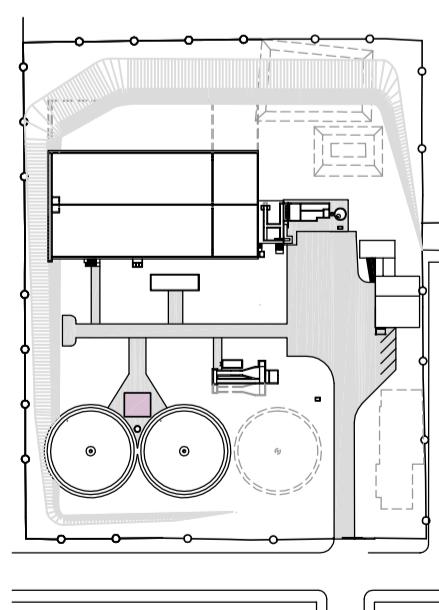
E S C A L A 1 : 5 0



BR1	1	BOMBA DE RECIRCULACIÓN DE L
BR2	1	BOMBA DE RECIRCULACIÓN DE L

ELEMENTO	CANTIDAD	DESCRIPCION
BR1	1	BOMBA DE RECIRCULACIÓN DE LODOS DEL SEDIMENTADOR 1
BR2	1	BOMBA DE RECIRCULACIÓN DE LODOS DEL SEDIMENTADOR 2
BR3	1	BOMBA DE RESPALDO Y VACIADO
BP1	1	BOMBA DE PURGA DE LODOS DEL SEDIMENTADOR 1
BP2	1	BOMBA DE PURGA DE LODOS DEL SEDIMENTADOR 2
BE	1	BOMBA DE ESPUMA

- PRESIÓN NOMINAL DE TODAS LAS TUBERÍAS ES DE 10BAR
- LOS MACIZOS SON INDICATIVOS, SE DISEÑARÁN DE ACUERDO A LOS EFUERZOS ESPECIFICADOS EN LA MEMORIA DE CALCULO DE PTE



Referencias

Nº PIEZA	ANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIAL Y MEDIDAS		
			MAT	DN (mm)	I (mm)



**FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL**

POZO SECO Y POZO DE ESPUMA CORTÉ B-B V CORTÉ C-C

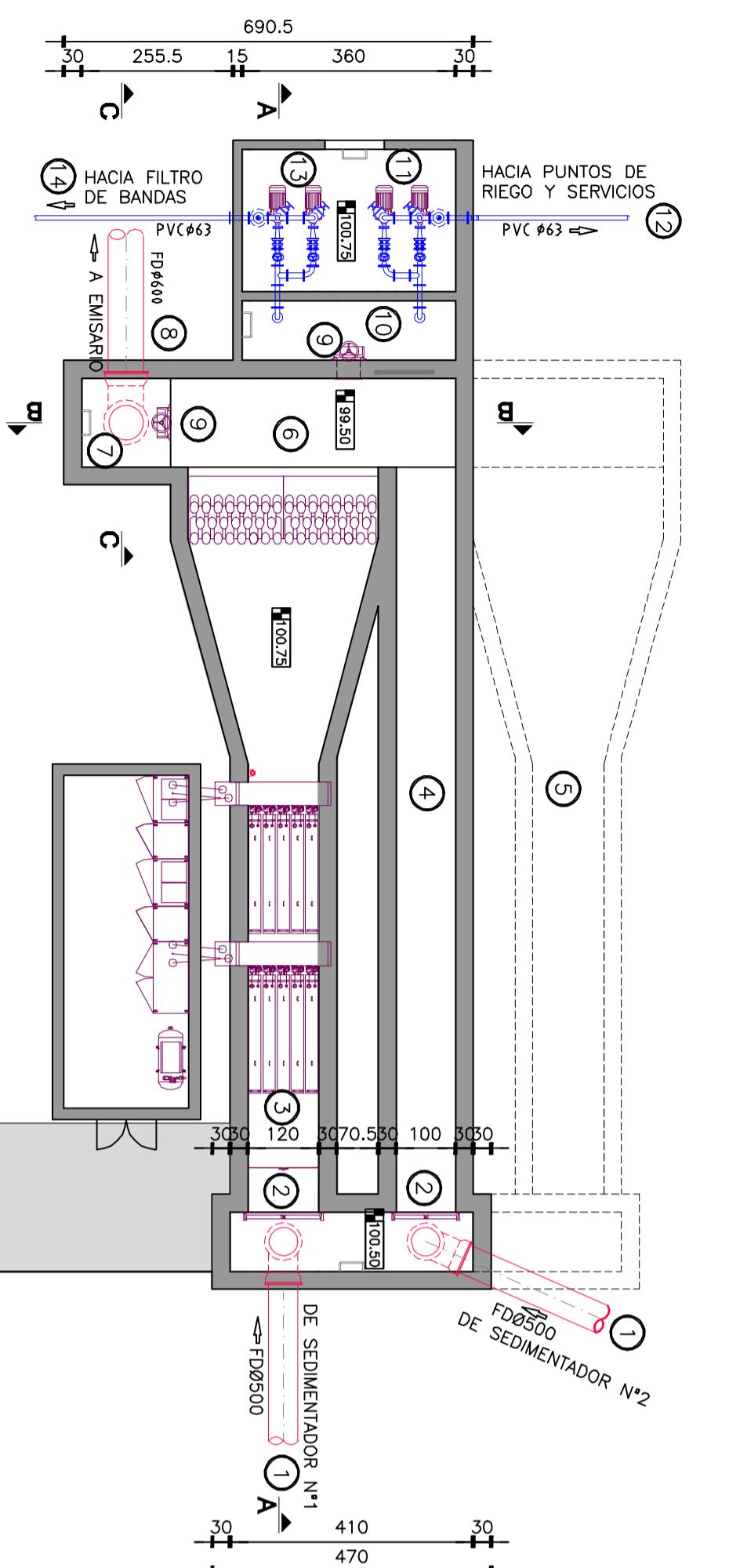
FECHA:	10/12/2012	NOMBRE:	JUAN SANGUINETTI
ALUMNOS:	NATALIA BATISTA SOFIA ORMAECHEA	CURSOS:	ING. EUGENIO LORENZO

Planta

ESCALA 1:100

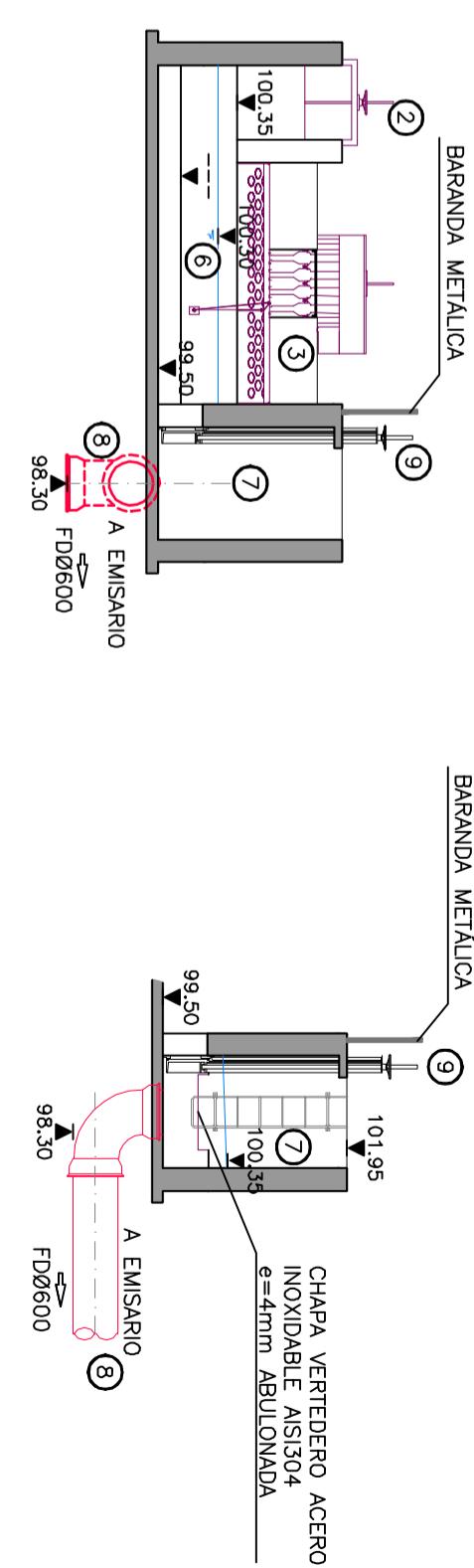
Corte A-A

E S C A L A 1 : 1 0 0



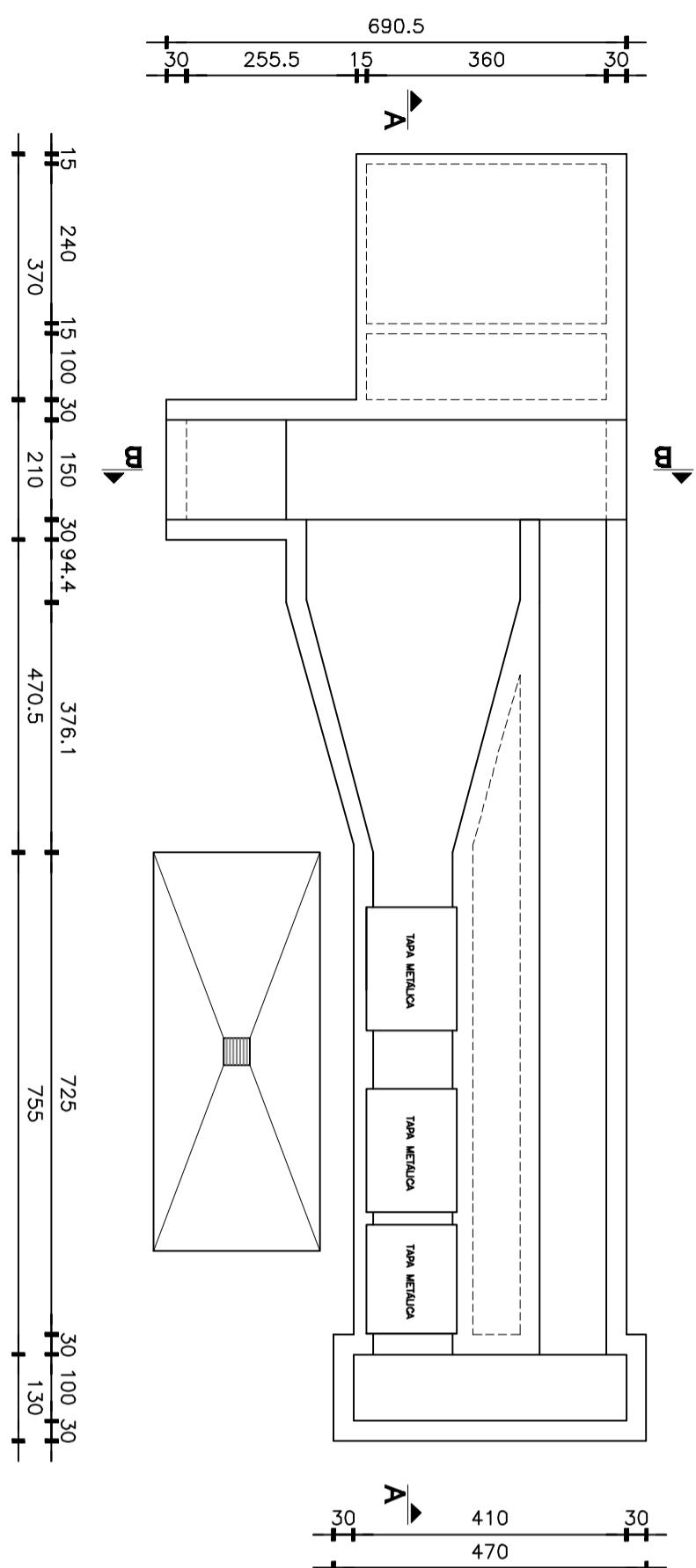
Corte B-B

E S C A L A 1 : 1 0 0



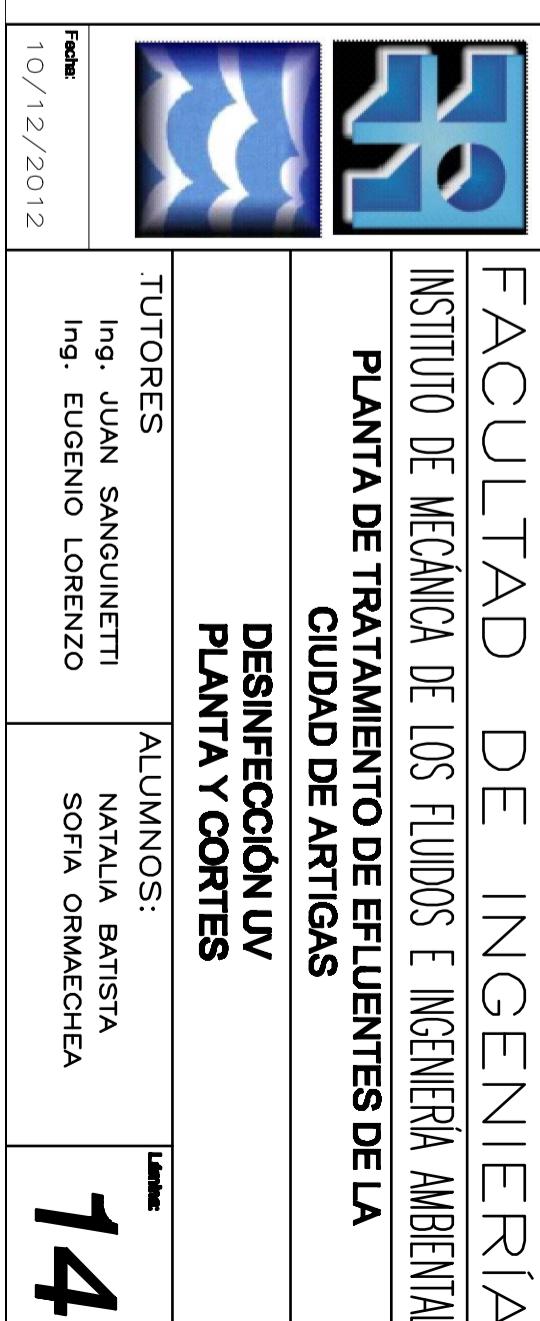
Vista superior

E S C A L A 1 : 1 0 0



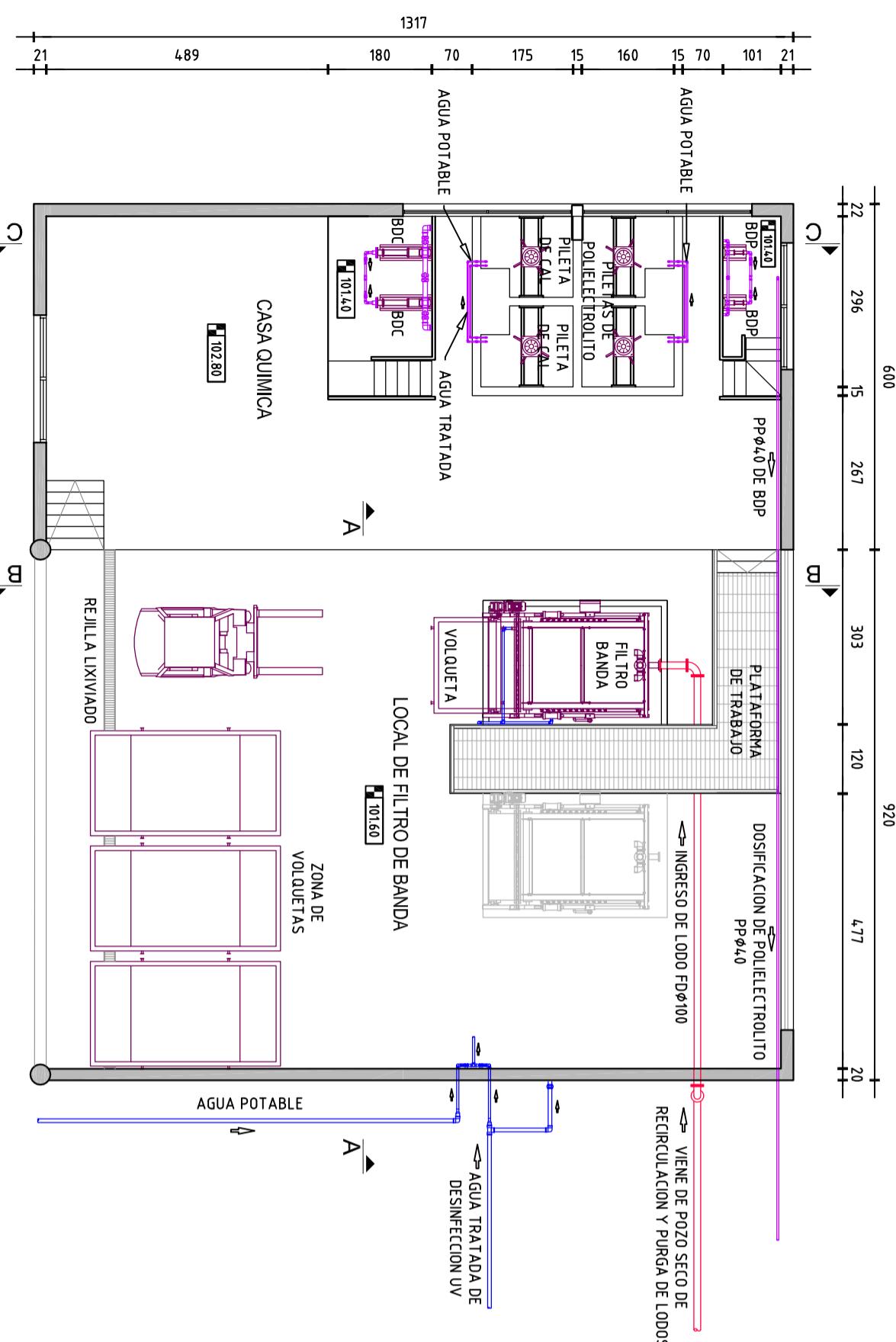
Referencias

1. TUBERIA DE AGUA CLARIFICADA FDØ500 mm
 2. COMPUERTA SUPERFICIAL 1000x1000mm
 3. SISTEMA DE DESINFECCIÓN UV
 4. BY-PASS A SISTEMA DE DESINFECCIÓN
 5. PREVISIÓN CANAL FUTURA AMPLIACIÓN
 6. CÁMARA DE DESCARGA SISTEMA UV
 7. CÁMARA DE SALIDA
 8. EMISARIO A RÍO CUAREM FDØ600 mm
 9. COMPUERTA SUPERFICIAL 400x400mm
 10. CÁMARA DE AQUIETAMIENTO PARA SUCCIÓN DE BOMBAS CENTRÍFUGAS
 11. BOMBAS CENTRÍFUGAS (1+1) PARA LAVADO DE UNIDADES Y RIEGO
 12. TUBERIA DE IMPULSIÓN PARA LAVADO DE UNIDADES Y RIEGO
 13. BOMBAS CENTRÍFUGAS (1+1) HACIA FILTRO DE BANDAS
 14. TUBERIA DE IMPULSIÓN DE AGUA PARA LAVADO DE FILTRO DE BANDAS



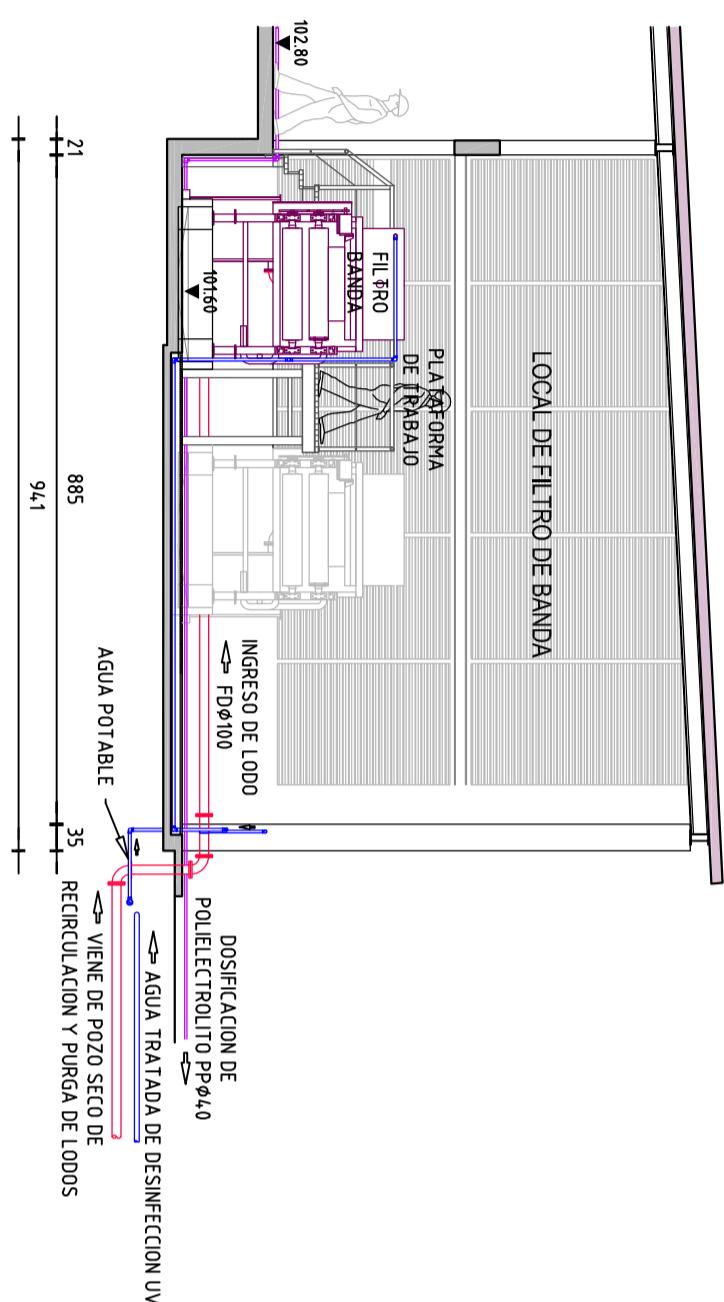
Planta

ESCALA 1 : 100



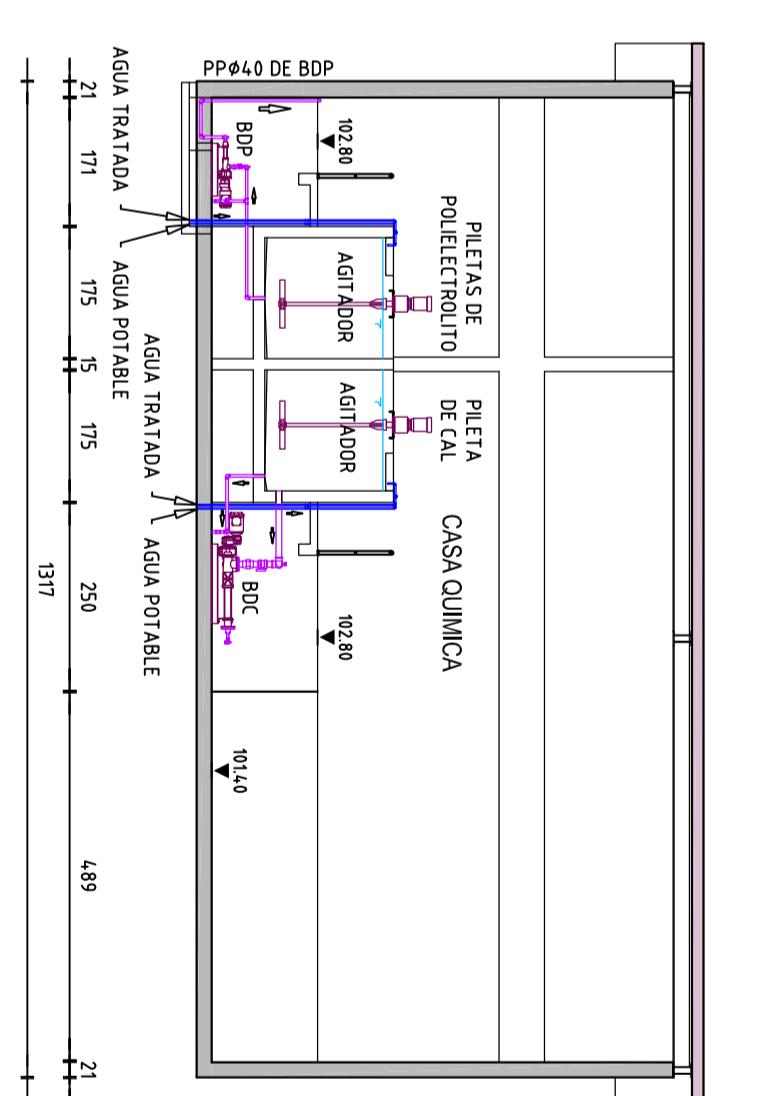
Corte A-A

ESCALA 1 : 100



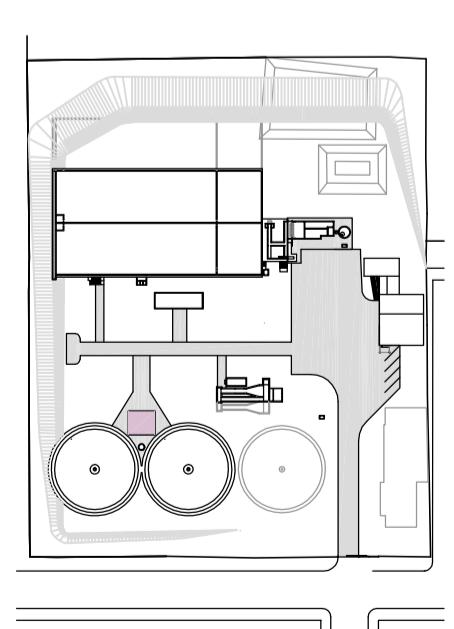
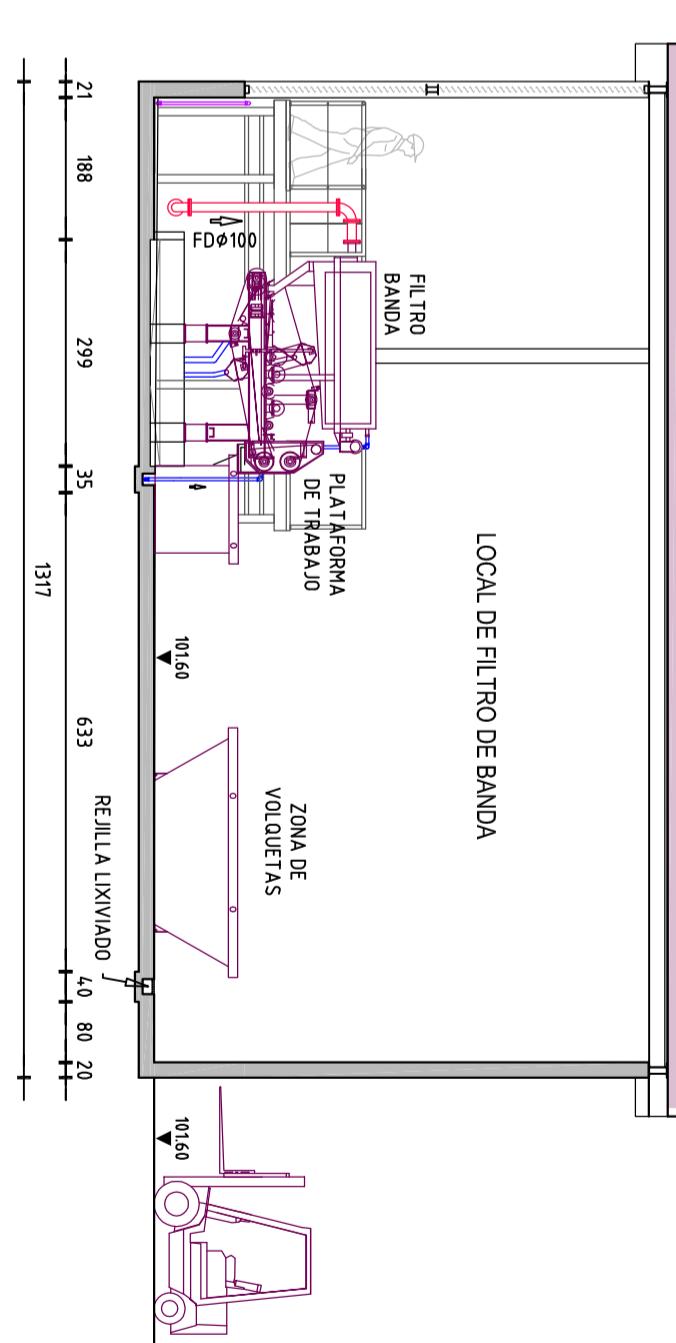
Corte C-C

ESCALA 1 : 100



Corte B-B

ESCALA 1 : 100

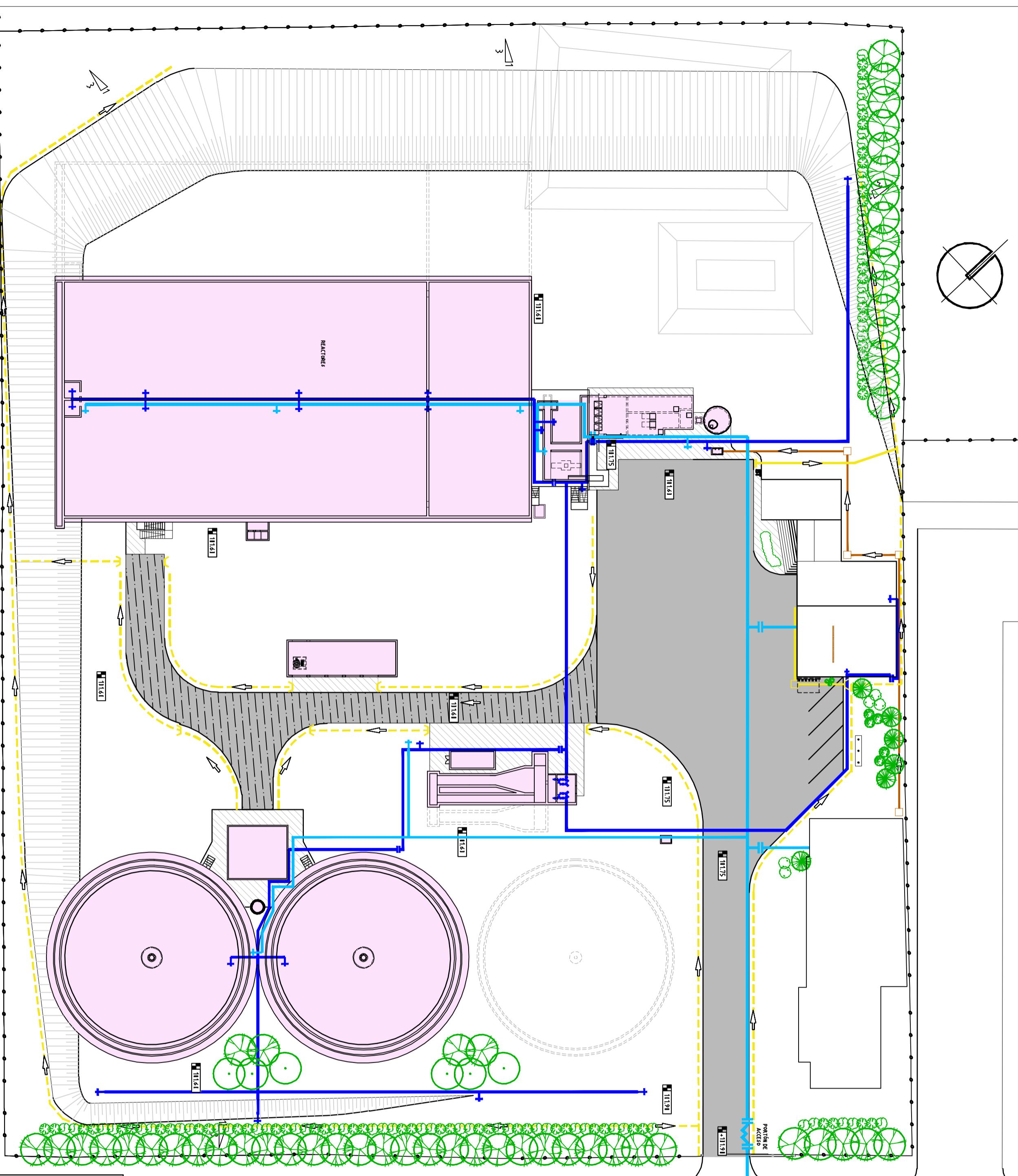


TUTORES	ALUMNOS:
Ing. JUAN SANGUINETTI	NATALIA BATISTA
Ing. EUGENIO LORENZO	SOFIA ORMAECHEA

Lámina:

Planta general

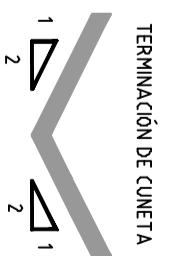
ESCALA 1:400



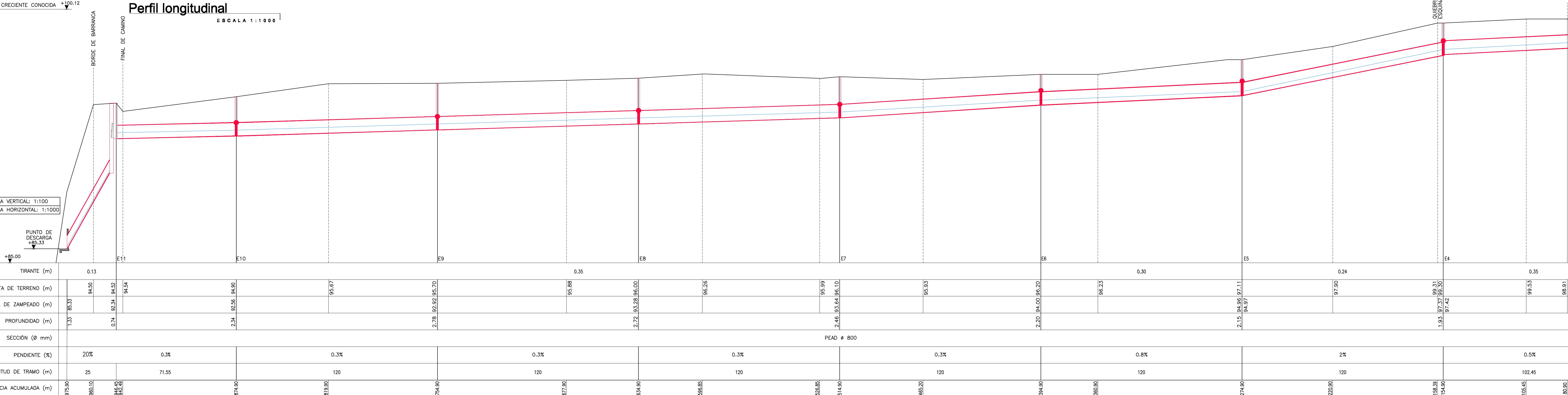
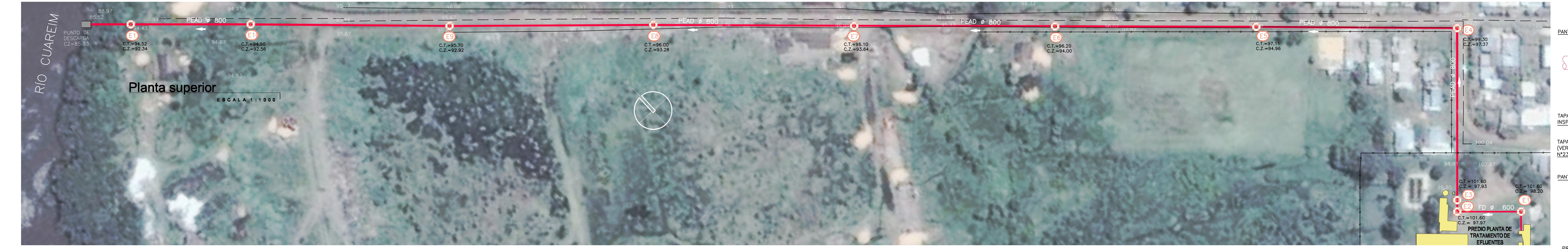
CALLE CARMEN LAVIAGUERRE

Referencias

	TUBERÍA DE AGUA POTABLE
	TUBERÍA DE AGUA TRATADA
	MEDIDOR
	BOCA DE DESAGÜE TAPADA
	BOCA DE TORMENTA
	COLECTOR SANITARIO
	CUNETA
	ALCANTARILLA
	LLAVES DE CORTE
	CANILLAS



TERMINACIÓN DE CUNETA



Metalle regi

Ubicación general ESCALA 1:100



F

COTA DE TERRENO

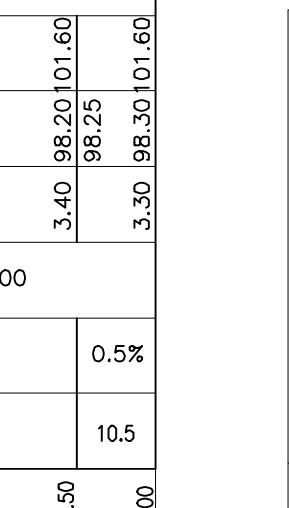
REGISTRO

TUBERÍA EMISARIO (Diámetro Nominal 80)

EJE DE CALZADA

N

- 1) Las cotas están referidas al cero Oficial. Para ajustar las cotas al cero oficial se tomó como referencia la regla de Hidrografía ubicada bajo el puente de Concordia sobre el Río Cuareim. El cero dicha regla tiene una cota de 87.25m referida al cero oficial.
 - 2) Las cotas de zampeado corresponden a la salida del registro.
 - 3) Los registros son según plano de OSE Nº22.282, y por ser zona inundable las tapas deber ser abulonadas.
 - 4) El tirante graficado corresponde al caudal pico horario del año 2040: $Q=346 \text{ l/seg.}$





FACULTAD DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES DE LA CIUDAD DE ARTIGAS

EMISARIO PLANTA Y PERFORACIONES

	.TUTORES Ing. JUAN SANGUINETTI	ALUMNOS: NATALIA BATISTI
---	--	------------------------------------