



Universidad de la República
Facultad de Ingeniería



Instituto de Mecánica de
Fluidos e Ingeniería Ambiental

UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO HIDRÁULICA - AMBIENTAL

Filtros biológicos en planta potabilizadora Laguna del Sauce
Tomo I

Estudiantes:

Gianluca ANASTASIO - C.I.:

4.936.636-6

Lucía CORREA - C.I.: 5.131.137-7

Lucía PONCE DE LEÓN - C.I.:

4.672.240-4

Tutores:

Julieta LÓPEZ

Juan SANGUINETTI

10 de diciembre de 2019

El presente documento corresponde al tomo I del Proyecto de Grado “Filtros biológicos en planta potabilizadora Laguna del Sauce”, ajustado a correcciones propuestas en base a la primera entrega realizada en el mes de Diciembre de 2019. Las correcciones realizadas se presentan en los siguientes puntos:

- Estudio de proyección de la población flotante de las localidades abastecidas.
- Gráfico de evolución temporal de fósforo total.
- Discusión del índice de calidad de agua (IQA).

Índice

1. Fundamentación	1
2. Introducción	2
2.1. Cuenca	3
2.2. Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce	5
2.3. Estudios antecedentes	5
2.4. Situación Actual	6
2.4.1. Plan de Acción	6
2.4.1.1. Medidas	7
2.4.1.2. Medidas complementarias	9
2.4.1.3. Medidas de OSE	9
3. Actualización de línea de base	12
3.1. Proyección de la población	12
3.1.1. Método 1	12
3.1.2. Método 2	13
3.2. Caudales de diseño	14
3.3. Índices de Estado Trófico (IET)	16
3.4. Índice de Calidad de Agua (IQA)	17
3.5. Calidad del agua de la Laguna: 21/08/2013 - 10/09/2019	19
3.5.1. Parámetros físico-químicos	20
3.5.1.1. Oxígeno disuelto	21
3.5.1.2. Coliformes fecales	22
3.5.1.3. Potencial hidrogenión pH	25
3.5.1.4. Demanda bioquímica de oxígeno DBO ₅	27
3.5.1.5. Fósforo Total	29
3.5.1.6. Nitrógeno total	30
3.5.1.7. Turbidez	31
3.5.1.8. Temperatura	32
3.5.1.9. Sólidos suspendidos totales	33
3.5.1.10. Conductividad	34
3.5.1.11. Profundidad de Disco Secchi	36
3.5.1.12. Clorofila A	36
3.5.2. Parámetros hidrobiológicos	38
3.5.2.1. Fitoplancton	38
3.5.2.2. Zooplancton	39
3.5.2.3. Picoplancton	39
3.5.2.4. Cianobacterias	39
3.5.2.5. Partículas inorgánicas y toxinas	39
3.6. Actualización de Indicadores de Estado Trófico (IET)	39
3.6.1. Fósforo Total con clasificación CETESB	39
3.6.2. Clorofila A con clasificación CETESB	40
3.6.3. Disco Secchi con clasificación CETESB	42
3.6.4. IET con CETESB	42
3.7. Actualización de Indicador de Calidad de Agua (IQA)	43
3.8. Conclusiones	46
3.9. Correcciones	47

4. Usina de Laguna del Sauce	48
4.1. Obra de toma	48
4.2. Adsorción con carbón activado en polvo	49
4.3. Coagulación	50
4.4. Floculación	51
4.5. Flotación por aire disuelto	52
4.6. Filtración rápida descendente	53
4.7. Desinfección	54
4.8. Mejoras en la Planta Potabilizadora	54
5. Oxidación con ozono	56
5.0.1. Generación de ozono	56
5.0.2. Ventajas y desventajas	57
5.0.3. Utilización en potabilización	58
5.0.3.1. Preozonización	58
5.0.3.2. Interozonización	58
6. Filtración Biológica	59
6.1. Medio del Biofiltro: Carbón Activado Granular (CAG)	59
6.2. Mecanismos de Remoción	61
6.3. Caracterización de la Biomasa de un Filtro	62
6.4. Parámetros de la Filtración Biológica	62
6.4.1. Parámetros de Calidad del Agua	63
6.4.1.1. pH	63
6.4.1.2. Temperatura	63
6.4.1.3. Nutrientes: Nitrógeno y fósforo	63
6.4.1.4. Oxígeno Disuelto	64
6.4.2. Parámetros Operativos	64
6.4.2.1. EBCT	64
6.4.2.2. Tasa de filtración	64
6.5. Operación y Funcionamiento de los Biofiltros	64
6.5.1. Período de Aclimatación	64
6.5.2. Retrolavado de los Filtros	65
7. Estudio de Alternativas	69
7.1. Fuente de agua superficial de respaldo	69
7.2. Tratamiento de agua de mar con ósmosis inversa	72
7.2.1. Filtración con membranas	72
7.2.2. Ósmosis inversa	73
7.2.3. Definición de la alternativa	74
7.2.4. Costos	75
7.3. Incorporación de etapa final de nanofiltración	76
7.4. Filtración biológica con previa oxidación con ozono	78
7.4.1. Configuraciones posibles	80
7.4.2. Experiencia en Usina de Aguas Corrientes	80
7.4.2.1. Ensayo de remoción de Geosmina	82
7.4.2.2. Ensayo de remoción de MIB	84
7.4.2.3. Conclusiones de la experiencia en Aguas Corrientes	85

8. Selección de alternativa	86
9. Diseño de unidad de interoxidación con ozono	92
9.1. Cámara de inyección de ozono	92
9.2. Cámara de contacto	92
9.3. Parámetros de diseño	93
9.4. Pantalla perforada	95
9.5. Generador de ozono	95
9.6. Unidad de preozonización	96
10. Diseño de filtros biológicos	98
10.1. Elección del carbón activado granular	98
10.2. Diseño de manto de CAG	98
10.3. Manto soporte	99
10.4. Falso fondo	100
10.5. Canaletas de recolección de agua de lavado	103
10.6. Configuración final	104
10.7. Lavado de filtros	105
11. Depósito de agua flotada y de agua filtrada	107
12. Conclusiones	108
A. Anexo A: Actualización de la línea de base	110
Referencias	118

Índice de figuras

1.	Ubicación de la Laguna del Sauce	2
2.	Lagunas que componen el sistema y Usina	3
3.	Cuenca de Laguna del Sauce y poblados	4
4.	Cuenca de Laguna del Sauce y sierras	4
5.	Proyección de la población (Hernández y Juanena, 2017).	12
6.	Clasificación de Estado Trófico de reservorios con formulación de Carlson Modificado (CETESB, 2017)	16
7.	Curvas media de variación de calidad para Coliformes Fecales, pH y DBO ₅	17
8.	Curvas media de variación de calidad para Nitrógeno Total, Fósforo Total y Temperatura.	18
9.	Curvas media de variación de calidad para Turbidez, Sólidos Suspendedos Totales y Oxígeno Disuelto de Saturación.	18
10.	Ubicación de todas las estaciones de monitores de DINAMA cercanas a la Laguna del Sauce.	19
11.	Mapa de la Laguna del Sauce indicando ubicación de las estaciones de monitoreo analizadas.	20
12.	Boxplot de porcentaje de oxígeno disuelto de saturación	22
13.	Ubicación de la toma de la planta potabilizadora actual.	23
14.	Gráfico de barras con evolución de datos medios mensuales.	24
15.	Gráfico de barras con evolución de datos medios mensuales con media.	24
16.	Gráfico boxplot de coliformes fecales.	25
17.	pH	26
18.	Diagrama de boxplot para pH.	27
19.	DBO ₅ en mg/L	28
20.	Diagrama de boxplot de DBO ₅	29
21.	Fósforo total (mg/L)	30
22.	Nitrogeno Total (mg/L)	31
23.	Datos de Turbidez (NTU) de DINAMA.	32
24.	Gráfico de barras con la media mensual de Temperatura (°C).	33
25.	Mediciones de SST de DINAMA en Potrero.	34
26.	Mediciones de Conductividad en Sur, Sauce, Potrero y Cisnes.	35
27.	Evolución temporal del parámetro Clorofila A proporcionado por OSE.	37
28.	Gráfico de barras de la media mensual de Clorofila A proporcionado por OSE.	38
29.	Evolución temporal del Índice de Estado Trófico calculado con Fósforo total.	40
30.	Evolución temporal del Índice de Estado Trófico calculado con Clorofila A.	41
31.	Evolución de Disco Secchi.	42
32.	Índice de estado trófico calculado con formulación de CETESB.	43
33.	Índice de Calidad de Agua.	45
34.	Gráfico de evolución de precipitación y concentración de PT.	47
35.	Diagrama de Planta Potabilizadora actual.	48
36.	Obra de toma.	49
37.	Tanque de contacto para CAP.	50
38.	Coagulación.	51
39.	Floculación.	52
40.	Unidad de flotación por aire disuelto.	53
41.	Filtro de doble manto.	54
42.	Unidad de generación de ozono.	57

43.	Expansión del manto en función de la tasa de lavado para mantos de CAG de diferentes granulometrías (Ferrara, 1980).	66
44.	Expansión del manto en función de la tasa de lavado para diferentes temperaturas (Ferrara, 1980).	67
45.	Ubicación del embalse propuesto en el Proyecto de Grado de 2017.	70
46.	Características de las diferentes membranas de filtración (Oxidine, 2019).	72
47.	Diagrama de proceso de ósmosis inversa. (Hernández y Juanena, 2017).	73
48.	Configuración completa de alternativa.	79
49.	Configuraciones posibles de funcionamiento	80
50.	Equipo de generación de ozono piloto en Aguas Corrientes	81
51.	Filtros biológicos pilotos en AACC	81
52.	Esquema de unidad de oxidación (vista en planta)	94
53.	Pérdida de carga en filtros de carbón activado en función del diámetro efectivo y la carrera de filtración (Goldgrabe y cols., 1993).	99
54.	Esquema de distribución de agua de lavado de Leopold S (Xylem, 2019)	101
55.	Esquema de cámara de Leopold (Xylem, 2019).	101
56.	Esquema de entrada de agua de lavado de tipo <i>Flat bottom</i> (Xylem, 2019).	102
57.	Tabla de valores de constantes K y M (Arboleda Valencia y cols., 2000).	102
58.	Gráfico de pérdida de carga en función de la tasa (Xylem, 2019).	103
59.	Configuración del perfil de los filtros	105
60.	Expansión de diferentes mantos para 21°C (Ferrara, 1980).	106
61.	Expansión de un manto de CAG de malla 10x30 a diferentes temperaturas (Ferrara, 1980).	106

Índice de tablas

1.	Población para las diferentes regiones de la aglomeración central en el año 2004.	13
2.	Población para las diferentes regiones de la aglomeración central en el año 2025.	14
3.	Población proyectada al año 2050 para la Aglomeración Central.	14
4.	Población proyectada al año 2050 para la Aglomeración Central y Piriápolis.	14
5.	Parámetros del IQA junto con sus pesos relativos.CETESB (2017)	17
6.	Oxígeno disuelto (%)	21
7.	Coliformes fecales (ufc/100 mL)	22
8.	pH	25
9.	DBO ₅ (mg O ₂ /L)	27
10.	PT (mg/L)	29
11.	NT (mg/L)	30
12.	Turbidez (NTU)	31
13.	Temperatura (°C)	32
14.	SST (mg/L)	33
15.	Conductividad (μS/cm)	35
16.	Secchi (cm)	36
17.	Clorofila A (μg/L)	36
18.	Fitoplancton (org/mL)	38
19.	Zooplancton (org/mL)	39
20.	Cianobacterias (org/mL)	39
21.	Tabla con IQA de Hernández y Juanena (2017).	44
22.	Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA y OSE.	44
23.	Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA.	45
24.	Tabla de resultados de IET	46
25.	Tabla de determinación de pesos	87
26.	Tabla de determinación de pesos	87
27.	Tabla de valoración de alternativas.	90
28.	Parámetros de diseño de unidad de ozonización	94
29.	Parámetros de diseño de pantalla difusora	95
30.	Parámetros de generación de ozono	96
31.	Especificaciones del carbón activado de Biraden (2014).	98
32.	Especificaciones del manto soporte de arena.	100
33.	Dimensiones de falso fondo Leopold Tipo S	101
1.	Coliformes fecales en la estación Playa Portezuelo	110
2.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Fósforo Total (IET _{PT}) para las estaciones Norte, Sur y Potrero.	111
3.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Fósforo Total (IET _{PT}) para las estaciones Cisnes, Pan de Azúcar y Sauce.	112
4.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Clorofila A (IET _{CL}) para las estaciones Norte, Sur y Sauce.	113
5.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Clorofila A (IET _{CL}) para las estaciones Cisne, Potrero y Pan de Azúcar.	114
6.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Disco Secchi para las estaciones Norte, Sur y Sauce.	115
7.	Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Disco Secchi para las estaciones Cisne, Potrero y Pan de Azúcar.	116
8.	Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA y OSE.	116

9.	Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA.	117
----	---	-----

1. Fundamentación

La Laguna del Sauce es la principal fuente de abastecimiento del departamento de Maldonado. Actualmente la planta potabilizadora localizada en esta laguna cuenta con un sistema de tratamiento convencional conformado por coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, filtración en unidades de arena y antracita, y desinfección final.

En ocasiones puntuales, se han presentado eventos de floraciones algales en la laguna, repercutiendo en la calidad del agua distribuida. Las cianobacterias presentes en el agua bruta captada de la laguna son capaces de generar episodios de olor y sabor en el agua tratada a partir de la liberación de metabolitos.

Las floraciones de algas u hongos en los cuerpos de agua lénticos son frecuentes, aunque no siempre perjudican la calidad del agua bruta al punto de que, luego del tratamiento, sean detectadas por los consumidores. De acuerdo con el tipo de microorganismo, puede haber presencia de Geosmina o de 2-Metilisoborneol (MIB). Los segundos, causantes de los problemas de olor y sabor detectados desde marzo hasta mayo de 2015 en el agua distribuida proveniente de la Usina de Laguna del Sauce, son los más complicados de tratar debido a que son percibidos a menores concentraciones que los primeros.

Si bien estos episodios de abastecimiento de agua con sabor y olor no son habituales en la Laguna del Sauce, cuando se presentan generan disconformidad y preocupación en la población abastecida. En respuesta a estos eventos, OSE decidió realizar intervenciones en el tratamiento actual realizado al agua bruta. Se comenzó a aplicar carbón activado en polvo en el ingreso del agua bruta a la planta y se construyó un tanque de contacto para asegurar un tiempo que permita la adsorción al carbón activado. Actualmente, se está realizando la construcción de unidades de inter-oxidación con ozono y filtración biológica.

La problemática planteada fue estudiada previamente en el proyecto de grado de H/A titulado “Respaldo del sistema de agua potable - *Laguna del Sauce*” (Hernández y Juanena, 2017). En este estudio se elaboró la línea de base de la Laguna del Sauce para el período comprendido entre Agosto del año 2013 y Marzo del 2015. En una segunda etapa se estudiaron posibles soluciones para mejorar la calidad del agua distribuida en los casos que se presenten episodios de floraciones algales, haciendo énfasis en la captación de agua procedente del arroyo Sauce como respaldo del sistema.

En el presente estudio se toma como base el proyecto realizado por Hernández y Juanena (2017) y se busca, en primera instancia, realizar una actualización de la línea de base obtenida en el mismo, a partir de la extensión del período de datos analizados. Posteriormente, se estudiarán alternativas en el tratamiento de potabilización realizado al agua de la laguna con el objetivo de desarrollar una solución para los episodios de olor y sabor del agua tratada. En particular, este proyecto se centrará en el estudio del tratamiento con filtros biológicos de carbón activado granular.

Por último, se realizará un análisis comparativo entre las diferentes alternativas propuestas. Se tomarán en consideración las soluciones propuestas en el proyecto realizado por Hernández y Juanena (2017), así como las que surjan del estudio de modificaciones en la planta potabilizadora en la presente investigación.

2. Introducción

La Laguna del Sauce es la principal reserva de agua de Maldonado y la segunda más grande del país, desde donde se toma agua para abastecer al 95 % del departamento.

El cuerpo de agua está compuesto por 3 lagunas someras interconectadas; Laguna de los Cisnes (205 ha.), Laguna del Potrero (411 ha.) y Laguna del Sauce (4045 ha.). La Laguna cuenta con varios afluentes, destacándose el Arroyo Pan de Azúcar y el Arroyo del Sauce, mientras que el Arroyo del Potrero es el único desagüe natural hacia el Río de la Plata.

Cabe destacar que se trata del único cuerpo de agua de Uruguay clasificado como Clase 1 por el Decreto 253/79: “Aguas destinadas o que puedan ser destinadas al abastecimiento de agua potable a poblaciones con tratamiento convencional.”

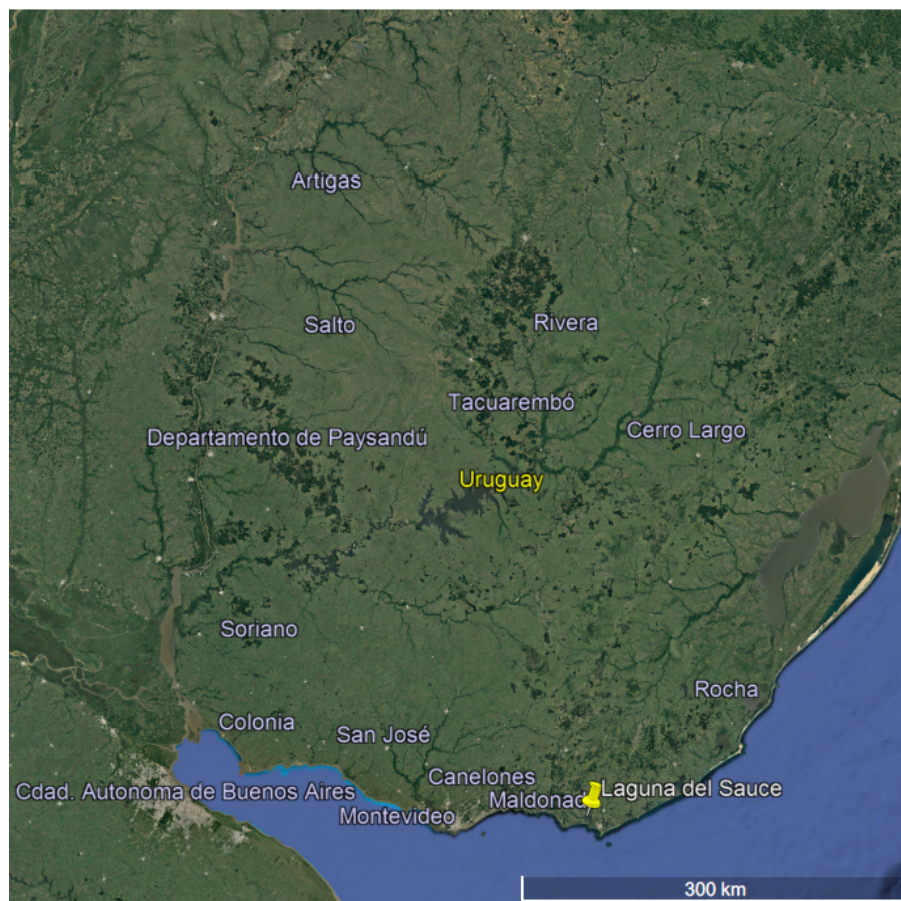


Figura 1: Ubicación de la Laguna del Sauce



Figura 2: Lagunas que componen el sistema y Usina

2.1. Cuenca

Por su parte, la Cuenca de Laguna del Sauce tiene una superficie de 722 km², delimitada por el Rio de la Plata, la Sierra de Carapé, la Sierra de la Ballena, la Sierra del Sauce, el Cerro del Toro, el Cerro Pan de Azúcar y la Sierra de las Ánimas.

La cuenca incluye otras cuencas como la del Arroyo Pan de Azúcar, la del Arroyo del Sauce y la del Arroyo Potrero.

La cuenca presenta principalmente actividad de agricultura, ganadería extensiva e intensiva, forestación y urbanizaciones.

Dentro de la cuenca se encuentran centros poblados tales como Pan de Azúcar, La Capuera, Gerona, Nueva Carrara y Las Cumbres, así como varias estancias turísticas, hoteles y viviendas particulares, sobre todo en las márgenes de las lagunas.



Figura 3: Cuenca de Laguna del Sauce y poblados



Figura 4: Cuenca de Laguna del Sauce y sierras

2.2. Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce

La Planta Potabilizadora del mismo nombre abastece una población fija de 140.000 habitantes, pero durante el verano puede llegar a abastecer a más de 400.000 personas, debido a la actividad turística en la zona. La planta tiene capacidad para elevar 7000 m³/h, aunque en invierno se tratan aproximadamente 2200 m³/h, mientras que en temporada estival se eleva un promedio de 4300 m³/h.

El problema más complejo, aunque de baja recurrencia, que enfrenta la Usina es la floración desmedida de cianobacterias y actinomicetos, que cuando mueren liberan metabolitos que pueden provocar olor y sabor desagradable en el agua (Geosmina y MIB), así como otras toxinas que pueden causar disfunciones hepáticas y neuronales en los consumidores. La remoción de estos contaminantes implica mayor complejidad y costo en el tratamiento.

El proceso físico de retención de las algas, mediante filtración, ha mostrado un buen desempeño durante los eventos de floraciones. El problema principal surge por los compuestos disueltos que generan el mal olor y sabor en el agua elevada.

La presencia de floraciones se remonta a antes de la década del 60', debido a la construcción de una presa para fines aeronáuticos en 1947, que aumentó el tiempo de residencia del agua y por ende las tasas de retención de nutrientes, y disminuyó la salida de la biomasa del sistema. A pesar de esto, recién en la década de los 70' OSE comienza a tomar agua de la laguna para potabilización, dotando al conurbano Maldonado-Punta del Este. En la década de los 90', se comenzó a abastecer a todos los balnearios entre Solís y Punta del Este, incluyendo la ciudad de Piriápolis. En el año 2000 se realizan obras de mejora en la Planta Potabilizadora.

Hoy en día, la Planta abastece a los balnearios desde Solís hasta José Ignacio, así como a la ciudad de Maldonado, San Carlos, entre otros.

2.3. Estudios antecedentes

Actualmente, todos los estudios realizados en la Laguna del Sauce, concluyen que se encuentra en un proceso de eutrofización acelerado, denotado por las concentraciones de nitrógeno, fósforo y la biomasa de fitoplancton presente en el agua, lo que provoca un aumento en los episodios de floraciones fitoplanctónicas (microalgas y cianobacterias), consecuencia también del aumento de las actividades agrícolas, ganaderas, turísticas y de urbanización en la cuenca.

Como se mencionó anteriormente, este problema es conocido desde hace más de 50 años, e incluso se realizaron estudios poco tiempo después de instalarse la Usina, determinando que la laguna presentaba estado trófico con alta concentración de fósforo tanto en el agua como en los sedimentos, lo que propiciaba las floraciones de fitoplancton. A pesar de esto, los eventos de floraciones no eran tan frecuentes como se esperaría que sean en esta situación en la que el factor que usualmente es limitante, el fósforo, no lo era. Se llegó a la hipótesis que la principal limitante del crecimiento algal era la luz, cuya penetración era reducida debido a la alta turbidez de las aguas.

La turbiedad en la laguna es provocada por el efecto del viento en estos cuerpos de poca profundidad, generando una agitación que dificulta la sedimentación y resuspende los sedimentos finos, los cuales continúan retenidos debido a la presa.

Esta combinación de situaciones provoca que en épocas de estiaje y vientos calmos, donde la turbiedad se reduce, se genere un ambiente propicio para el desarrollo de floraciones algales, como sucedió entre marzo y mayo de 2015.

A pesar de esto, desde el año 2000 en adelante, aumentaron los casos de floraciones de cianobacterias, que son una de las principales causas del olor y sabor desagradable en el agua debido a la liberación de metabolitos (en particular Geosmina y MIB).

Uno de los motivos del aumento de estos episodios es el incremento de mejillones dorados en todo el cuerpo de agua, los cuales, además de perjudicar las instalaciones hidráulicas y obstruir los filtros, reducen la turbiedad de la laguna pues consumen los sólidos suspendidos y su residuo es más denso que éstos, sedimentando.

La otra causa del incremento de floraciones se le atribuye al balance positivo de fósforo en la propia laguna. En la primera década del siglo XXI, se observó un incremento de fósforo en los sedimentos de entre 300 – 500 % (Steffen, 2010).

Según el informe realizado por el convenio entre SARAS y OSE, en el marco de actualizar el Plan Director de Agua y Saneamiento de OSE en el departamento de Maldonado, las causas del aumento de fósforo se atribuyen a la escasez o precariedad de sistemas de saneamiento en centros poblados de la cuenca, malas prácticas de fertilización, sobrecarga ganadera y descarga del estiércol directamente sobre los cursos, eliminación de humedales y montes ribereños.

Otro motivo a tener en cuenta en el aumento de las floraciones es la pesca artesanal. Su importancia, se observa mediante el propio ciclo de vida de la naturaleza. Las algas (incluyendo cianobacterias) son productores primarios, siendo aprovechados como alimento por el zooplancton, que a su vez sirven de alimento para los peces planctívoros, quienes son predados por los peces piscívoros. Estos últimos, suelen ser los animales más grandes de esta cadena, y el objetivo principal de la pesca artesanal, por lo tanto, los peces planctívoros, que se alimentan de zooplancton, proliferan por la disminución de sus predadores, consumiendo mayor zooplancton y, por tanto, reduciendo los seres capaces de consumirse las cianobacterias.

2.4. Situación Actual

A pesar de conocerse el problema y las causas, no se ha encontrado una solución definitiva para este problema que genera malestar en la población abastecida, debido a las toxinas liberadas por las cianobacterias, que provocan olor, sabor e incluso propiedades tóxicas al agua.

Es por esto que se ha optado por instaurar una Comisión de la Cuenca de Laguna del Sauce y trabajar en un “Plan de Acción para la Protección de la Calidad Ambiental y la Disponibilidad como Fuente de Agua Potable de la Cuenca Hidrográfica de la Laguna del Sauce” (PLS) sobre la laguna y sobre la cuenca en general.

Este plan, responsabilidad del Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA), Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), Obras Sanitarias del Estado (OSE) e Intendencia de Maldonado (IDM), se compone de 12 medidas principales y 7 secundarias, abarcando aspectos desde controlar la contaminación de las distintas fuentes, detener y revertir el proceso de deterioro de la calidad del agua, y asegurar la disponibilidad hídrica, ordenamiento ambiental, entre otros.

2.4.1. Plan de Acción

El “Plan de acción para la protección de la calidad ambiental y la disponibilidad como fuente de agua potable de la cuenca hidrológica de la laguna del sauce” desarrollado por la Comisión de Cuenca de la Laguna del Sauce se publicó el 5 de junio de 2015. El objetivo del plan es formular y ejecutar las acciones principales para controlar, detener y revertir el proceso de deterioro de la

calidad del agua en la cuenca hidrográfica de la Laguna del Sauce, y asegurar su calidad y cantidad para el uso sustentable como abastecimiento de agua potable.

El Plan propone actuar en la cuenca hidrográfica de la Laguna del Sauce, cuerpo de agua clasificado como Clase 1, para uso preponderante para abastecimiento de agua potable.

2.4.1.1. Medidas

1. Exigir tratamiento terciario en los efluentes generados por los distintos emprendimientos ubicados en la cuenca, de manera de reducir Nitrógeno, Fósforo y DBO_5 vertido.

Esta medida se enfoca en el control de los efluentes desde el punto de generación, exigiendo la incorporación de un tratamiento terciario que permita reducir los nutrientes y la materia orgánica en el vertido.

Se destaca que no aplica únicamente a emprendimientos industriales, sino también a centros poblados y complejos turísticos.

Cabe destacar que la gran mayoría de industrias presentes en la cuenca descargan al saneamiento municipal de Pan de Azúcar, cuya descarga se realiza en el Arroyo Tarariras, que no es parte de la Cuenca del Sauce.

2. Dotar de cobertura total de saneamiento y conexión al sistema Maldonado a la localidad “La Capuera” e implementar la conexión domiciliaria obligatoria a saneamiento en la ciudad de Pan de Azúcar.

La localidad La Capuera es un asentamiento próximo a la laguna, el cual vierte sus efluentes domésticos a la cuenca. Para fines de 2019 se prevé incorporar sus efluentes a la red de alcantarillados de Maldonado-Punta del Este, vertiendo estos efluentes al Océano Atlántico.

Fuera de esta localidad no consolidada, la única zona urbana consolidada es la ciudad de Pan de Azúcar, cuyo vertido se evacua de la cuenca, descargando en el Arroyo Tarariras. Puesto que existen gran cantidad de viviendas que aún no se han conectado al saneamiento, se consideran a sus efluentes como fuentes difusas que terminan en la Laguna del Sauce. La solución planteada es la obligatoriedad de todas las viviendas a conectarse a colector municipal.

3. Exigir el tratamiento terciario y el manejo obligatorio de efluentes a todos los tambos, establecimientos de engorde a corral (feed lots) y otros establecimiento de animales en corral ubicados en toda la cuenca.

Esta medida se ha aplazado hasta el momento, puesto que únicamente se han identificado pocos tambos de menos de 200 animales. A su vez, el MGAP no considera que estos emprendimiento tengan un peso significativos en la contaminación eutrófica de la laguna, por lo que no se ha aplicado esta medida.

4. Exigir, a todos los predios rurales ubicados en la cuenca, el control de la aplicación de plaguicidas y nutrientes, conjuntamente con la presentación de los Planes de Uso, Manejo y Conservación de Suelos ante el MGAP. Asimismo, se exigirá mantener la concentración en el suelo debajo de 31 ppm de Fósforo Bray.

Al igual que la medida #3, esta no ha sido aplicada aún por entender que los establecimientos agropecuarios localizados en la cuenca no afectan significativamente la calidad del cuerpo de agua.

5. Instaurar en la cuenca una zona de amortiguación de 40 metros en ambas márgenes de los cursos tributarios directos de la Laguna, 20 metros en los afluentes a los tributarios y 150 metros entorno al perímetro de la Laguna.

Esta medida ha sido implementada recientemente, e incluso puede observarse en el visualizador de DINAMA las zonas de amortiguación indicadas.

6. Restringir el acceso directo del ganado a abrevar directamente del sistema lagunar y de los cursos tributarios. Asimismo, el acceso al agua se realizará en forma indirecta mediante toma de agua.

Se están estudiando instrumentos para su implementación, puesto que la propiedad de la laguna no es pública, lo que no permite que los organismos públicos puedan construir alarmado que evite el abrevado del ganado en la laguna y en los afluentes. Hasta la fecha no se ha puesto en marcha.

7. Estudiar modificaciones de la Presa reguladora de la Laguna del Sauce para mejorar su seguridad y facilitar la gestión del cuerpo de agua. Coordinar aspectos de la operación de la presa.

Hasta 2015, la operación de la presa del Arroyo Potrero era competencia del MTOP. Por Resolución del Poder Ejecutivo, se le ha encomendado al MVOTMA la operación, conservación y mantenimiento de la Presa. A pesar de esto, MVOTMA le ha dado libertad a OSE para operar las compuertas de acuerdo a las necesidades de la Usina. A pesar de esto, no se han evaluado modificaciones a la presa, por lo que no se ha implementado la primera parte de la medida.

8. Intimar a los responsables de la extracción, almacenamiento y uso de agua superficial y subterránea de la cuenca hidrográfica de la Laguna del Sauce, que soliciten el permiso correspondiente en un plazo máximo de 6 meses.

Esta medida apunta a tener control de las tomas de aguas en la cuenca y se encuentra a cargo de DINAGUA. Hasta la fecha, no se han identificado las fuentes de extracción no declaradas, por lo que no se ha intimado a regularizar la toma de agua.

9. Preservación del Humedal: se implementarán medidas para proteger y conservar la zona de humedales de la cuenca.

Es de público conocimiento que la presencia de humedales reduce la carga de nutrientes y sólidos en el agua bruta. Es por esto que esta medida se torna de vital importancia en la calidad del agua. DINAMA se encuentra definiendo cuales zonas deben conservarse y bajo qué condiciones con el fin de determinar las medidas correspondientes.

10. Elaboración y aprobación del “Plan Local de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible de la Cuenca de la Laguna del Sauce”. Además, limitar temporalmente y hasta que se defina en el mencionado IOT, la aprobación de nuevos fraccionamientos con fines residenciales en la cuenca.

Esta medida busca combinar un Instrumento de Ordenamiento Territorial con uno de Control de Calidad del Agua en la cuenca, de esta forma, se pueden controlar las fuentes de contaminación según su localización, aumentando las exigencias según su posible afectación. Este plan aún se encuentra en estudio.

11. Resolver la jurisdicción y mecanismos de aplicación de la Resolución Departamental vigente para el control de la navegación y pesca furtiva en el espejo de agua de la Laguna.

Esta medida se implementó asignando la jurisdicción y el control de la pesca furtiva a la Armada Nacional.

12. Recabar opinión en el ámbito de la Comisión Cuenca de la Laguna del Sauce respecto a las medidas que conforman este Plan, asegurando la participación efectiva de los distintos actores que la componen. Solicitar a la Comisión la propuesta de estrategias para el manejo del reservorio que mitiguen las consecuencias adversas de la eutrofización y permitan acelerar el proceso de rehabilitación una vez controlados los aportes externos de nutrientes.

Desde la creación de la Comisión de la Cuenca de la Laguna del Sauce, en 2010, se han obtenido resultados positivos en cuanto a la coordinación y gestión de varios de estos puntos del Plan.

2.4.1.2. Medidas complementarias

Estas medidas requieren, previo a su implementación, estudios previos o elaboración de protocolos y normativas. Apuntan a complementar las medidas principales, pero hacen a la integralidad de un Plan a mediano y largo plazo.

1. Regular y promover buenas prácticas de uso de fertilizantes y plaguicidas para predios no incluidos en los Planes de Uso, Manejo y Conservación de Suelos y en coberturas artificiales de suelo en los jardines, predios urbanos y chacras.

2. Limitar la pesca sobre especies claves para recuperar las cadenas tróficas de la Laguna.

3. Estudiar y definir el área máxima admisible a forestar en el territorio de la Cuenca y su localización, de manera que no amenace aspectos hidrológicos de la cuenca.

4. Coordinar, en el marco del Plan Local, los aspectos vinculados a la preservación del recurso agua de manera que se asegure un adecuado rendimiento hidrológico de la cuenca, especialmente en los períodos de sequía.

5. Elaborar protocolo de actuación ante accidentes aéreos u otros derrames de productos peligrosos en la cuenca hidrográfica y espejo de agua de la Laguna.

6. Determinar las necesidades de recursos (económicos y humanos) vinculadas al contralor y fiscalización de las medidas contempladas en el plan de acción, especificando los aportes institucionales ya contemplados y los rubros sin financiamiento concreto.

7. Implementar un sistema de seguimiento y monitoreo permanente de la implementación del Plan de Acción.

2.4.1.3. Medidas de OSE

Hace un tiempo que OSE se encuentra estudiando medidas de control de metabolitos y de alertas tempranas de las floraciones, mediante estudios de calidad de agua en conjunto con la Universidad de la República (UDELAR) y el Centro Universitario de la Región Este (CURE).

Ante los eventos registrados en los últimos años y el incremento en las frecuencias de floraciones algales observado tanto en Aguas Corrientes, principal abastecedor de la ciudad de Montevideo, como en Laguna del Sauce, OSE estableció un plan de medidas a corto, mediano y largo plazo para combatir esta problemática.

Medidas de corto plazo Como medida a corto plazo, se incorporó el uso de carbón activado en polvo, junto a un tanque de contacto de 500 m³. El carbón activado tiene como objetivo ser la primera retención de contaminantes mediante adsorción y su eficiencia de remoción es potenciada por el tanque, ya que aumenta el tiempo de contacto entre el CAP y el agua bruta, siendo 14 minutos en invierno y 7 minutos en verano.

Asimismo, se readecuó la instalación de dosificación de carbón activado, y se realizó mantenimiento en la batería de filtros existentes.

Con respecto a la implementación de alertas tempranas, se comenzó a trabajar en un programa de muestreos semanales con el CURE y se implementó una sonda de medición continua a cargo del mismo centro. Actualmente, la sonda del CURE no se encuentra operativa, por lo que OSE se encuentra en proceso de instalar una sonda propia. Estas medidas se complementan con los controles permanentes que se realiza en el agua bruta y en la cuenca

Medidas de mediano plazo Entendiendo que las medidas a corto plazo pueden aliviar y predecir los casos de floraciones, pero no solucionan el problema detectado, OSE ha estudiado medidas de mediano plazo, centrándose en dos tipos de soluciones: mejorar la usina actual y/o incorporar una fuente de abastecimiento alternativa durante la duración de los eventos en la laguna principal.

Fuente de abastecimiento alternativa

OSE estudió la posibilidad de implementar un pequeño embalse sobre el Arroyo el Sauce, desde donde pueda tomarse agua para potabilizar por un lapso de dos o tres meses.

Mejoras en la usina

Las principales mejoras estudiadas corresponden a:

- Readecuación general de la infraestructura
- Construcción de nuevo depósito de agua clarificada

Se prevé la construcción de este nuevo depósito con el fin de poder impulsar el agua hacia las nuevas instalaciones de tratamiento previstas, ubicadas en sectores del predio con cotas mayores que no permiten conducir el agua por gravedad.

- Implementación de un tanque de contacto con ozono para oxidar la materia orgánica

Se buscará oxidar el agua con ozono, de forma de obtener materia orgánica más fácilmente biodegradable y por ende, con mayor posibilidad de ser removida en los filtros biológicos. Esta etapa se ahondará en la Sección 5.

- Construcción de una batería de filtros de carbón activado

OSE prevé la construcción de una batería de filtros de carbón activado y arena, aunque su objetivo no será la remoción de contaminantes mediante adsorción con el carbón activado, sino que su función será actuar como medio soporte para el crecimiento de biomasa capaz de remover los contaminantes. Esta mejora se explicará en detalle en la Sección 6.

Estas últimas dos mejoras son el foco principal del presente proyecto.

Medidas de largo plazo Con un horizonte mayor, los técnicos de OSE prevén un aumento en la frecuencia de las floraciones, llegando a un punto en el cual no será posible la toma y

tratamiento del agua bruta de Laguna del Sauce. Una vez llegado este momento, se plantea como alternativa la desalinización del agua del Río de la Plata.

3. Actualización de línea de base

3.1. Proyección de la población

3.1.1. Método 1

El período de previsión considerado en este estudio es de 30 años. Para conocer los caudales de diseño al final del período de previsión (2050) se parte de la proyección de la población realizada en el proyecto de grado realizado por Hernández y Juanena (2017). En ese trabajo se proyectó la población hasta el año 2046, por lo que en el presente informe se extiende este período hasta el año 2050.

En la Figura 5 se presentan los datos de población y la ecuación obtenida del ajuste lineal correspondiente a la población fija.

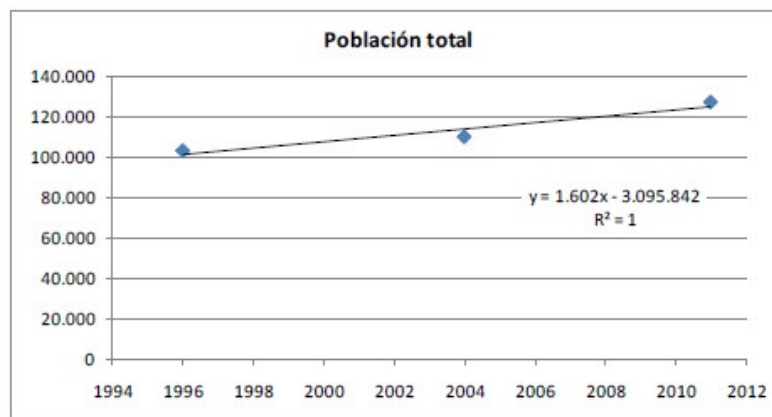


Figura 5: Proyección de la población (Hernández y Juanena, 2017).

A partir de la ecuación presentada en la Figura 5 se obtiene la población estimada para el año 2050.

$$Pob = 1602 \times 2050 - 3095842 = 188258 \quad (1)$$

En cuanto a la población flotante en el proyecto de Hernández y Juanena (2017) se consideran de forma separada la población correspondiente al turismo interno y al turismo receptivo. Para el caso del turismo receptivo se estudiaron datos publicados por el INE para los balnearios de Piriápolis y Punta del Este entre los años 2000 y 2015. Se observó que el turismo no presentó una tendencia clara en el correr de los años, por lo que se tomó la suposición de que el turismo receptivo para el año 2046 será igual al que se presentó en el año 2011 (año en el que se presentó un pico de población receptiva para ambos balnearios).

Se utilizó información proporcionada por el Ministerio de Turismo para conocer la distribución del turismo receptivo en los cuatro trimestres del año para 2013, 2014 y 2015. Se concluyó que para los tres años el turismo receptivo total en el trimestre de punta corresponde en promedio a un 47 % del turismo anual.

Basándose en la investigación realizada en el proyecto de Hernández y Juanena (2017) se decide considerar que la población correspondiente al turismo receptivo para el año 2050 será similar que

para el año 2011. Considerando lo anterior se obtiene que el turismo receptivo en el trimestre de punta para el final del período de previsión será de 382396 habitantes.

En cuanto al turismo interno, en el proyecto de Hernández y Juanena (2017) se utilizó información sobre el número de personas que realizaron al menos un viaje con destino a Maldonado para los años 2013, 2014 y 2015. Se tomó la hipótesis de que el turismo interno es del mismo orden y presenta el mismo comportamiento a lo largo del año que el turismo receptivo. Se consideró entonces, para el fin del período de previsión, que en el trimestre de punta se cuenta con un estimado de 382.396 habitantes.

Se obtiene para este estudio, que la población flotante para el trimestre de punta al final del período de previsión es:

$$PobFlotante(2050) = 764791$$

3.1.2. Método 2

Se realiza un nuevo estudio de la proyección de población con el objetivo de estudiar en mayor detalle la evolución de la población flotante y determinar si resulta razonable la hipótesis de considerar que se mantiene constante en el período 2011-2050. Para esto se parte del Plan de Ordenamiento Territorial de la Región Central, en el cual se realizó una proyección de la población al año 2025, basada en la tasa general de crecimiento demográfico propuesta por el INE para el período 2004 – 2025.

A partir de los datos de población presentados para el año 2004 y los datos proyectados a 2025 en el estudio mencionado (Tablas 1 y 2), se extrapola al año 2050.

Tabla 1: Población para las diferentes regiones de la aglomeración central en el año 2004.

	Población Permanente		Población en Alta Temporada				
	Cantidad	%	Aumento cantidad	%	Total General	%	% Crecim. En alta temp.
Maldonado	69.000	62	16.000	10	85.000	31	23,2
San Carlos	25.000	23	6.000	4	31.000	11	24
Subtotal	94.000	85	22.000	14	116.000	43	23,4
PdE y subsist. Costero	17.000	15	139.000	86	156.000	57	817,6
Total general	111.000	100	161.000	100	272.000	100	145
Total general (%)	41	-	59	-	100	-	-

Tabla 2: Población para las diferentes regiones de la aglomeración central en el año 2025.

	Población Permanente		Población en Alta Temporada				
	Cantidad	%	Aumento cantidad	%	Total General	%	% Crecim. En alta temp.
Maldonado	94.000	60	28.000	11	122.000	29	29,8
San Carlos	31.000	20	9.000	3	40.000	10	29
Subtotal	125.000	80	37.000	14	162.000	38	29,6
PdE y subsist. Costero	31.000	20	228.000	86	259.000	62	735,5
Total general	156.000	100	265.000	100	421.000	100	169,9
Total general (%)	37	-	63	-	100	-	-

Los resultados de realizar la extrapolación para la aglomeración central se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3: Población proyectada al año 2050 para la Aglomeración Central.

	Población Permanente	Población en Alta Temporada
Maldonado y San Carlos	161.905	54.857
PdE y Subsistema Costero	47.667	333.952
Total	209.571	388.810

El estudio de crecimiento de población utilizado no incluye la región conformada por Piriápolis y otros balnearios próximos. Teniendo en cuenta que Piriápolis representa junto a Punta del Este el mayor aporte en relación a la población flotante, se realiza la proyección a 2050 partiendo de la población permanente y flotante para el año 2004 obtenidas por el INE y asumiendo que la evolución de la población tendrá comportamiento similar al de Punta del Este.

Tabla 4: Población proyectada al año 2050 para la Aglomeración Central y Piriápolis.

	Población permanente	Población en alta temporada
Maldonado y San Carlos	161.905	54.857
PdE y Subsistema Costero	47.667	333.952
Piriápolis	22.151	177.642
Total general	231.722	566.451

3.2. Caudales de diseño

Se considera un 100 % de cobertura de la población al final del período de previsión.

Tomando como referencia el valor de dotación utilizado por Hernández y Juanena (2017), para la población fija se asume una dotación de 200L/hab/d y coeficiente de pico diario $k_1 = 1,5$.

Teniendo en cuenta lo anterior se determina el caudal medio diario y el caudal máximo diario sin considerar pérdidas, asociado a la población fija con las expresiones 2 y 3 respectivamente.

$$Q_{med,d,sp} = Pob \times Dot \quad (2)$$

$$Q_{max,d,sp} = Pob \times Dot \times k_1 \quad (3)$$

Para determinar los caudales asociados a la población flotante se considera el mes de enero por ser el mes en que se presenta mayor población. Se toman como referencia los valores adoptados en el proyecto de Hernández y Juanena (2017), obtenidos a partir de datos de caudales afluentes a la planta de tratamiento de efluentes de Punta del Este.

Se considera que las pérdidas tanto en la red como en la planta alcanzan un porcentaje del orden del 45 % (tomado de Hernández y Juanena (2017)) y se utiliza la Ecuación 4 para conocer el caudal máximo diario al final del período de previsión con pérdidas.

$$Q_{max,d,cp} = \frac{Q_{max,d,sp}}{1 - \%perdidas} \quad (4)$$

Para el caso de la proyección de población realizada por el método 1, a partir de las expresiones presentadas se obtiene:

$$Q_{med,d,sp} = 37,652m^3/d$$

$$Q_{max,d,sp} = 56,477m^3/d$$

Por otro lado, el caudal asociado a la población flotante para el mes de enero es el siguiente:

$$Q_{PobFlotante} = 32,982m^3/d$$

El caudal total para el mes de punta es entonces:

$$Q_{max,d,sp} = 56477m^3/d + 32982m^3/d = 94,129m^3/d$$

Finalmente se obtiene:

$$Q_{Planta} = Q_{max,d,cp} = 162,653m^3/d = 6,777m^3/h$$

Se determina el caudal de diseño de forma análoga para la proyección realizada mediante el método 2, obteniéndose:

$$Q_{Planta} = Q_{max,d,cp} = 193,017m^3/d = 8,042m^3/h$$

Sin embargo, se opta por considerar para el diseño el caudal obtenido a partir de la población proyectada mediante el primer método. En este caso, el caudal obtenido se corresponde con el caudal de diseño de planta definido por OSE, de lo contrario sería necesario realizar una ampliación de las unidades existentes.

3.3. Índices de Estado Trófico (IET)

El propósito de los índices de estado trófico (IET) es clasificar los cuerpos de agua en diferentes grados tróficos: Ultraoligotrófico, Oligotrófico, Mesotrófico, Eutrófico, Supeertrófico e Hipereutrófico. Esta clasificación se realiza en base al enriquecimiento por nutrientes y su efecto relacionado al crecimiento excesivo de algas o aumento intenso de cianofíceas acuáticas.

Para determinar el IET, se utilizan dos variables: fósforo total y clorofila A. El IET se expresa como la composición del índice de estado trófico para el Fósforo total (IET_{PT}) y el índice de estado trófico para la Clorofila A (IET_{CL}). A su vez, es válido calcular el índice de estado trófico con el parámetro Disco Secchi (CETESB, 2017).

El IET fue propuesto por primera vez por Carlson (1977) con las formulaciones que se presentan en las ecuaciones 5, 6 y 7 para el cálculo del índice de estado trófico a partir de Fósforo total, Clorofila A y transparencia de Disco Secchi respectivamente.

$$IET_{PT} = 10(6 - \frac{Ln(48/PT)}{Ln2}) \quad (5)$$

$$IET_{CL} = 10(6 - \frac{2,04 - 0,68Ln(CL)}{Ln2}) \quad (6)$$

$$IET_S = 10(6 - \frac{Ln(S)}{Ln2}) \quad (7)$$

Han surgido varias modificaciones y actualizaciones del índice a lo largo de los años. La CETESB (2017) propone la clasificación de Carlson Modificado para reservorios, donde el IET_{PT} se calcula con la Ecuación 8, mientras que el IET_{CL} con la Ecuación 9.

$$IET_{PT} = 10(6 - \frac{1,77 - 0,42Ln(PT)}{Ln2}) \quad (8)$$

$$IET_{CL} = 10(6 - \frac{0,92 - 0,34Ln(CL)}{Ln2}) \quad (9)$$

La escala de clasificación se presenta en la Figura 6, donde se indica además la escala de clasificación de estado trófico a partir del parámetro disco secchi.

Classificação do Estado Trófico - Reservatórios				
Categoria (Estado Trófico)	Ponderação	Secchi - S (m)	P-total - P (mg.m ⁻³)	Clorofila a (mg.m ⁻³)
Ultraoligotrófico	$IET \leq 47$	$S \geq 2,4$	$P \leq 8$	$CL \leq 1,17$
Oligotrófico	$47 < IET \leq 52$	$2,4 > S \geq 1,7$	$8 < P \leq 19$	$1,17 < CL \leq 3,24$
Mesotrófico	$52 < IET \leq 59$	$1,7 > S \geq 1,1$	$19 < P \leq 52$	$3,24 < CL \leq 11,03$
Eutrófico	$59 < IET \leq 63$	$1,1 > S \geq 0,8$	$52 < P \leq 120$	$11,03 < CL \leq 30,55$
Supeertrófico	$63 < IET \leq 67$	$0,8 > S \geq 0,6$	$120 < P \leq 233$	$30,55 < CL \leq 69,05$
Hipereutrófico	$IET > 67$	$0,6 > S$	$233 < P$	$69,05 < CL$

Figura 6: Clasificación de Estado Trófico de reservorios con formulación de Carlson Modificado (CETESB, 2017)

En primera instancia se utilizaron estas ecuaciones para así comparar con los resultados obtenidos en el proyecto anterior (Hernández y Juanena, 2017).

3.4. Índice de Calidad de Agua (IQA)

El Índice de Calidad de Agua (IQA) utilizado para el estudio de calidad de agua de la Laguna del Sauce es una adaptación realizada por CETESB (2017) del WQI (Water Quality Index) desarrollado por la *National Sanitation Foundation* (NSF) de Estados Unidos.

Para indicar la calidad de agua, el IQA considera 9 parámetros físico-químicos de relevancia en agua potable: Coliformes fecales, pH, Demanda bioquímica de oxígeno, Nitrógeno total, Fósforo total, Temperatura, Turbidez, Sólidos suspendidos totales y Oxígeno disuelto, y les asocia un peso en relación a su importancia relativa (w) que se indica en la Tabla 5.

Parámetro	Unidad	Peso
Oxígeno Disuelto de saturación (OD_{sat})	%	0,17
Coliformes Fecales (CF)	ufc/100 mL	0,15
pH	-	0,12
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5)	mg/L	0,10
Nitrógeno Total (NT)	mg/L	0,10
Fósforo Total (PT)	mg/L	0,10
Variación de temperatura (ΔT)	$^{\circ}C$	0,10
Turbidez (T)	NTU	0,08
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	0,08

Tabla 5: Parámetros del IQA junto con sus pesos relativos. CETESB (2017)

A cada parámetro se le asocia una curva media de variación de calidad de la que se obtiene una calidad entre 0 y 100 (ver Figuras 7 a 9).

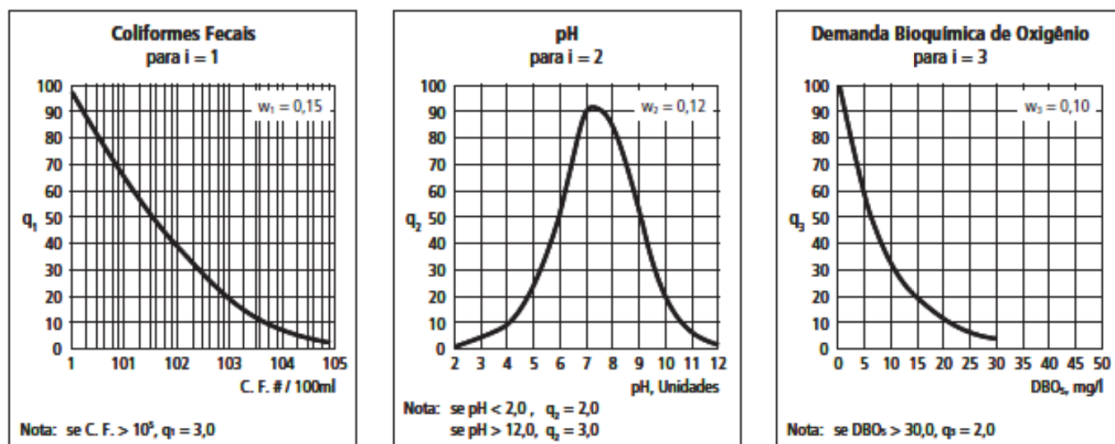


Figura 7: Curvas media de variación de calidad para Coliformes Fecales, pH y DBO_5 .

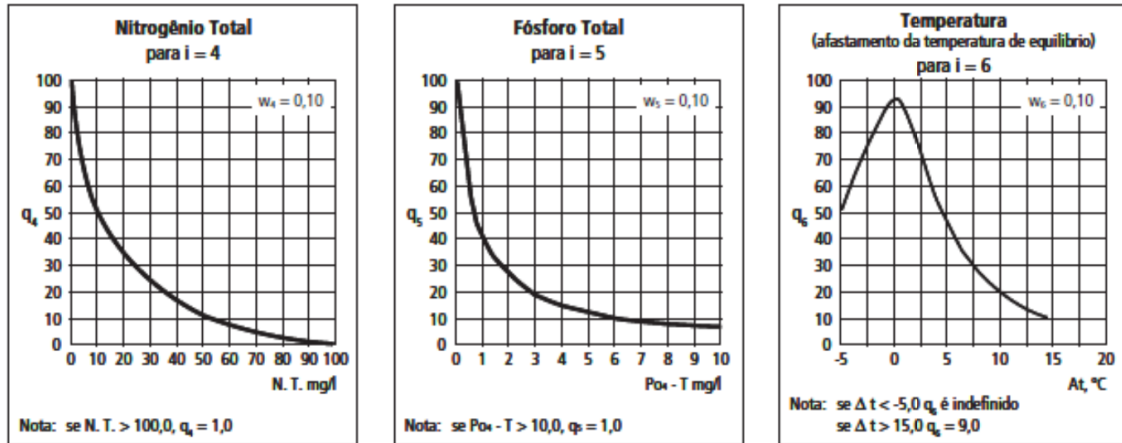


Figura 8: Curvas media de variación de calidad para Nitrógeno Total, Fósforo Total y Temperatura.

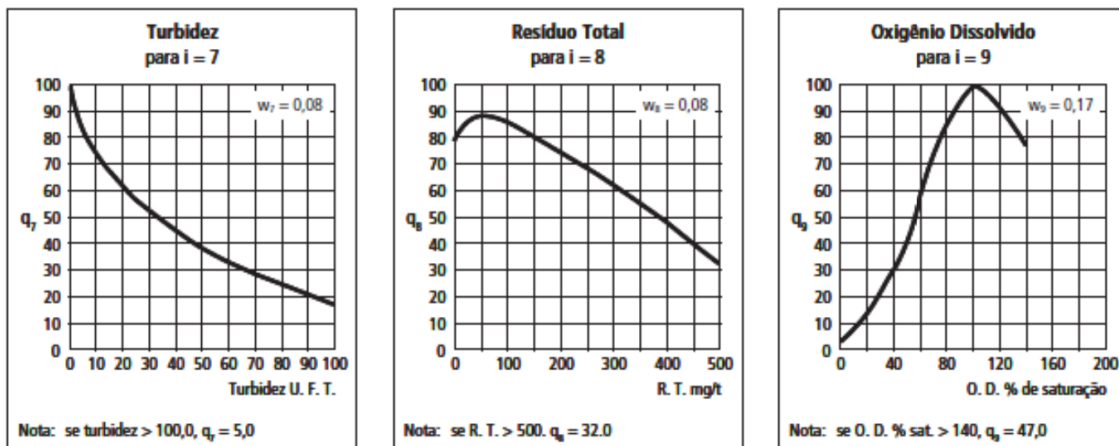


Figura 9: Curvas media de variación de calidad para Turbidez, Sólidos Suspendidos Totales y Oxígeno Disuelto de Saturación.

En la Ecuación 10 se indica el método de cálculo del IQA, donde n es el número de parámetros, q_i la calidad del i -ésimo parámetro (entre 0 y 100) que se obtiene a partir de la curva media de variación de calidad y w_i es el peso del i -ésimo parámetro (entre 0 y 1). Se observa que el IQA es un índice de tipo multiplicativo. De acuerdo con Lozada y cols. (2009) los indicadores de tipo multiplicativo obtienen mejores resultados que los de tipo aditivo, ya que son más sensibles a variaciones en la calidad del agua.

$$IQA = \prod_{i=1}^n q_i^{w_i} \quad (10)$$

Como se indica en la Ecuación 10, primero se determina la calidad de cada parámetro y se potencia al peso relativo (w), luego se multiplican todos los parámetros y se obtiene un índice en porcentaje.

3.5. Calidad del agua de la Laguna: 21/08/2013 - 10/09/2019

Como se mencionó anteriormente se realizó una actualización de la línea de base presentada en el proyecto de grado de Hernández y Juanena (2017). En dicho proyecto, se realizó un estudio de calidad de agua de la Laguna del Sauce a partir de parámetros físico-químicos e hidrobiológicos desde el 21/08/2013 hasta el 11/03/2015. En este trabajo se presentan los datos obtenidos del proyecto mencionado y se agregan datos hasta el 10/09/2019.

Los parámetros físico-químicos fueron obtenidos tanto de la página web de DINAMA (DINAMA, 2019) como de OSE. La información de parámetros hidrobiológicos está a cargo de Facultad de Ciencias, estos datos fueron solicitados pero no se obtuvieron respuestas por parte de esta institución.

DINAMA realiza monitoreos periódicos en varias estaciones de la Laguna del Sauce indicadas en la Figura 10, mientras que OSE solamente monitorea en seis: Estación Norte, Sur, Sauce, Potrero, Cisnes y Pan de Azúcar. En la Figura 11 se indica la posición de cada estación de monitoreo de OSE respectivamente. Con el propósito de continuar y actualizar la línea de base del proyecto de Hernández y Juanena (2017), en este trabajo se contemplaron los datos de las mismas estaciones que las presentadas en dicho trabajo, que coinciden con las estaciones de monitoreo de OSE.

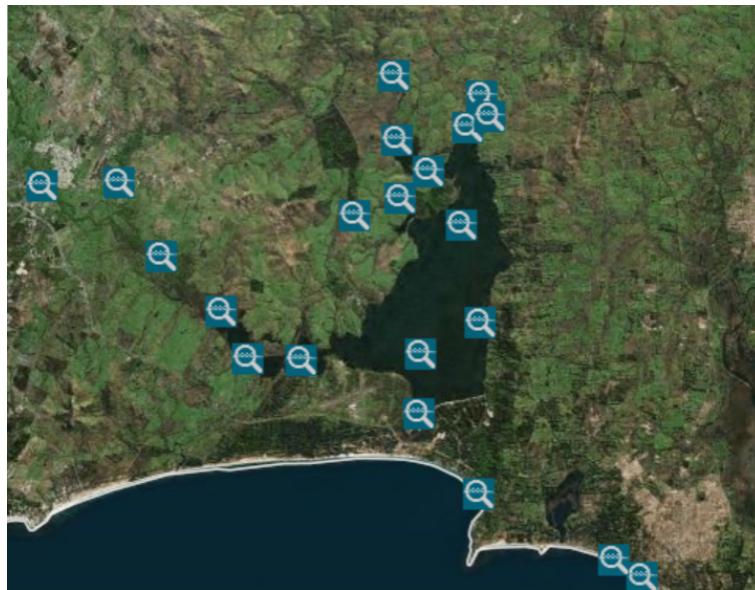


Figura 10: Ubicación de todas las estaciones de monitores de DINAMA cercanas a la Laguna del Sauce.



Figura 11: Mapa de la Laguna del Sauce indicando ubicación de las estaciones de monitoreo analizadas.

Con el fin de actualizar la línea de base del proyecto de Hernández y Juanena (2017), en primera instancia se actualizó la información de los parámetros físico químicos analizados en dicho proyecto: Oxígeno disuelto, Coliformes fecales, pH, Demanda biológica de oxígeno, Fósforo total, Nitrógeno total, Turbidez, Temperatura, Sólidos suspendidos totales, Conductividad, profundidad de Disco secchi y Clorofila A. Como no fue posible obtener información actualizada de parámetros hidrobiológicos, a continuación sólo se muestran los valores presentados en el proyecto anterior. Asimismo, se continuó con la valoración de estado trófico y calidad de agua de la laguna a partir del Índice de Estado Trófico (IET) y el Índice de Calidad de Agua (IQA). El estudio del estado trófico de la laguna permitirá analizar la necesidad de un tratamiento diferente al tratamiento convencional que se realiza al agua de un cuerpo de agua no eutroficado. Por otro lado, el estudio de la calidad de agua permitirá determinar si, más allá del estado trófico que presente la laguna, la calidad del agua continua siendo buena para consumo.

En conclusión, a partir del estudio de estos dos índices será posible indicar si la laguna es una fuente de agua para potabilización confiable, y si será necesario utilizar un tratamiento personalizado aplicable a cuerpos de agua eutroficados o con posibilidad de eutroficación.

3.5.1. Parámetros físico-químicos

A continuación se indican los resultados del análisis de los monitoreos realizados por DINAMA (2019), OSE y los datos obtenidos de Hernández y Juanena (2017) en cuanto a parámetros físico-químicos que serán de utilidad para determinar índices de estado trófico (IET) e índices de calidad de agua (IQA).

Para cada parámetro se determinó la media, valor mínimo y valor máximo del periodo extendido, dígame del 21/03/2013 al 10/09/2019, y se comparó con los valores obtenidos para el periodo

anterior, dígase desde el 21/03/2013 al 11/03/2015, estudiado por Hernández y Juanena (2017).

3.5.1.1. Oxígeno disuelto

Los valores de Oxígeno disuelto obtenidos de DINAMA se encontraban en mg/L mientras que los valores del proyecto anterior se presentaban como porcentaje de saturación. Es posible realizar la conversión en caso de tener los valores de temperatura. Sin embargo, las mediciones de oxígeno disuelto de DINAMA no coincidían con las mediciones de temperatura, por lo que no fue posible realizar la conversión. Por lo tanto, para comparar los datos del periodo estudiado en el proyecto de Hernández y Juanena (2017) fue necesario utilizar datos proporcionados por OSE, pero que no abarcan el periodo estudiado en el proyecto anterior. Los datos de OSE comienzan el 30/12/2015 y finalizan el 31/01/2018, mientras que los datos del proyecto de Hernández y Juanena (2017) comienzan el 21/03/2013 y finalizan el 11/03/2015.

En la Tabla 6 se planteó la comparación entre el período analizado por Hernández y Juanena (2017) y el obtenido con datos de OSE.

Tabla 6: Oxígeno disuelto (%)

	21/08/2013 - 11/03/2015			30/12/2015 - 31/01/2018		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	106,5	93,6	138	89	33,4	112,4
Sur	109	93,7	144	89,8	48,4	104,3
Sauce	83,9	53,2	111	70,5	47,9	98,2
Potrero	95,5	68	117	69,6	7	120,5
Cisne	93,3	78,9	112	78,2	28,2	100,6
Pan de Azúcar	75	85,1	95,5	13,2	4,8	27,0

En la Tabla 6 se observa que en todas las estaciones, con excepción de la estación Potrero, se obtienen valores máximos de porcentaje de oxígeno disuelto de saturación en el periodo extendido menores que las obtenidas en el periodo anterior. Se atribuye la contradicción a que los datos de OSE presentan un sesgo ya que se trata de campañas realizadas semanalmente en los meses estivales, de fines de noviembre a principios de abril.

A su vez, se observa que los valores mínimos del período extendido son significativamente menores que los del periodo anterior. Por lo que se realizó un gráfico de boxplot que se muestra en la Figura 12 para estudiar más a fondo su comportamiento.

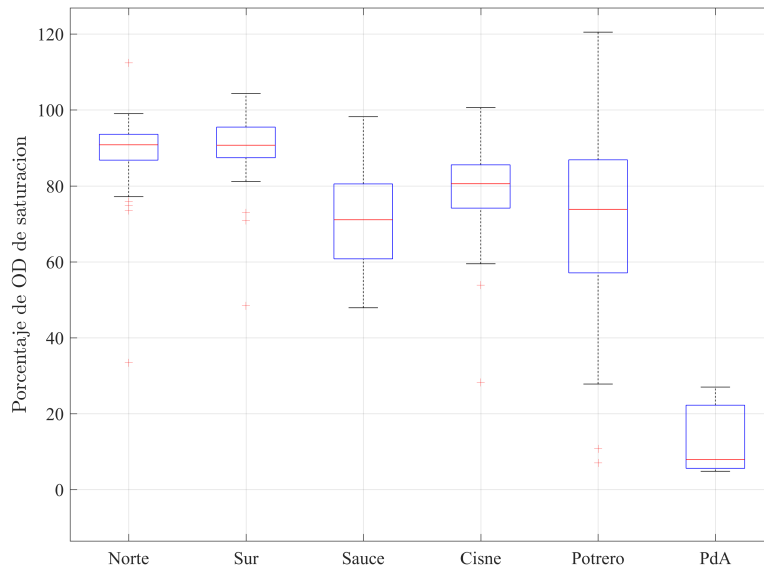


Figura 12: Boxplot de porcentaje de oxígeno disuelto de saturación

En la Figura 12 se destaca la estación Pan de Azúcar (PdA) ya que presenta los valores más bajos no sólo de valor mínimo sino también valor máximo y media. Se observó que los datos de porcentaje de oxígeno disuelto de saturación de dicha estación correspondían solamente a una temporada de medición, por lo que se concluye que la misma se encuentra sesgada a un año y no es una media representativa de todo el periodo de estudio.

Por otro lado, se observa que las estaciones Norte, Sur y Cisne presentan valores bajos que se clasifican como anómalos. En caso de eliminar dichos valores, en estas estaciones se obtendría un valor mínimo de OD_{sat} mayor a 60 %.

3.5.1.2. Coliformes fecales

La medición de coliformes fecales está a cargo del CURE. No ha sido posible acceder a nuevos datos de este parámetro en las estaciones de estudio, por lo que se presentan en la Tabla 7 solo los datos del proyecto anterior.

Tabla 7: Coliformes fecales (ufc/100 mL)

	21/08/2013 - 11/03/2015		
	Media	Min	Max
Norte	169	1	1300
Sur	116	100	1000
Sauce	293	1	1000
Potrero	140	1	900
Cisne	370	1	2200
Pan de Azúcar	54	6	100

Para poder realizar un estudio de calidad de agua con el índice de calidad de agua IQA, será necesario tener un estimativo de este parámetro. El abordaje para solucionar esta falta de datos fue primero determinar el IQA con el valor límite de normativa para cuerpo de agua de Clase 1 ($CF=2000$ ufc/100 mL), y a su vez determinar el IQA con un estimativo de coliformes fecales a partir de datos de otra estación.

Se obtuvieron datos de coliformes fecales con gran amplitud temporal en otro punto de muestreo diferente a las estaciones de estudio. El punto se encuentra en la toma de la planta como se indica en la Figura 13.

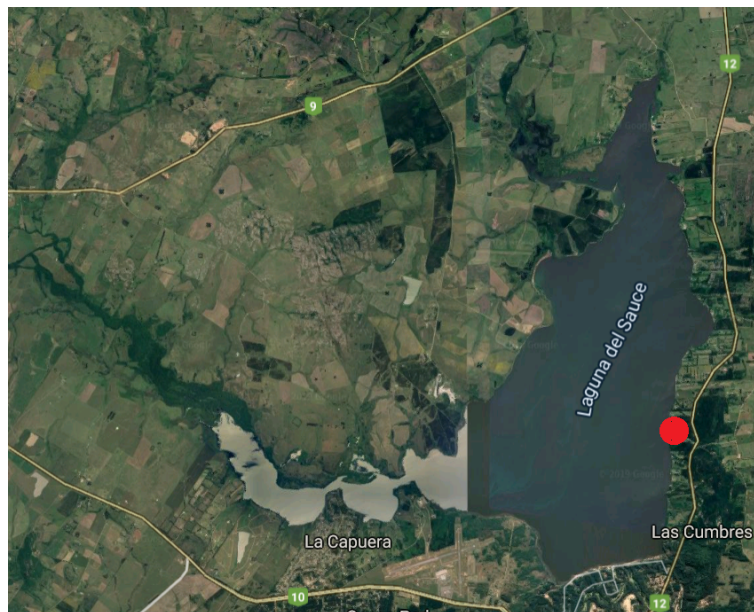


Figura 13: Ubicación de la toma de la planta potabilizadora actual.

Los datos de la toma se encuentran en el gráfico de la Figura 14.

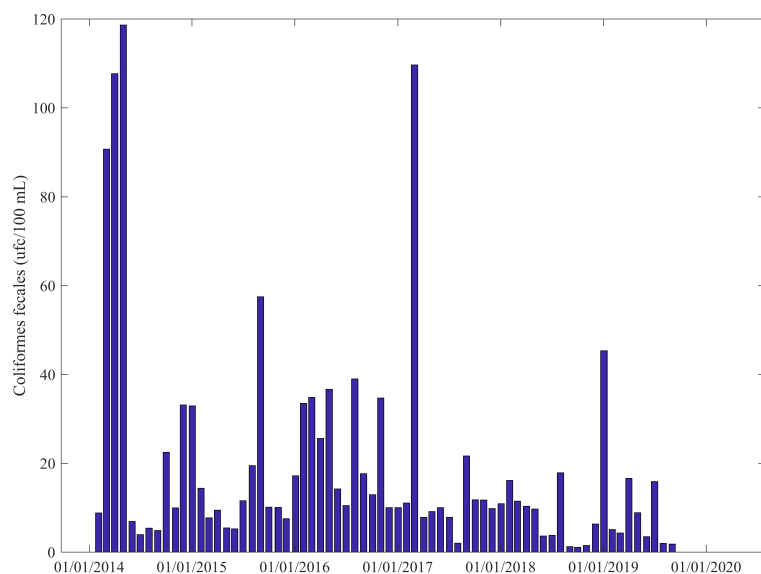


Figura 14: Gráfico de barras con evolución de datos medios mensuales.

Se determinó que la media de los coliformes fecales desde enero del 2014 hasta setiembre del 2019 era de 19 ufc/100 mL. En la Figura 15 se graficó la media junto con los datos.

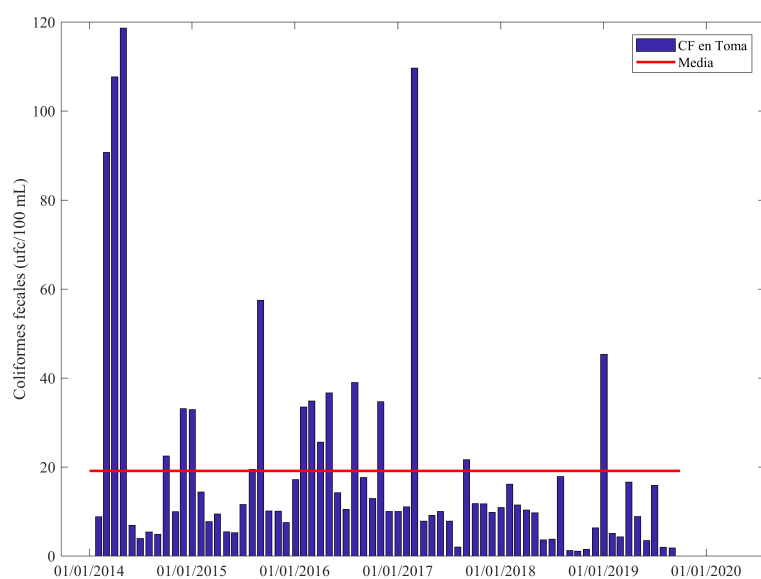


Figura 15: Gráfico de barras con evolución de datos medios mensuales con media.

Además se realizó un gráfico de boxplot indicando la mediana, el percentil 25 y el 75. En la Figura 16 se observa que el percentil 75 coincide con la mediana en 10 ufc/100 mL, mientras que el 25 % de los datos superan el 2 ufc/100 mL.

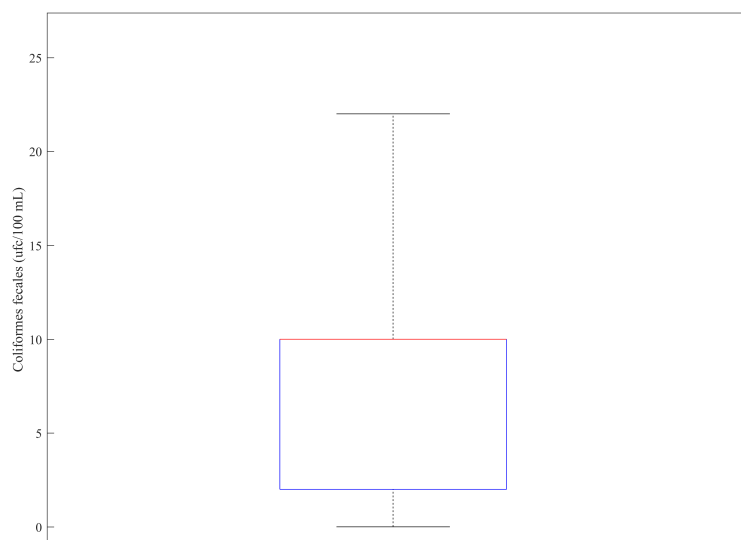


Figura 16: Gráfico boxplot de coliformes fecales.

Dada la diferencia de orden entre el valor estimado en la toma de la planta y el valor límite de normativa, para realizar el IQA se utilizará solamente la aproximación considerando un valor constante de coliformes fecales de 19 ufc/100 mL.

3.5.1.3. Potencial hidrogenión pH

En la Tabla 8 se indican los valores del pH.

Tabla 8: pH

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	8,05	7,39	8,17	7,91	7,01	9,8
Sur	8,21	7,78	9,11	7,98	7,01	9,9
Sauce	7,85	7,29	9,31	6,87	6,18	7,26
Potrero	7,49	7,5	7,87	7,84	6,27	9,7
Cisnes	7,87	7,49	8,17	7,75	6,35	9,3
Pan de Azúcar	7,75	7,58	7,99	7,59	6,82	8,2

Se observa en la Tabla 8 que el rango de pH del primer período era más acotado que el que se obtiene al continuar los datos.

En el período extendido, la estación Sauce presenta los menores valores de pH, manteniéndose en todo momento en un pH neutro. Esta situación no ocurría en el primer período, siendo la estación Sauce la que presentaba pH más elevado.

El resto de las estaciones presentan valores elevados de pH en el primer período y de forma más acentuada en el período extendido llegando a un pH de 9,9 en la estación Sur.

Una vez más se observan ciertas discrepancias entre períodos a causa del sesgo estival de las mediciones obtenidas de DINAMA (2019). En este caso, en la estación Sauce se observa que el valor máximo del período anterior es mayor que el valor máximo del período extendido.

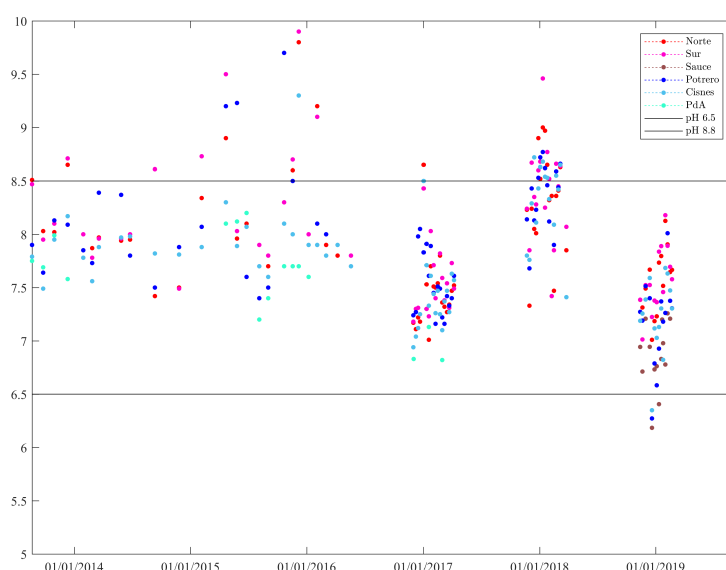


Figura 17: pH

De acuerdo con el Decreto 253 (1979), para cuerpos de Clase 1 como la Laguna del Sauce, el pH debe encontrarse entre 6,5 y 8,5. En la Figura 17 se realizó un gráfico con los valores de pH obtenidos de DINAMA (2019) junto con los valores límite de normativa. Se observa que la mayoría del tiempo los valores se encuentran dentro del rango, pero varias veces el pH supera el valor de 8,5. En la Figura 18 se indica el diagrama de boxplot de las mediciones de pH. Se puede ver que el 75 % de los datos son menores de 8,2, por lo que el pH se encuentra fuera del rango de normativa menos del 25 % del tiempo.

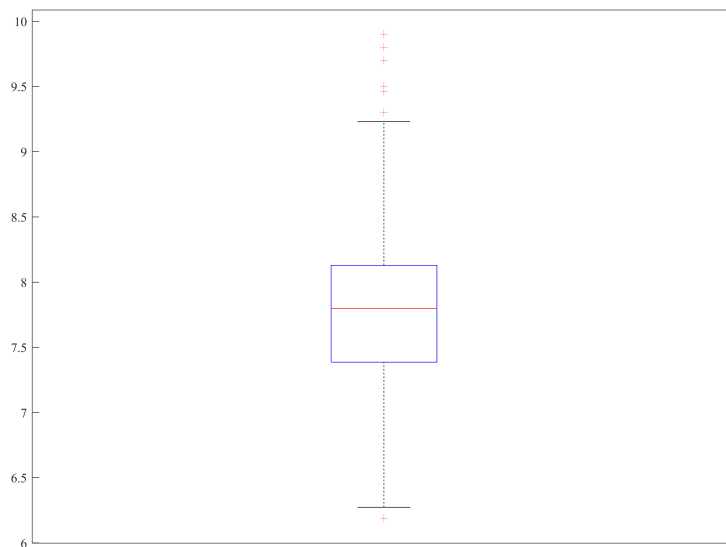


Figura 18: Diagrama de boxplot para pH.

3.5.1.4. Demanda bioquímica de oxígeno DBO_5

Los resultados de la Demanda Bioquímica de Oxígeno se indican en la Tabla 9.

Tabla 9: DBO_5 ($\text{mg O}_2/\text{L}$)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	4,33	2,3	8,4	4,49	1	10
Sur	4,31	0,39	8,46	4,13	0,39	10
Sauce	4,39	1,7	6,5	4,39	1,7	6,5
Potrero	4,41	2,3	8,7	4,01	1,1	10
Ciscne	3,69	1,11	8,4	4,3	0,5	13,2
Pan de Azucar	4,25	2,5	7,2	5,0	0,5	12,4

No fue posible acceder a datos de DBO_5 para el nuevo período de datos en la estación Sauce, por lo que se mantuvieron los resultados anteriores.

El resto de las estaciones mantienen resultados similares en cuanto a la media, pero presentan en el período extendido mayor variabilidad: valores mínimos menores y valores máximos mayores. Se destaca el aumento de demanda bioquímica de oxígeno en el periodo extendido.

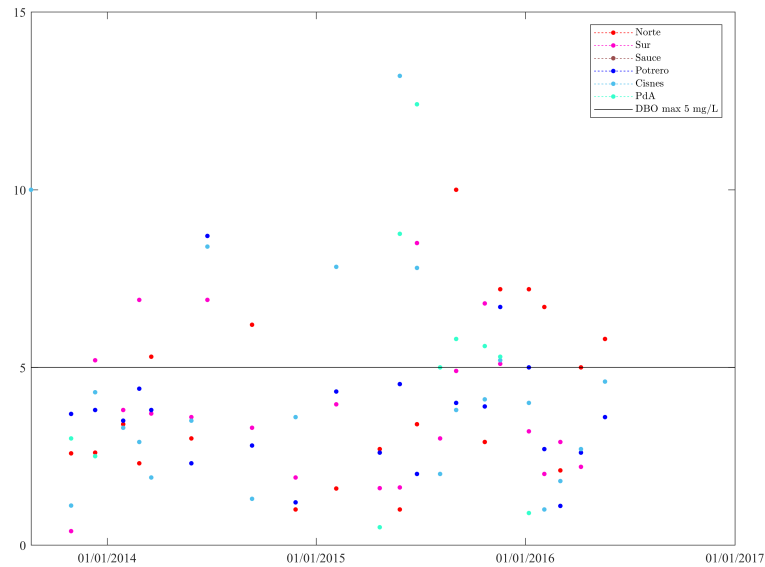


Figura 19: DBO_5 en mg/L

En la Figura 19 se indica la evolución temporal de los datos de DINAMA (2019) de DBO_5 junto con el valor máximo admisible para cuerpos de agua de Clase 1 según Decreto 253 (1979): 5 mg/L. Se observa que la mayoría del tiempo los datos se encuentran por debajo del límite admitido. En la Figura 20 se presenta el diagrama de boxplot de las mediciones de DBO_5 . Se indica que el 50 % del tiempo las DBO_5 se encuentra por debajo de 4, pero el 75 % del tiempo se encuentra por debajo de 5,5 mg/L, lo que implica que más del 25 % del tiempo las mediciones de DBO_5 fueron por encima del límite del Decreto 253 (1979).

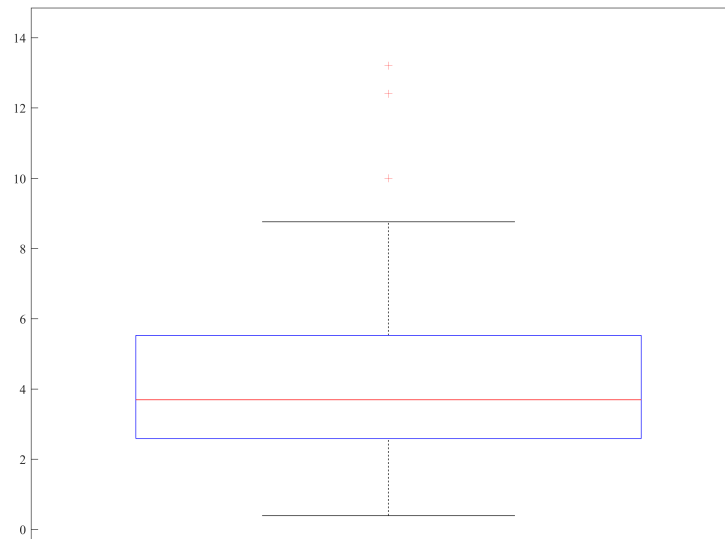


Figura 20: Diagrama de boxplot de DBO₅

3.5.1.5. Fósforo Total

Los resultados de fósforo total (mg/L) se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10: PT (mg/L)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	0,57	0,09	0,65	0,29	0,04	2,71
Sur	0,31	0,11	0,46	0,26	0,04	2,53
Sauce	0,28	0,14	0,41	0,28	0,14	0,41
Potrero	0,26	0,07	0,55	0,18	0,03	1,17
Cisne	0,24	0,10	0,37	0,22	0,04	1,62
Pan de Azúcar	0,14	0,10	0,18	0,11	0,03	0,28

Con respecto al fósforo en la estación Sauce sucede lo mismo que con la Demanda Bioquímica de Oxígeno, por lo que los datos de la tabla son los mismos que los del período anterior.

En el resto de las estaciones se observa que la media y el valor mínimo son más bajos que en el período anterior, pero los valores máximos son hasta cinco veces más grandes que el valor anterior.

En la Figura 21 se graficaron los valores de fósforo total que se obtuvieron de DINAMA de las cinco estaciones (todas menos Sauce) junto con el valor promedio de cada estación durante el período estudiado en el proyecto de Hernández y Juanena (2017). Se observa que a partir del año 2016 los valores de PT se reducen a menos de la mitad del valor medio para el periodo 21/08/2013 - 11/03/2015.

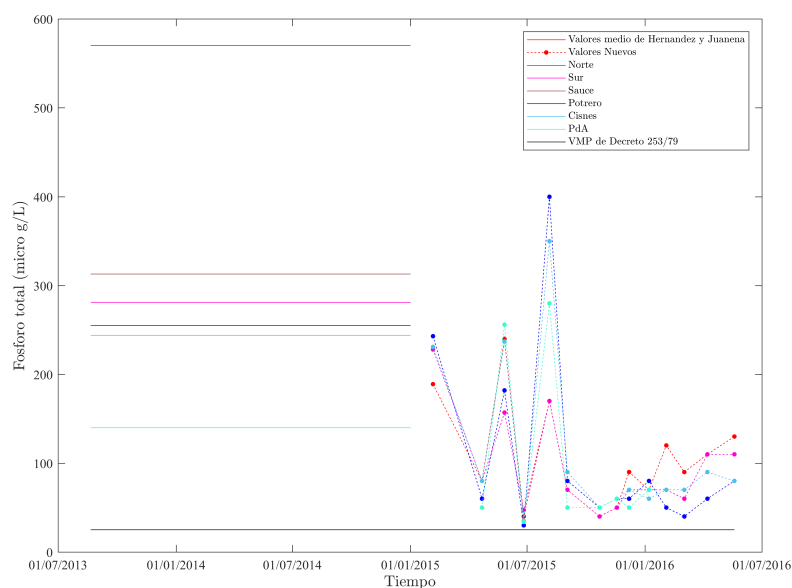


Figura 21: Fósforo total (mg/L)

En la Figura 21 se graficó además el valor máximo permitido del decreto 253/79 para cuerpo de agua de Clase 1: 25 g/L. Se observa que las mediciones de fósforo total siempre se encuentran por encima del valor máximo permitido.

3.5.1.6. Nitrógeno total

El nitrógeno se caracterizó a partir del NT. Los valores se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11: NT (mg/L)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	1,357	0,47	3,13	1,28	0,12	5,3
Sur	1,24	0,45	2,8	1,2	0,14	7,4
Sauce	1,28	0,47	3,12	1,28	0,47	3,12
Potrero	0,94	0,25	2,51	0,82	0,094	5,1
Cisnes	1	0,33	2,8	0,97	0,04	4,6
Pan de Azúcar	0,67	0,15	1,75	1	0,15	1,75

De igual forma que con el parámetro DBO_5 y el PT, no se encontraron datos de NT para el período nuevo en la página de DINAMA, por lo que se mantuvieron los resultados del período.

En las demás estaciones, exceptuando Pan de Azúcar, se puede observar que la media se mantiene del mismo orden mientras que los valores mínimos se encuentran por debajo de los mínimos anteriores y los valores máximos por encima. Los valores de la estación Pan de Azúcar son prácticamente iguales, con un débil aumento en la media.

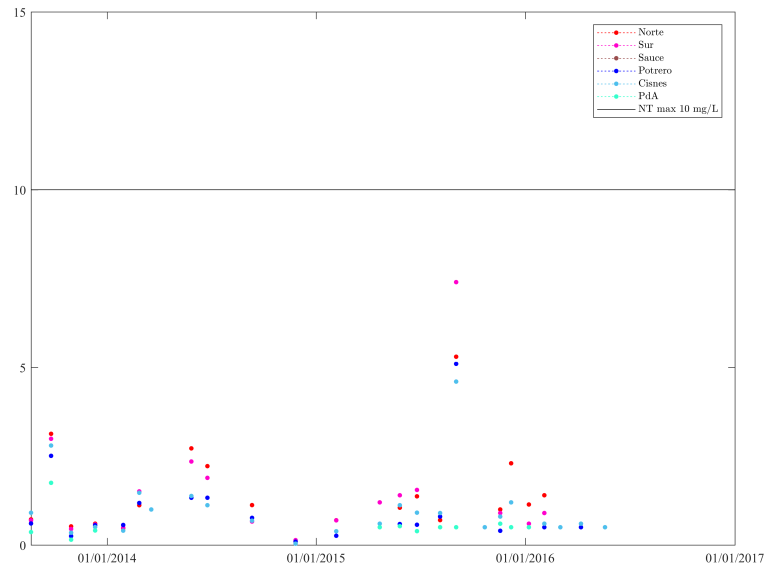


Figura 22: Nitrogeno Total (mg/L)

En la Figura 22 se presenta la evolución temporal del nitrógeno total obtenido de DINAMA (2019) junto con el valor máximo límite del Decreto 253 (1979): 10 mg/L. Se observa que el NT se encuentra siempre por debajo del límite de 10 mg/L, cumpliendo con el Decreto 253 (1979) para cuerpo de agua de Clase 1.

3.5.1.7. Turbidez

Los valores de Turbidez se encuentran en la Tabla 12.

Tabla 12: Turbidez (NTU)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	20,3	4,55	30,5	19,42	2,42	44
Sur	18,24	3,46	31,8	18,69	2,6	34,5
Sauce	12,26	4,51	28,3	11,33	4,3	16,4
Potrero	11,44	3,94	36,2	9,01	1,61	36,2
Cisne	12,41	2,25	31,3	12,83	3,24	31,3
Pan de Azucar	7,43	2,48	12,2	5,47	0	16,1

Los resultados de turbidez media muestran un comportamiento similar en ambos periodos. La estación Norte es la que presenta mayores niveles de turbidez, seguida de la estación Sur, luego Cisne, Sauce, Potrero, y finalmente Pan de Azúcar es la de menor turbidez. La diferencia de turbidez media entre Norte y Pan de Azúcar es de 14 NTU.

Comparando el periodo extendido con el anterior, en general los valores de turbidez mínima

disminuyen, con excepción de Cisne. Sin embargo, no es tan marcado el aumento o disminución en turbidez máxima. La estación Norte, Sur y Pan de Azúcar aumentan (la primera más significativamente que las otras), pero Potrero y Cisne mantienen, y Sauce disminuye en casi un 50 %.

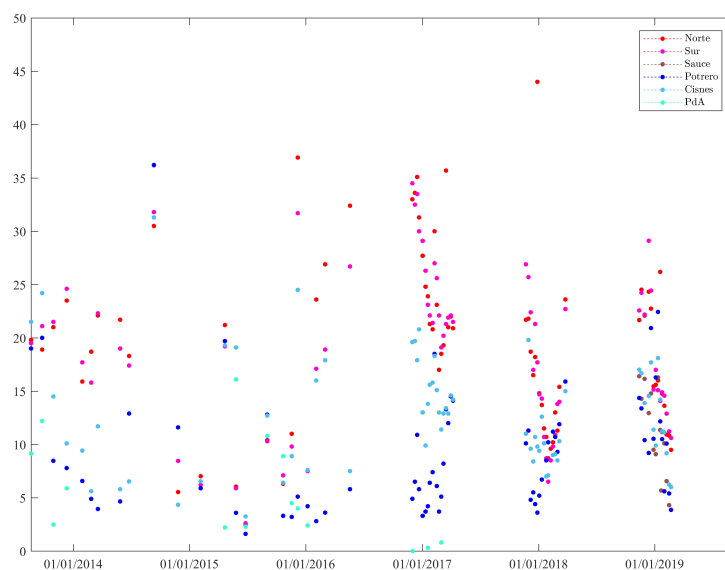


Figura 23: Datos de Turbidez (NTU) de DINAMA.

En la Figura 23 se observan la evolución temporal de turbidez. No se destaca una tendencia general de cada estación, pero sí se puede observar que las estaciones Norte, Sur y Sauce presentan en general mayores valores de turbidez que Potrero, Cisne y Pan de Azúcar.

3.5.1.8. Temperatura

En la Tabla 13 se indican los resultados de media, valor mínimo y máximo obtenidos del proyecto anterior y los datos obtenidos desde el 21/08/2013 hasta el 10/09/2019.

Tabla 13: Temperatura (°C)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	17,3	10,4	24,9	23,13	14	27,83
Sur	17,2	11,4	24,9	23,18	14,1	28,39
Sauce	17,3	11	24,9	23,52	20,48	27,4
Potrero	17,4	10,5	24,4	23,4	13,8	28,57
Cisne	17,7	11,4	25,7	23,42	14,2	28,7
Pan de Azúcar	16,4	11,9	22,9	20,2	13,1	26,18

En la Tabla 13 se observa un incoherencia de resultados dado que se obtienen valores de

temperatura mínima en el periodo extendido mayores que las temperaturas mínimas del periodo anterior. Además, las nuevas temperaturas medias y máximas son mayores a las anteriores, las primeras de forma más significativa lo cual es extraño.

Analizando los datos con mayor detenimiento, se observa que los datos de temperatura de DINAMA (2019) fueron obtenidos en campañas realizadas solamente en época estival, presentando un sesgo importante en la temperatura. Solamente se tienen datos de meses no estivales para el año 2015 (ver Figura 24).



Figura 24: Gráfico de barras con la media mensual de Temperatura ($^{\circ}\text{C}$).

3.5.1.9. Sólidos suspendidos totales

Los resultados de las mediciones de sólidos suspendidos totales (SST) se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14: SST (mg/L)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	12,65	2	38	11,29	2	38
Sur	13,15	3	44,4	11,79	1	44,4
Sauce	10,2	2	24	10,2	2	24
Potrero	12,94	2,6	29,5	7,22	1	16
Cisne	8,59	1,83	24	7,56	1	19,8
Pan de Azúcar	4	4	4	11,8	1	46

De forma similar a los parámetros DBO_5 , PT y NT, no fue posible obtener valores de sólidos

suspendidos totales en la estación Sauce, por lo que se indican los del período anterior.

Las estaciones Norte, Sur y Cisne se mantienen en casi las mismas condiciones. Sin embargo, la concentración de SST en la estación Potrero disminuye a casi la mitad todos sus valores respecto al período anterior. En dicho caso incluso se reduce a casi la mitad el valor de SST máximo, lo cual es una vez más una incoherencia. En la estación Cisne ocurre lo mismo con el valor máximo obtenido.

La explicación de las incoherencias en este caso parece deberse a que los datos provienen de fuentes diferentes. Por ende, la periodicidad y época de muestreo puede variar ampliamente como sucede en el caso de la Temperatura donde los datos obtenidos de OSE son solamente de época estival.

Sin embargo, a diferencia de los valores de Temperatura obtenidos de OSE, los cuales presentaban un sesgo importante debido a que se trataban de valores de campañas exclusivamente estivales, las mediciones de SST de DINAMA se distribuyen a lo largo de todo el año (ver Figura 25).

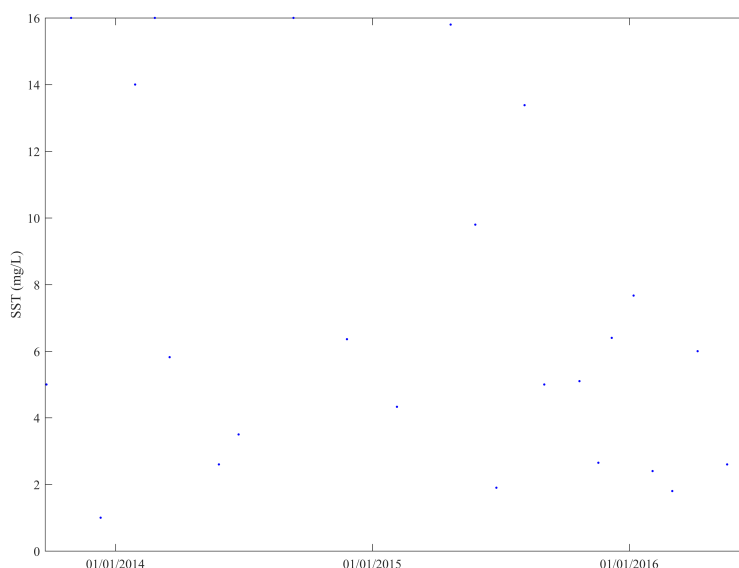


Figura 25: Mediciones de SST de DINAMA en Potrero.

En el caso de la estación Pan de Azúcar, en el período anterior solo había resultado de un día de medición, por lo que la media, la mínima y la máxima eran iguales. Dicho valor sería considerado bajo respecto a los valores nuevos.

3.5.1.10. Conductividad

Los datos de conductividad presentaron resultados indicados en la Tabla 15.

Tabla 15: Conductividad ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	203,7	109	497	154,92	101	497
Sur	165,5	119	336	145,25	103	261
Sauce	178,4	118	268	115,9	71,2	147,2
Potrero	186,5	85	321	177,16	85	253
Cisne	179,9	94	338	155,83	82,71	239
Pan de Azúcar	238,75	192	335	268,6	163	416

Cabe destacar que en la estación Sauce, al igual que en Sur, Potrero y Cisne, se observa que el valor máximo anterior es superior al máximo valor del periodo extendido. Esto se trata de una incoherencia, ya que el periodo extendido incluye el anterior.

Como se observa en la Figura 26, las mediciones de Conductividad en las estaciones Sur, Potrero y Cisnes se realizan en todo el año hasta mediados del año 2016, y a partir del 2017 las campañas de medición son estivales, desde Diciembre a Abril. En el caso de la estación Sauce, las mediciones obtenidas de DINAMA (2019) son solamente desde Diciembre 2018 a Abril 2019. Al igual que las mediciones de Temperatura de OSE, la incoherencia puede deberse al sesgo debido a que las mediciones son en su mayoría en época estival.

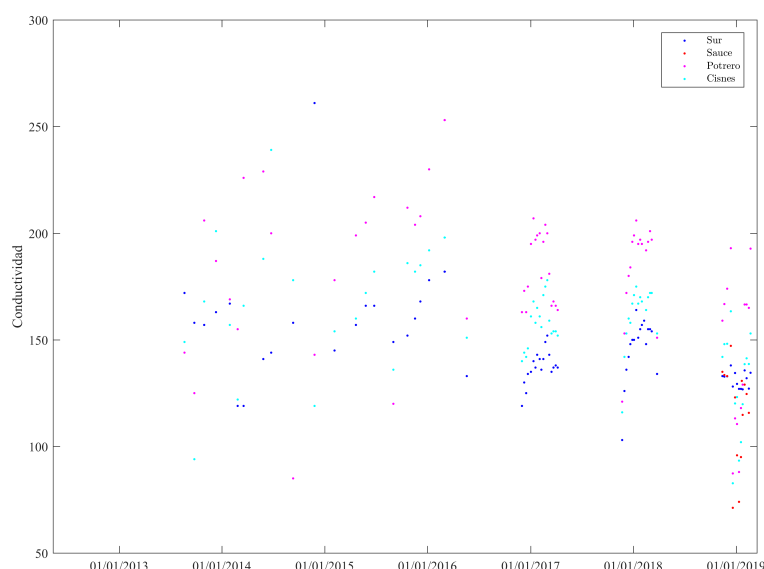


Figura 26: Mediciones de Conductividad en Sur, Sauce, Potrero y Cisnes.

En la estación Sauce, todos los valores decrecen respecto al periodo anterior.

Por otro lado, se observa que más allá de que los valores mínimos no varíen drásticamente, las medias del periodo extendido son siempre menores que las anteriores, con excepción de la estación

Pan de Azúcar que presenta un leve aumento.

3.5.1.11. Profundidad de Disco Secchi

Los resultados de profundidad de Disco Secchi se encuentran en la Tabla 16.

Tabla 16: Secchi (cm)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	70	50	105	69,93	45	90
Sur	70	50	100	70,86	50	90
Sauce	104	50	205	85,21	45	190
Potrero	120	50	240	84,43	45	120
Cisnes	110	50	210	79,07	45	108
Pan de Azúcar	100	50	120	100	50	120

Al igual que con el parámetro Conductividad, se observan incoherencias ya que las máximas del periodo anterior son mayores a las máximas del periodo extendido. Esto se debe a que las mediciones obtenidas de Profundidad de Disco Secchi de DINAMA (2019) son solamente desde Diciembre de 2018 a Abril de 2019.

No se encontraron datos en el nuevo periodo para la estación Pan de Azúcar, por lo que se mantuvieron los anteriores.

En el resto de las estaciones, los valores mínimos encontrados son muy similares al periodo anterior, pero en general la media y el valor máximo son menores. Los valores de Disco Secchi máximos obtenidos en la estación Potrero y Cisnes disminuyen en casi un %50.

3.5.1.12. Clorofila A

Los datos de Clorofila A que se indican en la Tabla 17 son los obtenidos de Hernández y Juanena (2017) para el periodo del 21/08/2013 al 11/03/2015, los obtenidos de DINAMA (2019) para el periodo de 21/08/2013 hasta el 10/09/2019, y los proporcionados por OSE para el periodo desde 30/12/2015 hasta el 31/01/2018. En el proyecto de Hernández y Juanena (2017) únicamente tenían un valor de Clorofila A medido el 21/08/2013, por lo que no se indica valor mínimo ni máximo.

Tabla 17: Clorofila A ($\mu\text{g/L}$)

	21/08/2013 - 11/03/2015			21/08/2013 - 10/09/2019			30/12/2015 - 31/01/2018		
	Media	Min	Max	Media	Min	Max	Media	Min	Max
Norte	26,7	-	-	6,24	0,09	13,23	8,04	0,69	33,36
Sur	22,17	-	-	6,14	0,5	14,2	8,15	1,1	28,94
Sauce	8,13	-	-	6,22	0,5	10,66	5,06	0,85	21,5
Potrero	7,9	-	-	7,83	1,21	18,4	8,14	1,23	19,45
Cisne	5,73	-	-	6,24	1,23	18	6,16	0,73	18,73
Pan de Azúcar	2,47	-	-	3,77	3	5,2	5,82	4,5	6,55

En la Figura 27 se realizó un gráfico para observar la evolución temporal de la Clorofila A. Se observa que con la excepción de la estación Norte y Sur en enero de 2016, y de Potrero en enero

de 2017, el resto se encuentran en una media de 5 $\mu\text{g/L}$ y por debajo del promedio del periodo analizado en el proyecto de Hernández y Juanena (2017).

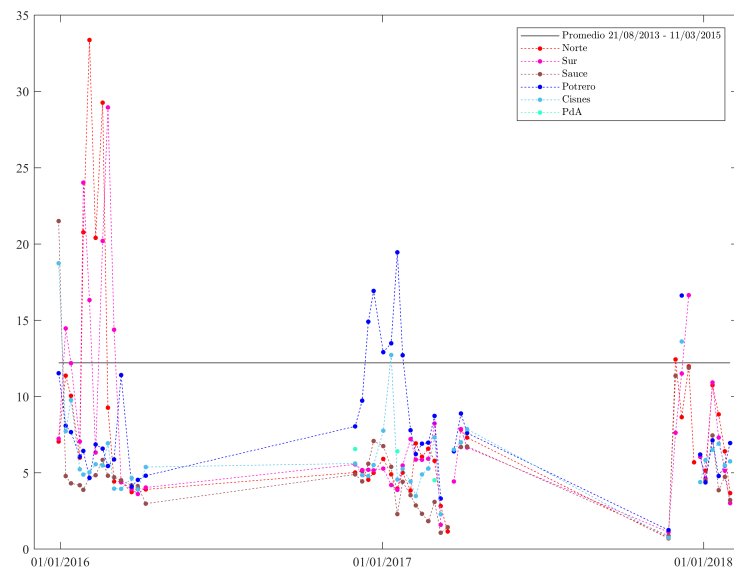


Figura 27: Evolución temporal del parámetro Clorofila A proporcionado por OSE.

En la Figura 28 se determinó la media mensual con los datos obtenidos de las seis estaciones de estudio.

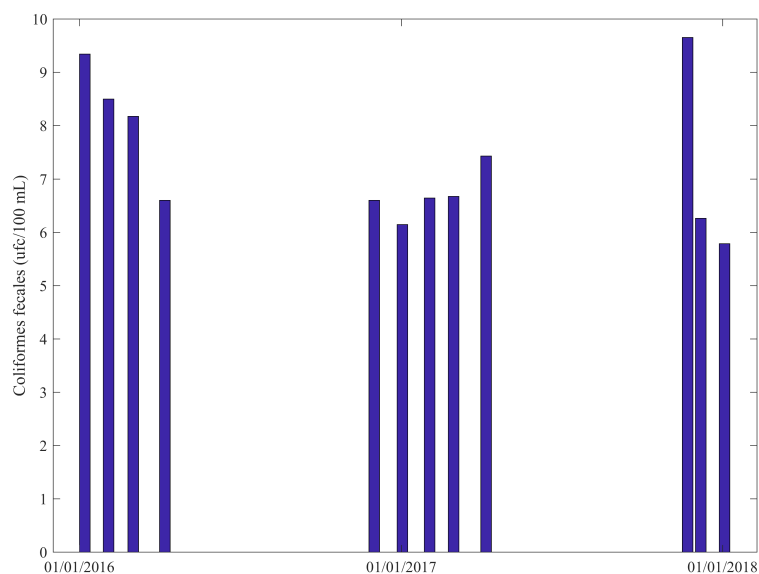


Figura 28: Gráfico de barras de la media mensual de Clorofila A proporcionado por OSE.

3.5.2. Parámetros hidrobiológicos

No fue posible hasta la fecha actualizar los parámetros hidrobiológicos por lo que se muestran a continuación los registrados en el proyecto anterior (Hernández y Juanena, 2017).

3.5.2.1. Fitoplancton

Tabla 18: Fitoplancton (org/mL)

	21/08/2013 - 11/03/2015		
	Media	Min	Max
Norte	65,46	0,76	382
Sur	38,92	1,08	219
Sauce	13,39	0,36	55,4
Potrero	10,14	0,6	40,8
Cisne	4,75	0,64	10,04
Pan de Azúcar	2,9	1,04	6,68

3.5.2.2. Zooplancton

Tabla 19: Zooplancton (org/mL)

	21/08/2013 - 11/03/2015		
	Media	Min	Max
Norte	123,4	14,4	298
Sur	111,68	8,12	547
Sauce	84,05	9,4	334
Potrero	159,42	5,45	1116
Cisne	130,23	8,12	659
Pan de Azúcar	15,1	2,4	38

3.5.2.3. Picoplancton

De acuerdo con Hernández y Juanena (2017), se detectó la presencia de picoplancton en todas las estaciones el 30/10/2013, y además los días 11/12/2013 y 29/01/2014 en las estaciones Norte, Sur, Sauce, Cisnes y Potrero.

3.5.2.4. Cianobacterias

Tabla 20: Cianobacterias (org/mL)

	21/08/2013 - 11/03/2015		
	Media	Min	Max
Norte	4,16	-	20,1
Sur	1,48	-	4,6
Sauce	0,34	-	1,12
Potrero	2,5	-	13,9
Cisne	1,35	-	5,72
Pan de Azúcar	-	-	-

3.5.2.5. Partículas inorgánicas y toxinas

Según Hernández y Juanena (2017), se detectaron partículas inorgánicas el 29/01/2014 en las estaciones Norte, Sur, Sauce, Cisnes y Potrero.

En cuanto a toxinas, no se detectó presencia de las mismas en ninguna estación.

3.6. Actualización de Indicadores de Estado Trófico (IET)

A continuación se presentan los resultados de índice de estado trófico para Fósforo Total, Clorofila A y también Disco Secchi con la formulación de CETESB (2017) junto con los resultados de índice de estado trófico del proyecto Hernández y Juanena (2017).

3.6.1. Fósforo Total con clasificación CETESB

Los datos utilizados en esta sección para calcular el IET_{PT} fueron recolectados de DINAMA (2019). No se encontraron nuevos datos de Fósforo Total en la estación Sauce, por lo que solo se presentan los resultados del proyecto anterior (Hernández y Juanena, 2017). En las Tablas 2 y 3 presentadas en el Anexo A se indica el día, resultado de IET_{PT} y clasificación en cada estación.

En la Figura 29 se presentan los resultados del cálculo de IET_{PT} en cada estación. Se aplicó una media móvil para observar la evolución general.

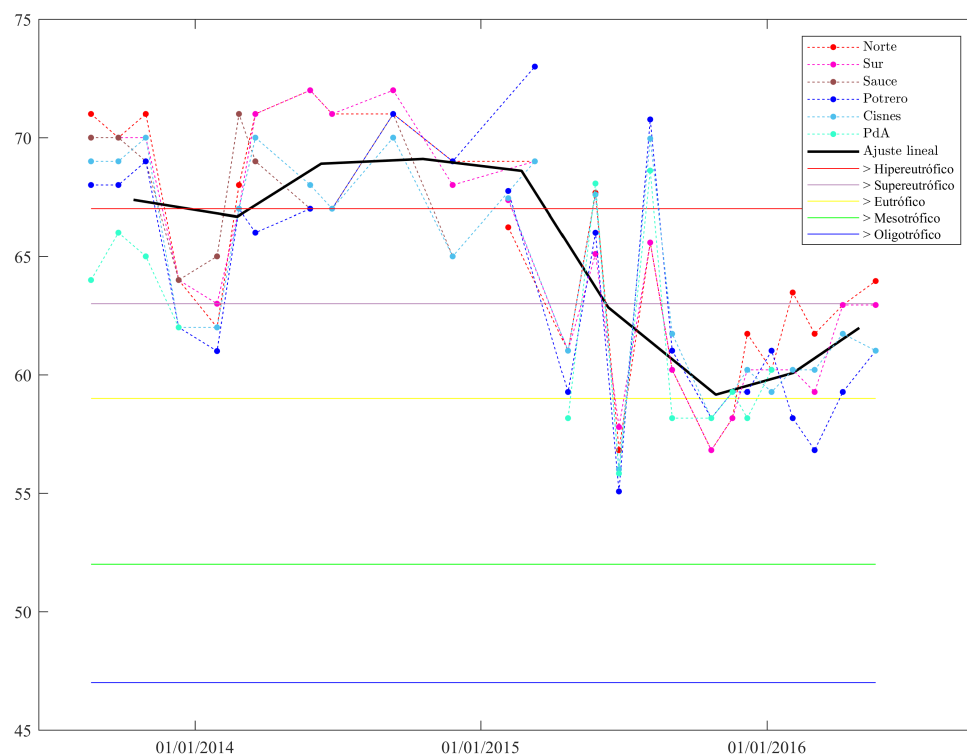


Figura 29: Evolución temporal del Índice de Estado Trófico calculado con Fósforo total.

En el gráfico de la Figura 29 se indican las franjas de estado trófico de acuerdo a CESTSB previamente indicadas en la Figura 6. Se puede observar que a grandes rasgos, para todo el periodo de datos la calificación estado trófico de la laguna fue de Mesotrófico en adelante. Se observa que hasta el año 2015, la laguna sería calificada como Eutrófica e incluso Hipereutrófica. Sin embargo, en el año 2015 se observa una caída importante llegando al 2016 con una laguna en estado Mesotrófico. Observando el comportamiento de la laguna hasta mayo del año 2016, que es la fecha hasta la cual se obtuvieron datos, parecería existir una tendencia hacia un empeoramiento del estado trófico. No obstante, no se tienen datos suficientes como para comprobar que efectivamente ocurra un empeoramiento y un retroceso a un estado Hipereutrófico.

3.6.2. Clorofila A con clasificación CETESB

Los datos de Clorofila A disponibles de la página de DINAMA (2019) consisten en mediciones realizadas en la época de verano desde diciembre a abril en los años 2017, 2018 y 2019. Además se cuenta con datos de Clorofila A provistos por OSE, datos también obtenidos en campañas realizadas

en la época de verano. Por lo tanto, la determinación del estado trófico de la laguna a partir del parámetro Clorofila A realizado a continuación es válido solamente para la época estival.

En las Tablas 4 y 5 del Anexo A se indica el día, resultado de IET_{CL} y clasificación en cada estación.

En la Figura 30 se realizó un gráfico para evaluar la evolución temporal en cada estación.

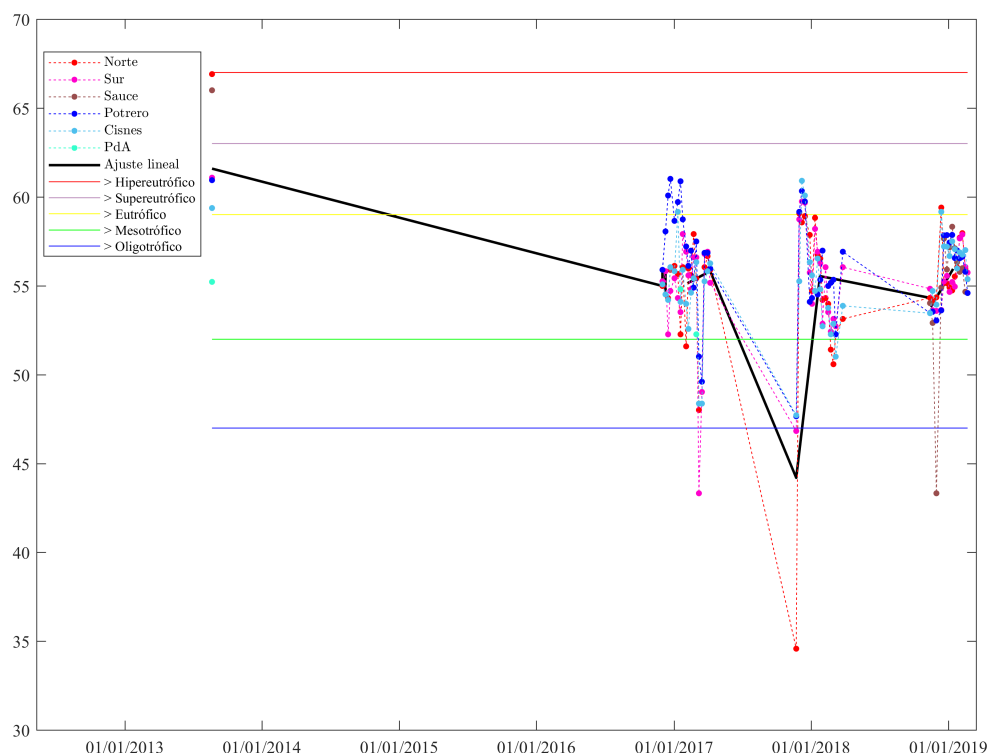


Figura 30: Evolución temporal del Índice de Estado Trófico calculado con Clorofila A.

El único dato del periodo estudiado en el proyecto anterior fue el dato del día 21/08/2013. A partir de este dato, la conclusión fue que la laguna se encontraba en un estado Eutrófico o Supertrófico, ya que el IET_{CL} medio de las estaciones de estudio se encontraba por encima de los 60. Sin embargo, a la luz de los nuevos datos obtenidos de DINAMA (2019), se observa que en el valor máximo de IET_{CL} fue de 61 indicando un estado Eutrófico en la estación Potrero y el valor mínimo fue de 35 indicando un estado Ultraoligotrófico en la estación Norte. La media de todas las estaciones fue de 55 indicando un estado general estival Mesotrófico.

En la Figura 30 se puede observar que en los últimos años el estado trófico de la laguna según la Clorofila A se posiciona variando mensualmente desde un estado Oligotrófico hasta Eutrófico.

3.6.3. Disco Secchi con clasificación CETESB

En las Tablas 6 y 7 del del Anexo A se indica el día, valor de Disco Secchi y clasificación de estado trófico en cada estación. Se destaca la falta de datos de la estación Pan de Azúcar.

En el gráfico de la Figura 31 se muestra la evolución temporal del parámetro Disco Secchi proporcionado tanto por OSE como DINAMA (2019), junto con los valores indicados en el proyecto de Hernández y Juanena (2017).

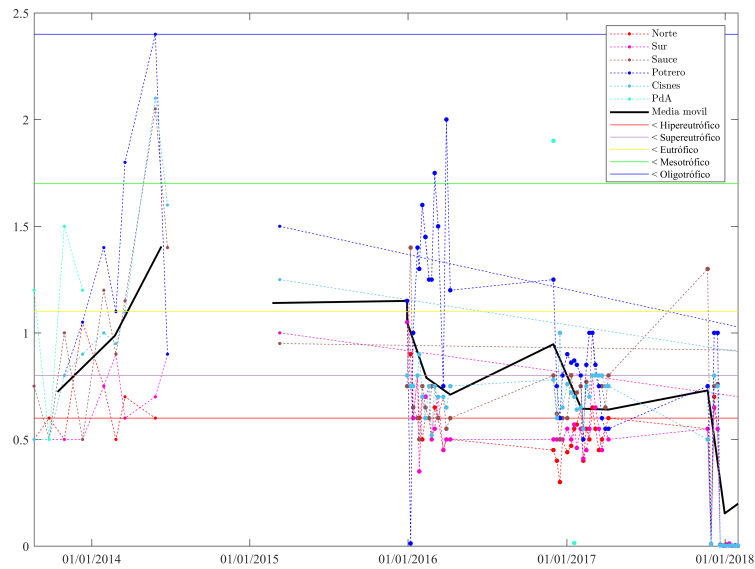


Figura 31: Evolución de Disco Secchi.

En la Figura 31 se observa un decaimiento del parámetro, especialmente a partir de enero de 2017, obteniendo una clasificación de Supereutrófico e incluso Hipereutrófico.

3.6.4. IET con CETESB

En el gráfico de la Figura 32 se indican los valores de Índice de Estado Trófico calculados con la formulación propuesta por CETESB (2017). En la Figura 32 se observa que el valor de IET calculado en el proyecto de Hernández y Juanena (2017) para el 21 agosto de 2013 se encuentra muy por encima de los calculados recientemente. Esta variación se observa también para los IET_{PT} y IET_{CL} . Se observa una clara disminución del estado trófico lo cual es coherente con la disminución a la mitad de concentración de PT. (ver Figura 21).

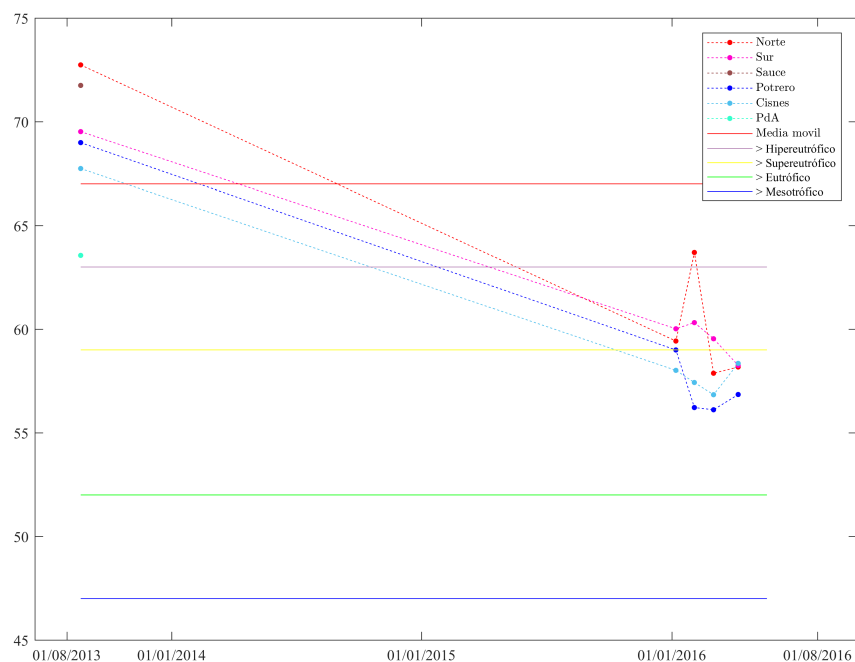


Figura 32: Índice de estado trófico calculado con formulación de CETESB.

Se concluye que la Laguna del Sauce presenta un estado trófico Eutrófico.

3.7. Actualización de Indicador de Calidad de Agua (IQA)

En la Tabla 21 se indica el Índice de Calidad de Agua presentado en el proyecto de Hernández y Juanena (2017).

Para poder calcular el IQA es necesario contar con información de todos los parámetros. En caso de faltar alguno no es posible determinar el índice.

En la Tabla 22 se indican los resultados de IQA utilizando datos de DINAMA (2019) para DBO₅, pH, Temperatura, Turbidez, Sólidos suspendidos totales, Fósforo total y Nitrógeno total, mientras que el Oxígeno disuelto como porcentaje del Oxígeno disuelto de saturación se obtuvo de monitoreos de OSE, que fueron realizados desde el 30/12/2015 hasta el 31/01/2018. No fue posible obtener datos del parámetro Coliformes fecales en las estaciones de estudio, por lo que fue estimado como se explico anteriormente como un valor medio a partir de mediciones en la toma de la planta potabilizadora.

Fecha	IQA					
	Norte	Sur	Sauce	Potrero	Cisne	Pan de Azúcar
21/08/2013	69	68	63	69	68	70
25/09/2013	61	61	60	60	61	61
30/10/2013	64	65	59	68	67	63
11/12/2013	69	69	65	74	73	72
29/01/2014	63	62	53	60	58	65
26/02/2014	58	59	56	61	58	65
19/03/2014	61	58	55	66	62	65
28/05/2014	65	64	66	73	68	65
25/06/2014	63	67	61	66	60	65
11/09/2014	56	62	57	53	55	65
26/11/2014	59	61	59	60	59	65
05/02/2015	52	56	56	60	53	65
11/03/2015	60	59	61	60	62	65

Tabla 21: Tabla con IQA de Hernández y Juanena (2017).

Fecha	IQA					
	Norte	Sur	Sauce	Potrero	Cisne	Pan de Azúcar
07/01/2016	91	93	NaN	78	91	NaN
03/02/2016	82	85	NaN	90	91	NaN
02/03/2016	87	91	NaN	93	89	NaN

Tabla 22: Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA y OSE.

Debido a la escasez de datos sinópticos de DINAMA y OSE, se decidió utilizar un estimativo del porcentaje de Oxígeno disuelto de saturación con el fin de obtener mayor cantidad de resultados de índice de calidad. En la Tabla 6 se indican las medias de OD_{sat} de las seis estaciones de estudio. La estación Pan de Azúcar presenta un valor anómalo respecto al resto por lo que fue descartado al momento de calcular el estimativo. La media de las medias del resto de las estaciones fue de 79 %. En la Tabla 23 se presenta el resultado de índice de calidad de agua utilizando datos de DINAMA (2019) para DBO_5 , pH, Temperatura, Turbidez, Sólidos suspendidos totales, Fósforo total y Nitrógeno total, mientras que para el OD_{sat} se utilizó el valor estimado de 79 %.

Fecha	IQA					
	Norte	Sur	Sauce	Potrero	Cisne	Pan de Azúcar
05/02/2015	87	85	NaN	90	89	91
22/04/2015	81	77	NaN	81	86	86
27/05/2015	88	87	NaN	82	85	90
26/06/2015	89	87	NaN	92	89	90
02/09/2015	84	83	NaN	84	84	90
22/10/2015	90	88	NaN	79	90	91
18/11/2015	85	85	NaN	88	88	NaN
07/01/2016	88	89	NaN	90	90	NaN
03/02/2016	78	81	NaN	90	88	NaN
02/03/2016	87	88	NaN	91	88	NaN
19/05/2016	86	87	NaN	90	90	NaN

Tabla 23: Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA.

En la Figura 33 se realizó un gráfico de evolución de IQA en el tiempo.

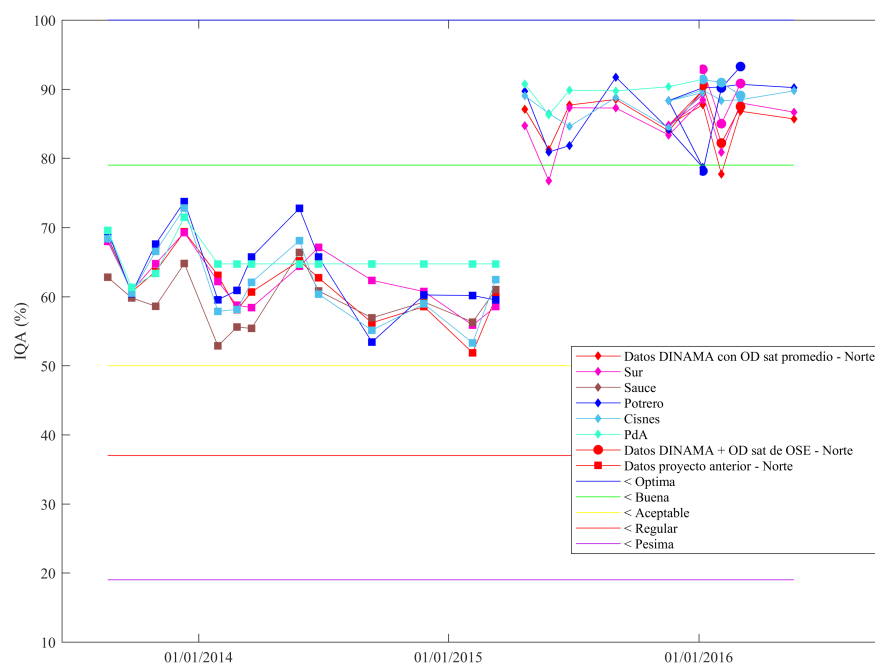


Figura 33: Índice de Calidad de Agua.

En la Figura 33 se advierte que hasta el año 2015 pareciera que la calidad de agua de la Laguna del Sauce empeorara a un ritmo lento pero manteniéndose en clasificación Buena. Sin embargo, con los nuevos datos parece que la calidad del agua mejora llegando incluso a una clasificación de

calidad de agua Óptima.

3.8. Conclusiones

Recapitulando los resultados, en la Tabla 24 se observan las clasificaciones obtenidas para el índice de estado trófico (IET). En la Tabla 24 se indica claramente que, aunque previamente se destaca una mejora en cuanto al estado trófico de la laguna, de todas formas lo esperado a partir de las mediciones de diferentes parámetros es que la laguna presente una condición de Eutroficación, incluso Hipereutroficación.

Tabla 24: Tabla de resultados de IET

IET_{PT}	Eutrofico - Supertrófico
IET_{CL}	Mesotrófico
IET_{Secchi}	Eutrófico - Hipereutrófico
IET	Eutrófico - Supereutrófico

Por otro lado, el índice de calidad de agua para consumo humano sitúa a la laguna en una condición de buena o incluso óptima. Se observa una mejora en la calidad del agua bruta respecto a la presentada hasta el año 2015.

A partir del estudio de las variables empleadas para el cálculo del índice de calidad de agua, se podría atribuir la mejora de la calidad al descenso de concentración de fósforo total en la laguna. En cuanto a las causales de dicho descenso, se consideró la posibilidad de que ocurriesen eventos de precipitación alta y por lo tanto la concentración disminuya. Sin embargo, como se observa en la Figura 34, no ocurren eventos fuertes de precipitación al momento del descenso de concentración de PT. Por lo contrario, el pico de fósforo total de la Figura 34 ocurre cuando se presenta un evento de gran precipitación luego de una sequía, lo cual puede explicar dicho pico de PT debido a arrastre por escurrimiento.

Por lo tanto, se atribuye la mejora de la calidad al Plan de Acción descrito en la sección 2.4.1.

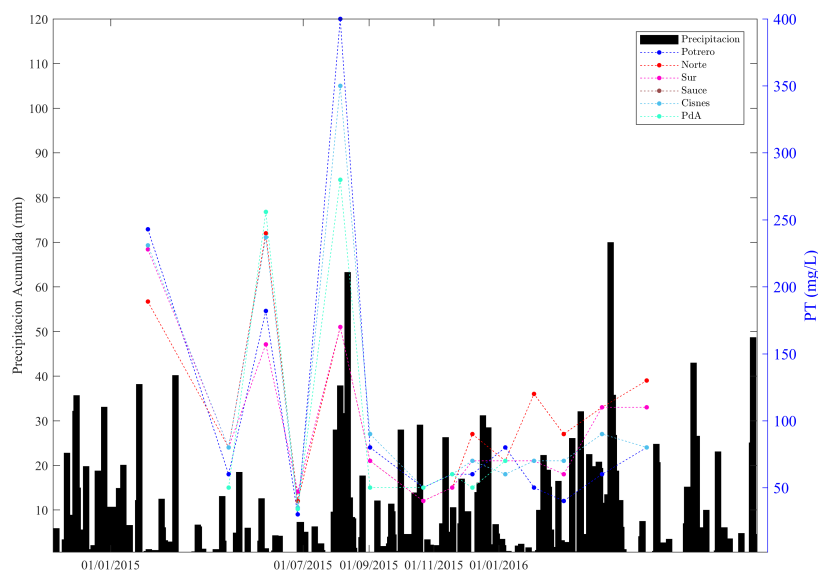


Figura 34: Gráfico de evolución de precipitación y concentración de PT.

La determinación de la precipitación en la Laguna del Sauce se realizó a partir de datos de precipitación de Montevideo obtenidos de la Intendencia de Montevideo y de INIA en las estaciones: Las Brujas, Salto Grande, Tacuarembó, La Estanzuela y Treinta y Tres (INIA, 2019).

Se debe destacar que el estudio sería más provechoso si se pudiese evaluar la evolución de los parámetros hidrobiológicos, lo que no se pudo realizar debido a falta de datos.

3.9. Correcciones

El estudio de calidad de agua finaliza con la conclusión de que ocurrió una mejora de la calidad de agua especialmente debida a la disminución del fósforo total. Sin embargo, posteriormente se detectó una diferencia en la metodología de cálculo del IQA realizado por Hernández y Juanena (2017) y el realizado en este proyecto. Por lo tanto los resultados de índice de calidad de agua (IQA) no son comparables con los presentados por Hernández y Juanena (2017).

De todas formas, el resultado del estudio del estado de calidad de agua es correcto aún con las estimaciones realizadas y no cambia la conclusión de que el agua de la Laguna del Sauce no sólo es apta para consumo humano con tratamiento convencional, sino que se trata de un agua con calidad buena o incluso óptima.

4. Usina de Laguna del Sauce

Desde el año 2000, la Usina de Laguna del Sauce cuenta con capacidad para tratar un máximo de 7.000 m³/h, siendo la demanda invernal de 2.200 m³/h y en verano ha llegado a 4.500 m³/h.

En verano, la Planta Potabilizadora opera de forma continua, mientras que, en invierno, suele frenar su producción de 18 a 23 horas, evitando así la mayor parte del horario de punta, reduciendo los costos asociados al consumo eléctrico.

El sistema de potabilización corresponde a un tratamiento convencional con flotación por aire disuelto. Las etapas que componen el proceso convencional de la Usina son: toma de agua bruta, adsorción con CAP, coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, filtración rápida y desinfección.

En relación a las etapas de floculación, flotación y filtración la planta cuenta con dos sectores simétricos (Norte y Sur), los cuales a su vez se dividen en otros dos (Oeste y Este). Por lo tanto, para estas etapas del tratamiento, se tienen en total cuatro trenes de tratamiento.

En la ilustración de la Figura 35 se presenta el diagrama de la Planta Potabilizadora actual:

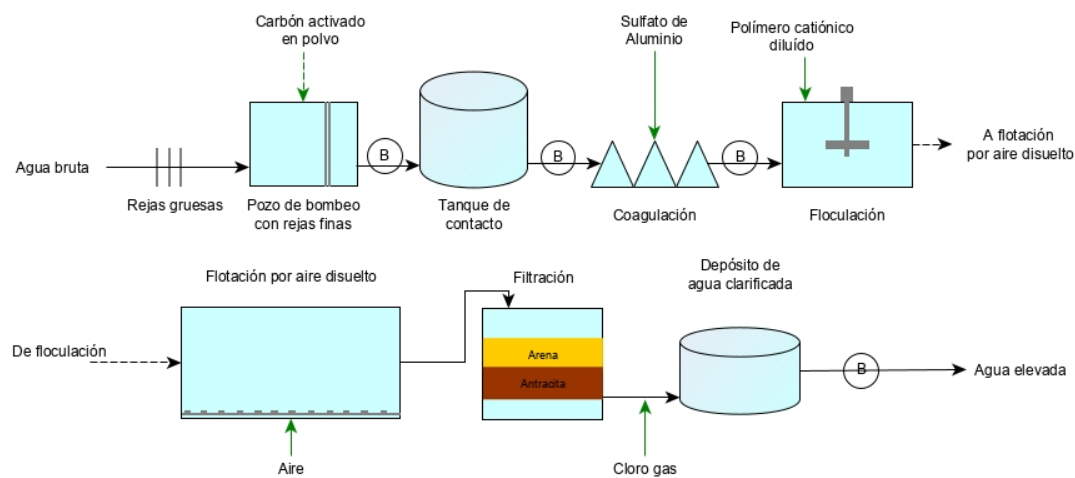


Figura 35: Diagrama de Planta Potabilizadora actual.

4.1. Obra de toma

La toma de agua bruta se materializa mediante un ducto que se adentra 170 m en la laguna, con una criba en el extremo para evitar arrastre de sólidos groseros. Ese ducto se conecta con un pozo de bombeo, que presenta una reja fina en la entrada. El pozo se divide en dos compartimientos simétricos, y cada uno tiene 2 succiones de bombas de pozo seco, desde donde se impulsa el agua bruta hacia la Planta Potabilizadora.



Figura 36: Obra de toma.

4.2. Adsorción con carbón activado en polvo

A raíz del evento ocurrido entre marzo y abril del 2015, como medida inmediata, OSE comenzó a dosificar carbón activado en el agua bruta, mediante un sistema de dosificación manual. La aplicación se realiza directamente en el pozo de bombeo.

Asimismo, se incorporó al tratamiento un tanque, de 500 m³, cuya función es aumentar el tiempo de contacto con el carbón activado granular, mejorando así la eficiencia.



Figura 37: Tanque de contacto para CAP.

El carbón activado en polvo se dosifica directamente en el pozo de bombeo, y desde allí se impulsa el agua junto al carbón hacia el tanque de contacto.

Cabe destacar que el uso carbón activado es esporádico, en los casos que se detectan cianobacterias o cianotóxicas en el agua bruta. Este último verano ha sido utilizado únicamente durante dos semanas, y de forma preventiva. A pesar de esto, el tanque forma parte del circuito de tratamiento, puesto que por ser de fibra de vidrio, debe permanecer con agua por motivos estructurales.

4.3. Coagulación

Esta etapa comienza con el agregado de un coagulante, sulfato de aluminio diluido, mediante bomba dosificadora. Este producto químico llega a la planta líquido, transportado por camiones cisterna y se almacenan en tanques. Antes de cada agregado, se realiza la dilución en piletas desde donde se ubica la succión de las bombas dosificadoras.

El objetivo de esta etapa es la desestabilización de los coloides, que consisten en sólidos suspendidos que, debido a su pequeño tamaño y peso específico, no pueden sedimentar por si solos y como presentan idéntica carga negativa se repelen, no pudiendo agruparse en partículas mayores.

La función del coagulante es neutralizar la carga negativa de estas partículas, permitiendo que se agrupen y formen sólidos de mayor tamaño que puedan sedimentar.

La eficacia en esta etapa es fundamental para asegurar una correcta remoción de los sólidos suspendidos.

Puesto que el sulfato de aluminio reacciona y se disocia a alta velocidad, es necesario distribuirlo homogéneamente en el agua y asegurar condiciones de mezcla rápida para obtener una buena eficiencia en la coagulación. Para ello, se aplica uniformemente en una cámara donde descarga el agua bruta, e inmediatamente pasa por unos vertederos donde se asegura una alta velocidad y turbulencia.



Figura 38: Coagulación.

4.4. Floculación

Esta etapa ocurre inmediatamente luego de la anterior, con el objetivo de propiciar el contacto entre las partículas para que se agrupen y su separación sea más sencilla. Para favorecer la aglomeración de sólidos suspendidos, se adiciona un floculante, polímero catiónico.

El floculante se recibe en polvo y su preparación con agua se realiza en una pileta, desde donde succionan las bombas dosificadoras.

La Usina cuenta con 4 líneas de floculación mecánica, una por cada tren de tratamiento, con 7 cámaras cada una.



Figura 39: Floculación.

4.5. Flotación por aire disuelto

En esta etapa se realiza la separación de los flóculos formados en las etapas anteriores. La separación puede realizarse por sedimentación o, como sucede en esta planta, mediante flotación con aire disuelto. Esta unidad propicia el contacto entre burbujas de aire y los flóculos. Las primeras, se adhieren a las partículas suspendidas, arrastrándolas hasta la superficie, donde son removidas mediante barredores de superficie.

El lodo generado en esta unidad es descargado hacia un pozo, desde donde se bombea hasta el deshidratador de lodos.

La corriente de agua saturada en aire utilizada en la flotación por aire disuelto se prepara en un recinto, donde se encuentran compresores que inyectan aire en un tanque con agua clarificada hasta alcanzar la saturación. Luego, se presuriza el agua y se eleva hasta la entrada de la unidad, donde se despresuriza, generando las burbujas mencionadas.

La Usina cuenta con un total de 8 unidades de flotación, 2 por cada tren de tratamiento.

Originalmente se optó por esta solución debido a la presencia de algas en la laguna ya que, debido a la baja densidad de estos microorganismos, el método más eficiente de separación es la flotación.



Figura 40: Unidad de flotación por aire disuelto.

4.6. Filtración rápida descendente

Una vez realizada la remoción de los sólidos mediante la flotación, la siguiente etapa consiste en el pasaje del agua por filtros de doble manto, arena y antracita, donde se remueven la gran mayoría de sólidos suspendidos remanentes.

La planta cuenta con un total de 16 filtros de 110 m² cada uno, 4 por cada tren de tratamiento.

La filtración es la última etapa de remoción física de la Usina, por lo que su objetivo principal es remover la mayor cantidad posible de coloides, flóculos y sólidos suspendidos, así como de bacterias, virus y otros microorganismos. Esta etapa es fundamental para asegurar una buena calidad del agua tratada, puesto que se buscan remover contaminantes que sean resistentes o que al realizar la desinfección liberen contaminantes.



Figura 41: Filtro de doble manto.

4.7. Desinfección

Consiste en la última etapa de tratamiento previo a elevar el agua tratada a la red de distribución. El objetivo de esta etapa es inactivar o destruir los patógenos que hayan atravesado todas las fases anteriores y que puedan llegar a presentar un peligro para la salud de los consumidores.

El desinfectante elegido para esta planta es cloro gas, ya que además de ser muy efectivo en la inactivación de los patógenos, genera un desinfectante residual, y controla el olor y el sabor en el agua tratada.

La aplicación se realiza en el depósito de agua filtrada, desde donde se impulsa el agua hacia una serie de depósitos en la sierra ballena de grandes dimensiones que favorecen el contacto con el desinfectante. Desde estos depósitos se distribuye el agua a toda la zona abastecida.

4.8. Mejoras en la Planta Potabilizadora

Debido al aumento de floraciones algales y el impacto que ha tenido sobre el suministro de agua potable a la población de Maldonado y la opinión pública, OSE ha analizado nuevas mejoras para el tratamiento, de forma de asegurar la calidad y controlar eventos de metabolitos que provoquen olor y sabor, entre otras cosas.

Como medida a corto plazo, OSE estudió mejoras en el tratamiento para la eliminación de

cianobacterias y, sobre todo, de las toxinas generadas por ellas.

Recientemente, OSE licitó la construcción de mejoras en su planta potabilizadora de Laguna del Sauce, y ya se comenzaron las obras para estas adecuaciones.

Las mejoras en la planta consisten en la incorporación de un sistema de interozonización. El sistema previsto permitirá controlar si se aplica ozono y en qué dosis, según las condiciones del agua bruta.

A su vez, y siendo la mejora principal en el tratamiento, se prevé la puesta en operación para mediados de 2020, de 8 filtros biológicos de doble capa de arena y carbón activado granular, de tasa y nivel constantes. Estas nuevas unidades consistirán en la filtración principal de la Usina, dejando los filtros actuales como postcontactores en caso de ser necesario.

Si bien el principal uso que tiene el carbón activado es la capacidad de adsorción, lo cual será el fenómeno dominante al principio de la puesta en operación, el foco principal de esta unidad es su funcionamiento como unidades biológicas, lo cual se verá acentuado por la acción de la ozonización previa.

Asimismo, en el caso de no alcanzar la remoción de los metabolitos por debajo del umbral de percepción, se realizará una segunda fase de mejora mediante la construcción de una etapa de preozonización, antes del ingreso del agua al tratamiento convencional. Al igual que sucede con la interozonización, se podrá omitir esta etapa.

5. Oxidación con ozono

La oxidación es un método muy utilizado en el tratamiento de las aguas, cuya función es aumentar la biodegradabilidad de la materia orgánica, facilitando su remoción.

Además, este proceso controla el crecimiento bacteriano en las instalaciones, favorece la precipitación de metales, mejora la eficiencia en la coagulación y sedimentación. Asimismo, la oxidación ayuda a combatir el olor, color y sabor en las aguas.

Existen varios métodos de oxidación, tales como oxígeno, permanganato de potasio, cloro y sus distintas formas, entre otros, aunque en este informe se estudiará particularmente la oxidación con ozono.

El ozono es un oxidante fuerte en forma de gas que por su inestabilidad debe producirse in situ.

Este método de oxidación es muy eficiente, aunque su uso se encuentra acotado por el costo que conlleva su generación y aplicación. En el último tiempo, se ha aumentado su empleo debido a la capacidad de reducción del sabor y olor en el agua potable, ya que forma radicales hidroxilos que reaccionan con los metabolitos MIB y Geosmina.

Es capaz de oxidar la materia orgánica, generando compuestos más simples y por tanto más fáciles de biodegradar, así como la fracción inorgánica, como hierro y manganeso, formando compuestos que pueden ser removidos físicamente. Además, tiene fuerte capacidad de reacción y eliminación de microcontaminantes orgánicos, reduciendo los olores y sabores en el agua, mediante oxidación y ruptura de fenoles, pesticidas, colorantes, etc. y favorece la oxidación de sustancias húmicas, reduciendo la formación de THMs.

Además, aumenta la concentración de oxígeno y combinado con carbón activado favorece sus propiedades adsorbentes así como el crecimiento de la biomasa adherido a su superficie.

Su vida media en el agua a pH neutro y temperatura de 20°C es entre 20 – 30 min.

5.0.1. Generación de ozono

El ozono puede generarse mediante un generador de ozono, que consiste en “descargas eléctricas silenciosas”, a través del pasaje de oxígeno en forma gaseosa por dos electrodos a los que se le aplica una corriente de alto voltaje, separados por un dieléctrico (generalmente vidrio) y un hueco de descargas. Mediante la aplicación de un voltaje en los electrodos, se da el pasaje de electrones a través del hueco de descargas, suministrando la energía necesaria para disociar las moléculas de oxígeno, formando el ozono.

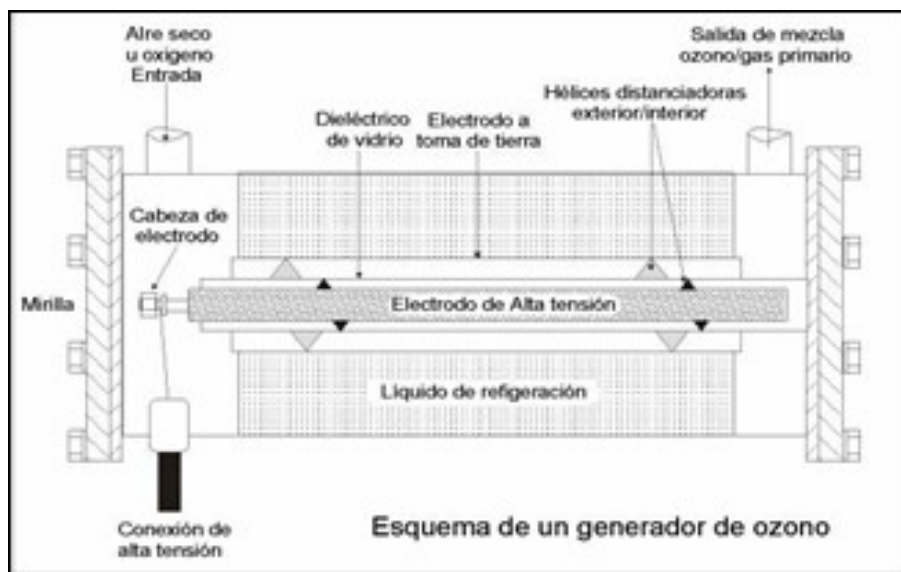


Figura 42: Unidad de generación de ozono.

La producción de ozono puede realizarse a partir del aire, de oxígeno líquido puro o de oxígeno generado in situ mediante adsorción por cambio de presión (sistema PSA). Si se parte de aire, se obtiene una concentración de salida de ozono entre 1 y 4% de la cantidad de aire utilizada, mientras que si se utiliza oxígeno como insumo, se obtiene entre el 4 y 12 % del oxígeno utilizado.

5.0.2. Ventajas y desventajas

Ventajas

Las principales ventajas de la oxidación con ozono son:

- Producción continua a partir de aire u oxígeno
- Alto poder oxidante.
- Reduce carbono orgánico total, color, olor y turbidez del agua.
- Oxida hierro, manganeso y sulfuro.
- Requiere tiempo de contacto bajo.
- No altera pH del agua.
- Mejora la coagulación.
- En ausencia de bromo no produce trihalometanos y elimina los precursores de éstos.
- Es más efectivo que cloro, cloraminas y dióxido de cloro para la inactivación de virus.

Desventajas

A continuación se resumen las principales desventajas del uso de ozono como oxidante:

- Es altamente corrosivo y tóxico.

-
- Mayor inversión, tanto en equipamiento como en operación (por alto consumo de energía eléctrica), más allá de utilizarse en menores dosis que otros oxidantes.
 - Debe ser generado in situ por su gran inestabilidad.
 - No genera residuales, por lo que no sustituye la desinfección con cloro.
 - Para la adecuada eliminación de carbono orgánico biodegradable debe complementarse con filtros biológicos.

5.0.3. Utilización en potabilización

El ozono actúa sobre las sustancias orgánicas naturales precursoras de trihalometales, como los ácidos húmicos, fúlvicos y tánicos, rompiendo los enlaces dobles entre átomos, disminuyendo el color y eliminando los precursores.

Las reacciones de este oxidante fuerte se producen mediante dos mecanismos:

- Reacciones directas que atacan los enlaces dobles entre átomos de carbono y algunos grupos funcionales.
- Reacciones indirectas debido a la acción de radicales hidroxilos ($\text{OH}\cdot$) que se originan en la descomposición del ozono en el agua y tiene mayor poder oxidante que el ozono mismo.

En la potabilización del agua, puede aplicarse el ozono en diferentes etapas del proceso, con distintos beneficios: preozonización, interozonización o postozonización.

A efectos de este proyecto, se estudiarán únicamente las dos primeras.

5.0.3.1. Preozonización

La preozonización consiste en la aplicación de ozono en el agua bruta, previo a los procesos convencionales de tratamiento.

De esta forma se realiza una primera desinfección en la que se puede eliminar el hierro y manganeso, reducir la formación de trihalometanos, mejorar la eficiencia de la coagulación y sedimentación.

5.0.3.2. Interozonización

La interozonización consiste en la aplicación de ozono al agua luego de haber pasado por los procesos de coagulación, floculación y flotación por aire disuelto (o sedimentación).

La aplicación en este punto del tratamiento, promueve la eliminación de la materia orgánica y metabolitos en una etapa biológica posterior, dado que aumenta la biodegradabilidad de la materia orgánica, aumentando la actividad biológica.

Por lo tanto, esta etapa favorece la remoción de metabolitos causantes de olor y sabor en una etapa posterior como la filtración biológica.

6. Filtración Biológica

La filtración biológica consiste en un proceso de filtración a través de un medio granular fijo, en el que la remoción de contaminantes es llevada a cabo por una comunidad de microorganismos que se acumulan en la superficie del medio formando un biofilm. Este tipo de tratamiento permite la degradación de diversos contaminantes, en particular de carbono orgánico disuelto (COD), carbono orgánico asimilable (COA), toxinas liberadas por cianobacterias, responsables de presencia de sabor y olor en el agua como son Geosmina y MIB, entre otros. A su vez, la filtración biológica disminuye la formación de subproductos de desinfección y el crecimiento de bacterias en el sistema de distribución de agua potable.

Los microorganismos utilizan materia orgánica biodegradable como fuente de energía y carbono a través de reacciones de oxidación y reducción (reacciones químicas en las que ocurren transferencias de electrones entre los compuestos, modificando sus estados de oxidación). Se da un flujo espontáneo de electrones entre las diferentes especies, dando lugar a una generación de energía que es aprovechada por los microorganismos presentes en el filtro para su mantenimiento y crecimiento. De esta forma, los microorganismos metabolizan a los contaminantes, obteniendo energía para su crecimiento y desarrollo.

Existen dos tipos de filtros que implican procesos biológicos de remoción; los filtros lentos de gravedad y los filtros rápidos biológicos de gravedad. Estos últimos son filtros rápidos de estructura similar a los filtros rápidos convencionales con la diferencia que no requieren lavados rutinarios con cloro, de forma de permitir el desarrollo de microorganismos en el interior del manto.

Los filtros biológicos rápidos y filtros lentos tienen estructuras similares, pero la diferencia radica en que las tasas en los filtros lentos son significativamente inferiores que en los filtros rápidos, entre un 50 % y 100 %. Los filtros biológicos rápidos son utilizados generalmente como parte de un tratamiento, mientras que los lentos, suelen usarse de forma independiente. Estos últimos son útiles cuando se dispone de menos recursos para realizar mantenimiento. Requieren grandes extensiones, y por sus tasas bajas no son útiles para tratar caudales grandes. El lavado de filtros depende de la calidad del agua, pudiendo ser necesario cada varias semanas o varios meses, permitiendo el desarrollo de un biofilm (Schmutzdecke) en la superficie del manto. La capa biológica da lugar al desarrollo de actividad biológica en el filtro, que, en conjunto con mecanismos físicos y químicos permiten la remoción de contaminantes.

Los filtros rápidos son incorporados como una etapa en un tratamiento de potabilización del agua. El tamaño de poros es mayor en este tipo de filtros, por lo que se admiten tasas de filtración mayores. Se hace necesario realizar limpiezas de forma más frecuente porque el lecho se obstruye con mayor facilidad. En caso de no aplicar cloro en el lavado de filtro de forma rutinaria es posible que se desarrolle en el manto un biofilm y que por lo tanto ocurra degradación biológica de los contaminantes, dando lugar a lo que es conocido como un filtro biológico activo. Este tipo de mecanismo de filtración biológica es el eje del desarrollo de este Proyecto.

6.1. Medio del Biofiltro: Carbón Activado Granular (CAG)

Es importante conocer el tipo de medio utilizado en el filtro biológico ya que éste condiciona la eficiencia de remoción obtenida en el mismo. Las características del material definirán la adherencia tanto de los diferentes contaminantes como de la biomasa al manto.

El carbón activado es un material de elevada porosidad y superficie específica, lo que explica su comportamiento adsorbente y por lo tanto su buen desempeño en el tratamiento de aguas.

De acuerdo con Clements (2002), el carbón activado se utiliza en diferentes plantas de potabilización como mecanismo de remoción de cloro, turbidez, compuestos orgánicos disueltos, olor, sabor y contaminantes orgánicos sintético. El carbón activado granular representa una buena alternativa para la etapa de filtración en el tratamiento de potabilización de agua ya que, además de permitir la remoción de algas, bacterias, virus, protozoarios y otros microorganismos por mecanismos de filtración convencionales, aporta una superficie con gran capacidad de adsorción, en la que quedan retenidos también metabolitos responsables de generación de olor y sabor en el agua como son MIB y Geosmina.

El uso de carbón activado como parte del tratamiento de potabilización de agua cada vez es más frecuente, principalmente en países desarrollados. En países subdesarrollados, en general, el carbón activado no forma parte del tratamiento convencional, sino que se utiliza en casos que se presentan problemáticas de olor y sabor en el agua tratada.

Al permitir el desarrollo de biomasa dentro del lecho del filtro de carbón activado, ocurren dos procesos distintos de remoción de contaminantes. En primer lugar, se da un proceso de adsorción de los contaminantes al medio granular. A la vez que los contaminantes comienzan a ser adsorbidos al manto del filtro, ocurre la colonización del medio por parte de microorganismos y la posterior aclimatación de los mismos a los sustratos presentes en el agua afluente. La adsorción deja de ser el principal mecanismo de remoción, siendo sustituido por procesos de remoción biológica.

El carbón activado tiene una estructura denominada tridispersa (Clements, 2002) dado que presenta tres diferentes tamaños de poros: macro (de tamaño mayor a 50 nm), micro (de tamaño menor a 2 nm) y meso poros. En el caso de tratamiento de agua, los microporos son de relevancia ya que las partículas a remover son de ese tamaño.

El CAG puede ser seleccionado a partir de varias especificaciones: origen, capacidad de adsorción y diferentes propiedades físicas.

La obtención del CAG se basa en la carbonización y activación de materiales orgánicos, tales como hullas, lignitos y turbas (Sevilla, 2010). Además, puede originarse en base a carbón bituminoso, madera, cáscara de coco, y otros.

La adsorción ocurre cuando moléculas de compuestos presentes en el agua son atraídas y retenidas por los átomos de la superficie del carbón, a partir de fuerzas de atracción de Van Der Waals. Se trata de un fenómeno de superficie, por lo que cuanto mayor área superficial mayor el poder absorbente del carbón.

Como el carbón activado presenta una estructura porosa, puede llegar a tener un área superficial de hasta 1500 metros cuadrados por gramo, por lo que se trata de un medio óptimo para la adsorción.

Previo a su activación, el carbón muestra un área superficial de 3 a 4 metros cuadrados por gramo si se muele con finura. El proceso de activación consiste en una conversión a una estructura porosa, logrando multiplicar el área superficial (Sevilla, 2010).

De acuerdo con Sevilla (2010), el carbón activado tiene una naturaleza apolar y por lo tanto retiene en general moléculas apolares y de alto volumen molecular como hidrocarburos, fenoles y colorantes, pero no suele retener sustancias como nitrógeno y oxígeno no.

De acuerdo con Clements (2002), cuanto más denso sea el material más fuerte será y soportará mejor los retrolavados frecuentes. El carbón activado en base a carbón bituminoso es más denso que aquellos en base a lignita.

Estudiando la distribución de las partículas es necesario definir ciertos conceptos: el tamaño efectivo de una distribución de partículas, el coeficiente de uniformidad y la clasificación de grilla. A partir de un ensayo granulométrico con tamices descendentes, se define el tamaño efectivo como el tamaño del tamiz que es capaz de retener el 90 % del material tamizado. El coeficiente de uniformidad se obtiene como el cociente entre el tamaño efectivo y el tamaño del tamiz que es capaz de retener el 40 % del material tamizado.

Al momento de indicar la granulometría del carbón activado a adquirir, el mismo se clasifica a partir del tamaño del tamiz que pasa completamente y el tamaño del tamiz que retiene completamente el carbón. Es decir, un CAG de grilla 12 x 40 (1,70 mm x 0,425 mm) indica un CAG que pasa completamente a través de un tamiz 12 pero es retenido completamente por un tamiz 40. El CAG de grilla 12 x 40 es el estándar, ya que es el que más se aproxima a una arena (Clements, 2002). Existen otros tipos de grillas para CAG en el mercado, tales como 8 x 30 (2,36 mm x 0,60 mm), 8 x 16 (2,36 mm x 1,18 mm) y 8 x 20 (2,36 mm x 0,85 mm).

Los CAG de grilla 8 x 30, presentan mayor granulometría que el estándar, lo que conlleva a reducir la pérdida de carga a través del mismo. Este objetivo es de gran utilidad para plantas de filtración directa. Sin embargo, cuanto más fino el material mayor la tasa de adsorción y por ende mayor la remoción.

A partir de lo anterior, para el caso de filtración con carbón activado en planta potabilizadora con procedimiento previo convencional, se priorizará la capacidad de adsorción sobre la pérdida de carga, por lo que será más utilitario un carbón de tipo 12 x 30.

A continuación se indican ciertas especificaciones encontradas en bibliografía (Clements (2002), Sevilla (2010)) para ser consideradas al momento de seleccionar el carbón a adquirir:

- Densidad aparente: entre 425 y 500 kg/m^3 .
- Contenido de humedad: mínimo entre 2 %.
- Dureza: mínimo 95 %, incluso se sugiere 99 %.
- Contenido de ceniza: entre 5 y 15 %.
- Número de abrasión: mayor o igual a 75.

La dureza y el número de abrasión indican que se necesita un material resistente, especialmente en plantas donde se utilizará el carbón en un filtro biológico ya que deberá ser retrolavado frecuentemente.

Una vez más el carbón activado en base a carbón bituminoso es el más adecuado ya que presenta gran resistencia a la abrasión.

6.2. Mecanismos de Remoción

En un filtro biológico se presentan dos tipos de mecanismos de remoción en función de las concentraciones de los contaminantes y de los requerimientos energéticos de los microorganismos. Se tienen por un lado sustratos primarios y por otro, sustratos secundarios. Los sustratos primarios son aquellos que se encuentran en concentraciones superiores a la concentración mínima para que sea posible el mantenimiento y crecimiento del biofilm. La metabolización de estos contaminantes genera aporte de energía para el crecimiento y mantenimiento de los microorganismos.

A diferencia de los anteriores, los sustratos secundarios, si bien son metabolizados no aportan al crecimiento del biofilm, sino que, por el contrario, requieren del aporte de energía por parte de

los sustratos primarios para satisfacer los requerimientos energéticos de la fauna de microbios para que sea posible la metabolización.

La concentración de sustratos primarios y secundarios debe alcanzar un balance para lograr remociones óptimas. Si se tienen concentraciones muy altas de sustratos secundarios en relación a los primarios decrecerá la eficiencia de degradación por no lograrse satisfacer los requerimientos energéticos de los microorganismos. En estos casos será necesario el aporte por parte de una fuente externa de carbono para permitir el crecimiento y mantenimiento del biofilm.

6.3. Caracterización de la Biomasa de un Filtro

Es fundamental para lograr un buen funcionamiento del biofiltro, y por lo tanto eficiencias de remoción adecuadas, alcanzar un correcto desarrollo de la biomasa. Para caracterizar el estado de la biomasa en un filtro se debe considerar su concentración y distribución dentro del mismo.

La concentración refiere a la cantidad de biomasa e indica el nivel de colonización de un filtro. Si bien la cantidad de biomasa es una variable fundamental a la hora de evaluar el buen funcionamiento de un biofiltro, no está directamente relacionada con la capacidad de metabolización y la eficiencia de remoción. La concentración de la biomasa en el filtro depende de las características del medio y no está directamente relacionada con la concentración del contaminante ya que normalmente éste suele ser metabolizado como sustrato secundario.

Por otro lado, es importante conocer las características de la biomasa y su distribución, debido a que el tipo y la concentración de microorganismos presentes varía en función de la posición del biofiltro y consecuentemente el tipo de contaminante que es metabolizado también. En las zonas que presentan mayor cantidad de carbono orgánico y oxígeno disuelto, como son las capas más externas del biofiltro, la concentración de biomasa suele ser superior que en capas más profundas, donde las concentraciones de sustrato son menores. Para el caso particular de un filtro de flujo descendente, en las capas superiores del mismo se concentrará la mayor parte de la biomasa, e irá decreciendo a medida que aumenta la profundidad del lecho. En zonas donde las concentraciones de OD y carbono orgánico son mayores predominan los microorganismos heterótrofos aerobios, mientras que, a medida que aumenta la profundidad del lecho y estas concentraciones se hacen menores, las condiciones pasan a ser favorables para los microorganismos nitrificantes anaerobios.

El hecho de que se presenten en un mismo filtro distintos tipos de microorganismos da lugar a una degradación cooperativa, que puede desarrollarse de dos formas. La degradación como *metabolismos asociados* implica que algunos de los microorganismos se alimenten de metabolitos provenientes de la degradación realizada por otros. En este caso, debe existir al menos un microorganismo capaz de iniciar la degradación del contaminante por sí solo. La segunda forma de degradación cooperativa es denominada *degradación por complementación de deficiencias metabólicas* y se da cuando existe dependencia entre los diferentes microorganismos para proveer los nutrientes esenciales para el crecimiento.

Conocer la distribución de la biomasa en el espesor del filtro adquiere particular importancia en los casos en que los microorganismos funcionan de manera conjunta, es decir, cuando determinados microorganismo dependen de los subproductos de otros microorganismos para metabolizar los contaminantes.

6.4. Parámetros de la Filtración Biológica

Para lograr el correcto funcionamiento del proceso de biofiltración debe ser posible el desarrollo y posterior estabilización de la comunidad de microorganismos, en este sentido el proceso de

biofiltración queda fuertemente determinado por una serie de parámetros. A continuación se desarrollan por un lado, los parámetros que son propios del agua afluente y por otro, los parámetros de operación del proceso.

6.4.1. Parámetros de Calidad del Agua

6.4.1.1. pH

Los cambios en el pH que se presentan normalmente en el ambiente o durante el tratamiento de potabilización, no suelen generar problemas en el desarrollo de la biomasa ni disminuir las eficiencias de remoción. Cada comunidad microbiana tiene un rango de pH aceptable, que en general oscila entre 6 y 9. Sin embargo, los diferentes valores del pH del agua afluente determinan el tipo de microorganismos que se desarrollan en el biofiltro. (Dickenson y cols. (2018))

6.4.1.2. Temperatura

Cada comunidad microbiana tiene un rango preferente de temperatura para su correcto desempeño. El rango de temperatura óptimo para las bacterias responsables de la degradación de MIB, Geosmina y microcistina se encuentra entre los 11 $^{\circ}\text{C}$ y 30 $^{\circ}\text{C}$. La temperatura es un factor de gran importancia en el desarrollo de la comunidad microbiana y por lo tanto en la remoción de contaminantes. El crecimiento de la biomasa se ve limitado tanto para temperaturas bajas como para altas temperaturas. (Dickenson y cols. (2018))

6.4.1.3. Nutrientes: Nitrógeno y fósforo

Las proporciones ideales de carbono, nitrógeno y fósforo se encuentran en el entorno de 100:10:1, siendo el nutriente que se encuentre por debajo de esa proporción el limitante en el crecimiento de la biomasa. (Dickenson y cols. (2018))

Si bien el nitrógeno es un nutriente fundamental para el crecimiento de la biomasa, su presencia en exceso puede limitar la degradación de los micro-contaminantes más resistentes. A menores concentraciones de nitrógeno estos contaminantes son degradados ya que cumplen la función de fuente de nitrógeno.

La relación C/N es importante ya que define las eficiencias de remoción, así como la distribución de microorganismos en el biofiltro. Para valores de C/N menores a 4 las bacterias predominantes en el filtro son las nitrificantes, mientras que cuando esta relación es superior a 4 el filtro se divide en dos zonas. En la mitad superior del filtro se encuentran los microorganismos heterótrofos, responsables de la degradación del carbono orgánico, mientras que en la mitad inferior del filtro se desarrollan las bacterias nitrificantes, responsables de la degradación del amonio. (Dickenson y cols. (2018))

En general, de los tres nutrientes mencionados el fósforo suele ser el más limitante. Si se aplica la etapa de biofiltración a continuación del tratamiento convencional, es muy probable que la proporción de fósforo sea inferior a la deseada ya que un gran porcentaje de este nutriente es removido mediante los procesos convencionales. En estos casos, puede ser necesaria la adición de fósforo como PO_4^{3-} , lo que además resulta beneficioso al reducir la producción de sustancias poliméricas de alto peso molecular, asociadas con efectos negativos en el proceso de filtración (aumenta la pérdida de carga y genera dificultades en el lavado de los filtros).

Existen otros nutrientes que son requeridos en menores concentraciones que los anteriores pero que también pueden interferir en el proceso de biofiltración, independientemente de que se cuente con las proporciones adecuadas de carbono, nitrógeno y fósforo.

6.4.1.4. Oxígeno Disuelto

El oxígeno disuelto en el agua da lugar a la presencia de organismos heterótrofos aerobios. La falta de oxígeno disuelto limita el crecimiento de la biomasa ya que genera competencia entre microorganismos heterótrofos y autótrofos nitrificantes.

La presencia de OD está vinculada al potencial redox. El oxígeno presenta un alto potencial de reducción por lo que suele ser un buen agente oxidante en reacciones químicas.

6.4.2. Parámetros Operativos

6.4.2.1. EBCT

El parámetro EBCT (*Empty Bed Contact Time* o *Tiempo de contacto de lecho vacío*) representa el tiempo que el agua está en contacto con el medio. Es función del volumen del medio y del caudal a través del mismo.

$$EBCT = \frac{V}{Q} \quad (11)$$

En base a recomendaciones de Brown y cols. (2015) se tiene que el valor de EBCT recomendado varía entre tres y veinte minutos.

6.4.2.2. Tasa de filtración

La tasa de filtración se calcula dividiendo el caudal entre el área de la superficie total de los filtros.

$$TF = \frac{Q}{A} \quad (12)$$

La tasa de filtración recomendada dependerá de la calidad del agua afluente, el tipo de manto filtrante, su material y granulometría, profundidad y estado, el sistema de control de filtración y la geometría del filtro. En base a Arboleda Valencia y cols. (2000) se conoce que este parámetro varía entre 5 y 10 m/h.

6.5. Operación y Funcionamiento de los Biofiltros

6.5.1. Período de Aclimatación

Se define como período de aclimatación al período que tiene lugar desde que el filtro se pone en operación hasta que se alcanza la estabilidad de la biomasa. La biomasa generalmente presenta el siguiente desarrollo; al comienzo presenta un período de estancamiento, que es continuado por un período de crecimiento acelerado y finalmente se da un crecimiento lento hasta alcanzar la estabilidad (Dickenson y cols., 2018). Es deseable que el período de aclimatación sea breve, de manera que se alcance un buen funcionamiento del filtro en el menor tiempo posible. La capacidad de los microorganismos de aclimatarsen depende de la calidad del agua afluente y de los nutrientes presentes, así como de las características del filtro. El período de aclimatación se divide en dos partes, la colonización por parte de los microorganismos, es decir, la proliferación y adhesión de los mismos en el medio y posteriormente la adaptación de éstos a las concentraciones de contaminantes presentes.

La colonización del medio puede ocurrir de manera natural por la llegada y posterior proliferación de microorganismos o puede realizarse inoculación de comunidades de microorganismos. El tiempo de colonización dependerá del tipo de medio del filtro y de la ubicación dentro del mismo. Los microorganismos serán capaces de proliferar y ocupar más fácilmente un medio más rugoso que uno liso. En este sentido, es más favorable para la colonización de los microorganismos un filtro de carbón activado granular que un filtro de arena. En cuanto al desarrollo de la biomasa en función de la posición del filtro, se tendrá un mayor crecimiento y por lo tanto una más pronta estabilización en zonas superiores que en zonas centrales e inferiores del filtro.

La segunda etapa de la aclimatación es la adaptación de la biomasa a los diferentes contaminantes. Las enzimas responsables de la degradación de contaminantes específicos que se presenten en concentraciones bajas generalmente no existen inicialmente dentro de la comunidad microbiana, por lo que requieren un período de exposición previa a los mismos antes de lograr la función de metabolización y por tanto, antes de obtenerse resultados de remoción.

Para evaluar el desarrollo del período de aclimatación se consideran cuatro posibles escenarios en relación a la remoción de un contaminante observados generalmente;

- a) Recalcitrante (No se observa remoción)
- b) Aumento de remoción
- c) Estado de remoción estacionario
- d) Decaimiento en la remoción

Cuando se alcanza el estado de remoción estacionario (estado c) implica que ya se alcanzó la aclimatación de la comunidad microbiana al contaminante, mientras que un estado de crecimiento de la remoción (estado b) indica que la biomasa aún se encuentra dentro del periodo de aclimatación. Por otro lado, el estado recalcitrante (estado a) puede indicar que el tiempo aún no fue suficiente para que inicie la actividad metabólica de la biomasa, mientras que un escenario de decaimiento en la remoción (estado d) puede dar indicios de algún problema de funcionamiento de los filtros, como ser por ejemplo la inhibición de la biomasa por presencia de sustancias tóxicas.

El periodo de aclimatación ocurre de manera más rápida cuando los microorganismos son expuestos previamente al contaminante, esto puede resultar importante para la degradación de algunas toxinas liberadas por cianobacterias.

6.5.2. Retrolavado de los Filtros

El lavado de un filtro es necesario para el funcionamiento adecuado del mismo, debe ser realizado de forma periódica para recuperar la capacidad de remoción de contaminantes. El lavado se realiza cuando se presenta una de las siguientes situaciones: se alcanza un valor determinado de pérdida de carga, la calidad del agua efluente no es adecuada o se cumple un determinado tiempo preestablecido.

El lavado de un biofiltro debe permitir remover el material obstruido en los poros del lecho sin remover grandes cantidades de biomasa, necesaria para iniciar la nueva carrera de filtración. En este sentido, realizar lavados rutinarios con agua clorada no es aconsejable ya que inactiva a los microorganismos presentes en el filtro. Sin embargo, el uso de cloro para el lavado del filtro resulta necesario en ocasiones para controlar el crecimiento excesivo de la biomasa.

El lavado del filtro implica la inserción de un flujo a contracorriente, de manera tal que se da la expansión del manto filtrante para permitir la evacuación de las partículas que quedaron retenidas

en el medio durante la filtración. Por otro lado, se debe asegurar que la expansión no sea excesiva y genere pérdidas del manto junto al agua de lavado. Con el objetivo de evitar las pérdidas, deberá preverse un margen suficiente sobre la altura del manto expandido hasta la canaleta de recolección de agua de lavado, así como tasas de velocidad de lavado que no sean excesivas.

La tasa de lavado recomendada depende de tres factores; el tamaño de las partículas del medio de carbón activado, la temperatura del agua y al área de filtración. A continuación se detalla cómo afecta cada uno de estos factores en la tasa de lavado del filtro y su expansión.

- **Tamaño de las partículas:** Un manto con partículas de menor tamaño requerirá menores tasas que un manto de partículas grandes para obtener el mismo valor de expansión.

En la Figura 43 se comparan dos mantos de carbón activado, con diferentes granulometrías. Se observa que para el manto de carbón activado de malla 10x30 se requieren tasas inferiores que para el caso del carbón de malla 8x16 para alcanzar la misma expansión.

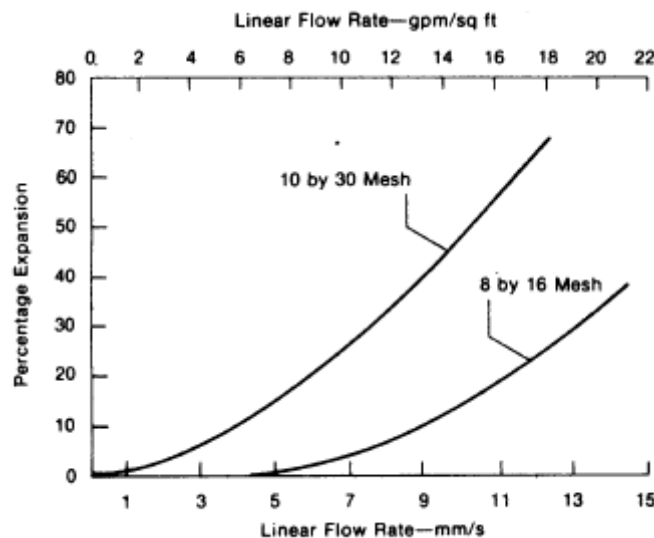


Figura 43: Expansión del manto en función de la tasa de lavado para mantos de CAG de diferentes granulometrías (Ferrara, 1980).

- **Temperatura del agua:** A medida que la temperatura del agua descende, la tasa de lavado necesaria para alcanzar una expansión dada aumenta, debido a que la viscosidad del agua es mayor a menores temperaturas. En la Figura 44 se muestra la expansión del manto en función de la tasa de lavado, para diferentes temperaturas para un carbón activado de malla 10x30.

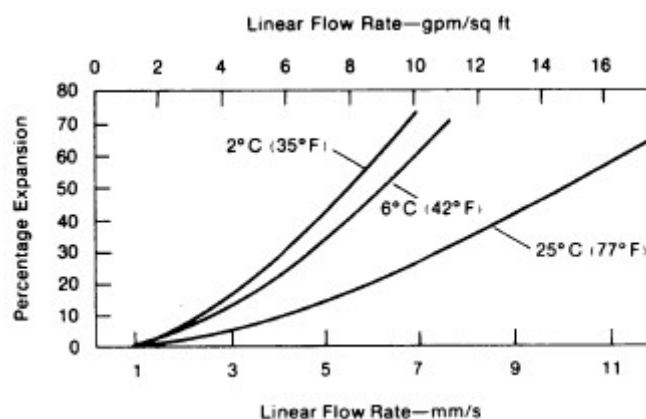


Figura 44: Expansión del manto en función de la tasa de lavado para diferentes temperaturas (Ferrara, 1980).

- Área de filtración: Es importante tener en cuenta este aspecto en casos en que el manto expandido alcanza la zona en que se encuentran las canaletas de recolección de agua de lavado, ya que en estos casos se da una reducción en la sección del filtro, generando aumentos significativos en las tasas de lavado. En este proyecto, se prevé diseñar considerando que la expansión máxima del manto no alcance el nivel de fondo de las canaletas, por lo que este aspecto no afectará la tasa de lavado de diseño.

Al igual que en filtros convencionales, luego de realizar el lavado de los filtros biológicos se obtiene agua filtrada con elevada turbiedad, por lo que es necesario realizar una purga de agua durante un periodo de tiempo determinado. Según lo establecido por las guías de calidad de agua de bebida de Canadá Government of Canada (2019) el filtro debe ser puesto en operación nuevamente cuando se alcancen valores de turbidez en el agua efluente menores a 0,3 NTU.

En cuanto al tipo de lavado a realizar para filtros biológicos, deberá tenerse en consideración la mayor adherencia al medio filtrante por parte de las partículas biológicas frente a las no biológicas. Los microorganismos presentan células de carga negativa. Cuando se presentan en bajas concentraciones son repelidas por los granos del medio. Sin embargo, al encontrarse en concentraciones elevadas, las fuerzas de Van Der Waals, que son fuerzas de corta distancia comienzan a prevalecer sobre las fuerzas electrostáticas de repulsión. En estos casos los microorganismos presentan gran adherencia al medio (Arboleda Valencia y cols., 2000).

La mayor dificultad de desprendimiento de partículas biológicas genera mayores dificultades en el lavado de los filtros biológicos frente a filtros convencionales. Según Ikhlef (s.f.) es conveniente entonces, para lograr el correcto funcionamiento de los filtros biológicos, realizar lavados que combinan agua y aire, ya que aseguran un mayor desprendimiento del material adherido al manto. El uso de agua y aire de forma simultánea para el lavado del filtro denominado “Collapse pulsing” resulta eficiente debido a que genera colisiones y abrasión sobre el manto, permitiendo un mayor desprendimiento de material. Esta metodología de lavado no compromete a la biomasa del filtro ya que, como se mencionó anteriormente, las partículas biológicas requieren fuerzas superiores que las partículas no biológicas para ser desprendidas del medio. Por lo tanto, para las tasas de filtración utilizadas, no será removida la biomasa del filtro en su totalidad.

A partir de lo explicado anteriormente, en este proyecto se realizará el lavado de los filtros

utilizando agua y aire en forma simultánea. El procedimiento a realizar consta de tres etapas; en primer lugar, se inyecta aire durante aproximadamente 2 a 3 minutos con el objetivo de generar fricción entre las partículas del medio para lograr desprender partículas adheridas al manto. En segundo lugar, se bombea agua a una tasa baja junto con aire durante aproximadamente 5 minutos, dando lugar al efecto de *collapse pulsing*, burbujas de aire dispersas en el agua colapsan generando colisiones y por lo tanto abrasión en el medio filtrante. Por último, se detiene el flujo de aire y se incrementa la tasa de agua hasta alcanzar la expansión del manto necesaria para eliminar las partículas.

Para determinar las tasas de aire en la primer etapa y la tasa de agua en la segunda etapa se utiliza como base una investigación realizada por Emelko y cols. (2006), de esta forma el lavado queda definido de la siguiente forma:

1. Lavado con aire: se realiza durante 2 minutos, con caudal de aire: 0,90 m/min en condiciones estándar de temperatura y presión (1 atm y 20°C).
2. Collapse Pulsing: Utilizando una tasa de aire 1 m/min y tasa de agua 0,28m/min.

Según otro estudio (Woo y cols., 1997), el lavado utilizando agua y aire de forma simultanea genera pérdidas significativas de biomasa, pero no hubo grandes modificaciones en la composición y distribución de los microorganismos.

7. Estudio de Alternativas

Con el objetivo de comparar y elegir una solución para la problemática planteada anteriormente en la Laguna del Sauce y sus repercusiones en el agua distribuida, se presentan a continuación algunas alternativas para abordar el problema. Las primeras dos, fueron propuestas en el proyecto de grado realizado de Hernández y Juanena (2017). Estas opciones incluyen la captación de agua desde una fuente superficial de respaldo y el tratamiento de agua de mar mediante un sistema de ósmosis inversa. En el presente informe, se analizará la implementación de estas alternativas tal cual fueron diseñadas en el proyecto de base. Posteriormente se presentan dos alternativas desarrolladas en esta investigación; las dos implican modificaciones en el proceso de tratamiento realizado actualmente. La primera alternativa implica agregar una etapa de nanofiltración, mientras que la segunda alternativa consiste en la implementación de una etapa de oxidación con ozono seguida por una etapa de filtración biológica.

7.1. Fuente de agua superficial de respaldo

En el proyecto de 2017, para hacer frente a los eventos de olor y sabor en el agua tratada se planteó como alternativa la obtención de agua desde una fuente de respaldo. De esta forma, durante los períodos en los que no se tienen inconvenientes en la calidad del agua tratada, el abastecimiento se realiza desde la Laguna del Sauce, mientras que en los casos en que se detectan eventos de olor y sabor la captación se realiza desde el Arroyo del Sauce. En esta sección se presenta un breve resumen de la alternativa propuesta en el proyecto mencionado.

Se prevé la realización de un embalse para permitir la reserva de agua superficial para abastecimiento en los casos en que se detecte presencia de cianobacterias en el agua bruta de la Laguna, organismos responsables de los eventos de olor y sabor registrados.

Para el desarrollo de la alternativa mencionada fue necesario definir una localización adecuada para el embalse dentro de la cuenca de la Laguna del Sauce. Se consideraron emplazamientos en diferentes puntos de la cuenca y luego se definió como localización definitiva aquella que permitiera alcanzar el volumen de almacenamiento necesario al menor costo.

Se consideró como evento de diseño el ocurrido durante el mes de marzo de 2015. Se trató de un evento de olor y sabor generado por metabolitos liberados por cianobacterias, de duración de 75 días según los resultados obtenidos por OSE. Se determinó el volumen a ser almacenado para cubrir la demanda durante ese período de tiempo. Sin embargo, se debió tener en cuenta que el volumen de almacenamiento requerido para el abastecimiento varía ampliamente en función de la época del año como consecuencia de las grandes variaciones en la actividad turística del lugar. Con el objetivo de que el embalse permita almacenar el volumen necesario sin importar cuál sea el momento del año en que se presente el episodio de crecimiento de cianobacterias, se consideró para el diseño la demanda correspondiente a los tres meses de máxima demanda (diciembre, enero y febrero).

La demanda de agua en este período se estimó considerando los caudales que recibe la planta de tratamiento de efluentes de Punta del Este. A partir de la demanda pico para cada mes y considerando que el horario de funcionamiento de la planta es de 24 horas se determinó que el volumen necesario para cubrir la demanda en el período estudiado era $12,2 \text{ Hm}^3$.

Una vez definido el volumen a embalsar para cubrir la demanda y con el objetivo de minimizar los costos de inversión se descartó localizar el embalse en áreas urbanas, rutas nacionales o áreas que involucren la afectación de viviendas.

Se identificaron cuencas con capacidad de aportar el volumen necesario para abastecimiento considerando alturas de dique que no fuesen excesivas. Se buscó ubicar el embalse de forma de minimizar el largo del dique, identificando puntos de cierre estrechos. En relación al dique se consideraron los costos asociados al movimiento de tierra, expropiación de la zona afectada y de la construcción propiamente.

Con la finalidad de asegurar la calidad del agua bruta es importante el control o mitigación del desarrollo actividades productivas en la cuenca. En este sentido, es conveniente la elección de cuencas de baja actividad y que cuenten con el menor área de aporte posible, de forma de minimizar los costos resultantes de la eliminación o control de las actividades. Se priorizaron entonces las zonas altas de la cuenca de la Laguna del Sauce.

Debe considerarse también para la elección del emplazamiento el costo derivado de la conducción del agua bruta desde la fuente de captación hasta la planta, el cuál queda determinado por la distancia entre las dos ubicaciones.

A partir de las consideraciones mencionadas, luego de evaluar diferentes alternativas, se decidió ubicar el embalse sobre el Arroyo Sauce, situado al Noreste de la cuenca de la Laguna del Sauce.

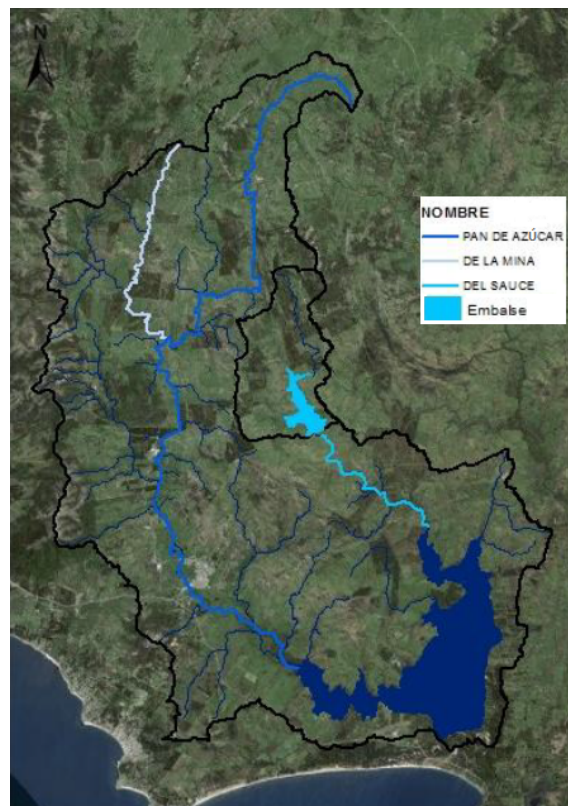


Figura 45: Ubicación del embalse propuesto en el Proyecto de Grado de 2017.

Las características del embalse elegido son las siguientes:

- Área de la cuenca de aporte: 4.455ha

-
- Área del embalse: 317ha
 - Cota de cierre: 48,5m
 - Altura de vertido: 24m (Cota de vertido 72,5m)
 - Volumen almacenado (para la cota de vertido):21,37Hm³

Una vez diseñada la represa se calcularon los costos de inversión necesarios para llevar a cabo el proyecto. A partir de ese estudio se obtuvo que la implementación de la represa sobre el Arroyo del Sauce presenta un costo de inversión asociado de USD 34.000.000.

En cuanto a los costos de operación y mantenimiento, en el proyecto desarrollado por Hernández y Juanena (2017) se estiman como el 2% del costo total de inversión de la obra. A partir de esa suposición se obtuvo que los costos asociados a la operación y mantenimiento anuales del emprendimiento son de USD 834.000 aproximadamente. Estos costos están asociados al mantenimiento del cuerpo de la presa, mantenimiento del equipamiento electromecánico, control de la acumulación de sedimentos en el fondo del embalse, operación de la aductora de agua, campañas de muestreo de la calidad del agua en diferente puntos del sistema, etc. A su vez incluyen los costos asociados al servicio de vigilancia a contratar para proteger el perímetro del embalse (Hernández y Juanena, 2017).

El hecho de que exista posibilidad de captación de aguas desde un curso alternativo genera una gran ventaja en cuanto a la independencia frente a las condiciones del agua del curso de abastecimiento actual. Lo mencionado anteriormente hace de la implantación de la represa una buena alternativa ya que, en caso de presentarse episodios de crecimiento de algas en la Laguna del Sauce, la probabilidad de que se presenten simultáneamente problemas de calidad del agua embalsada del Arroyo del Sauce son bajas. Por otro lado, la existencia de una fuente de respaldo adquiere particular importancia en caso de que se presenten incidentes o eventos que afecten la calidad del agua bruta que no hayan sido previstos en el tratamiento.

La opción de construir una represa con el fin de embalsar agua para el abastecimiento presenta una gran desventaja en relación a los plazos de implantación. Se estima que el plazo que podría llevar la construcción y puesta en funcionamiento de la represa sea de 10 años. A su vez, como se mencionó anteriormente, deberán llevarse un control e implementarse restricciones en las actividades desarrolladas en la cuenca de aporte para evitar el aporte de nutrientes con la consecuente alteración de la calidad del agua bruta. No obstante, al ser el área de aporte significativamente menor que para la cuenca de la Laguna del Sauce, el control de las actividades representa mayor viabilidad de ejecución y costos. Será necesaria entonces, la implementación de cambios legislativos y nuevas normativas que permitan la modificación del uso del suelo, así como el pago de indemnizaciones a los propietarios.

7.2. Tratamiento de agua de mar con ósmosis inversa

Uno de los tratamientos estudiados en el proyecto de base del presente documento (Hernández y Juanena, 2017), es la potabilización del agua mediante Ósmosis Inversa (OI).

La creciente demanda de agua a nivel mundial asociada al crecimiento población, y los conflictos en cuanto al uso de las fuentes de agua potable, las cuales en muchos casos se encuentran contaminados al punto de no poder ser utilizada para la producción de agua potable, han motivado los estudios e implementación del proceso de desalinización del agua de mar mediante ósmosis inversa.

Las primeras plantas que incorporaron este método datan de finales de los años 70', y se han expandido de forma considerable, siendo un proceso utilizado en países como Australia, Reino Unido, Estados Unidos, Sudáfrica, entre otros.

De manera introductoria se presentan a continuación los procesos de filtración con membranas utilizados para potabilización de aguas, para luego abordar el caso particular de ósmosis inversa.

7.2.1. Filtración con membranas

Los sistemas de filtración con membranas permiten la separación de partículas del agua mediante retención, por medios físicos o químicos. Los procesos de filtración con membranas se clasifican en función del tamaño de poro de las membranas en microfiltración, ultrafiltración, nanofiltración y ósmosis inversa. Los procesos de micro y ultrafiltración son denominados procesos de *baja presión* y el funcionamiento está dado por separación física, mientras que la nanofiltración y ósmosis inversa son procesos de *alta presión* y la separación se da principalmente por procesos de difusión.

En la Figura 46 se presentan las partículas que son retenidas, el tamaño de poro, el peso molecular de corte en Dalton y la presión que debe ser aplicada para cada una de estas membranas.

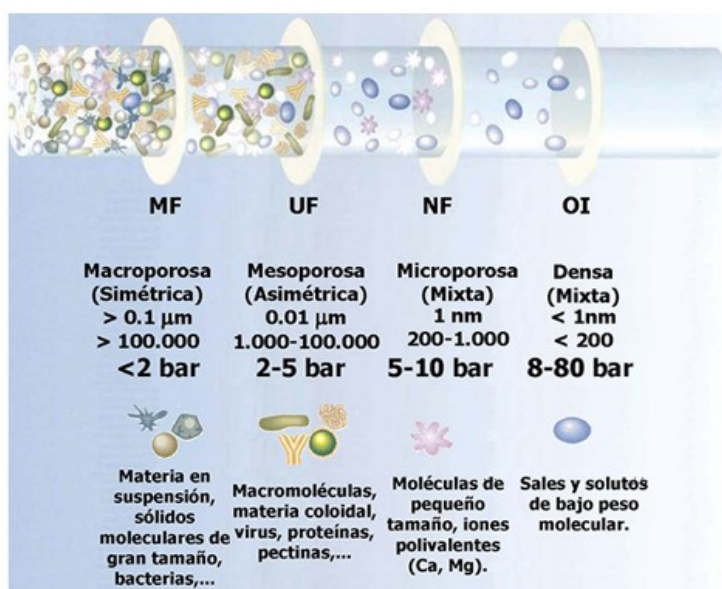


Figura 46: Características de las diferentes membranas de filtración (Oxidine, 2019).

Los procesos de filtración por membranas presentan tres soluciones principales:

- Alimentación: es el agua bruta presurizada que llega a las membranas. El compartimiento que contiene esta solución se llama “Lado de alta”.
- Permeado: es la solución que se obtiene luego de que el agua atraviesa la membrana. Este compartimiento se denomina “Lado de baja presión”.
- Rechazo: es la solución que no puede atravesar la membrana puesto que presenta mayor concentración de sólidos que la alimentación. El agua rechazada puede ser recirculada para obtener caudales de producción mayores.

7.2.2. Ósmosis inversa

La ósmosis es un fenómeno que sucede en la naturaleza, más específicamente en la membrana celular de los seres vivos, donde dos fluidos de densidades distintas se encuentran separados por una membrana semipermeable, por lo cual el fluido menos denso tiende a atravesar la membrana para equilibrar la diferencia de presión. Esto está relacionado con la concentración de sales en ambas soluciones, por lo cual, el agua presente en el fluido con menor concentración de sales fluye hacia el otro lado.

Para la potabilización del agua, se busca el fenómeno opuesto, por eso el nombre de ósmosis inversa. Para materializar este proceso, se induce una presión alta en el lado de la membrana con mayor concentración de sales e impurezas, provocando el pasaje del agua hacia el otro lado de la membrana, obteniendo una mayor cantidad de agua pura.

La cantidad de agua que atraviesa la membrana dependerá de la diferencia de presiones aplicadas a la membrana, sus propiedades y la concentración del agua bruta. Se suele obtener un agua permeada con una concentración de 300 – 500 ppm sólidos disueltos totales.

Para lograr producir agua potable a partir de una solución salina, la presión a aplicar será mayor que la presión osmótica de la solución. Por esto, la membrana debe ser capaz de resistir presiones mucho mayores que la diferencia de presiones osmóticas entre ambas soluciones. Por ejemplo, un agua bruta con 35.000 ppm de sólidos disueltos totales (SDT) a 25°C, tiene una presión osmótica de 25 bar, pero para que el agua logre atravesar la membrana se deberá aplicar una presión de 70 bar.

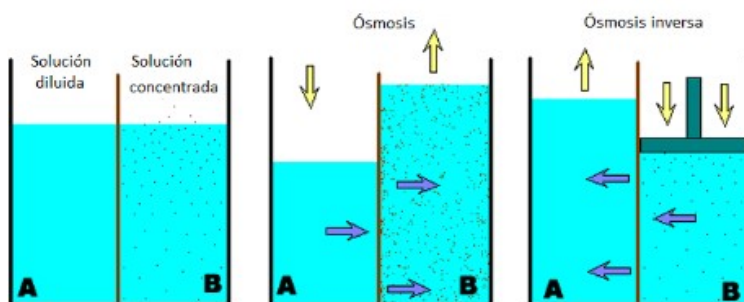


Figura 47: Diagrama de proceso de ósmosis inversa. (Hernández y Juanena, 2017).

Si bien existen varios tipos de membranas para filtrar el agua, la ósmosis inversa es la más restrictiva en cuanto al pasaje de contaminantes. Se obtiene un agua segura y con gran pureza, ya

que remueve más del 98 % de sólidos disueltos totales, rechazando partículas con tamaños de hasta $0,0001\ \mu m$, por lo que remueve virus, bacterias, patógenos, metabolitos, sales, subproductos de la desinfección, gran parte de los pesticidas, gases disueltos, entre otros contaminantes presentes en el agua bruta. Se considera el tratamiento más efectivo para la remoción de contaminantes en el agua.

Además de remover contaminantes, también remueve los nutrientes y minerales presentes en el agua, por lo que una vez luego de este tratamiento, es común que se deba remineralizar el agua antes de ser elevada hacia el sistema de distribución.

Debido al alto costo que conllevan los equipos de ósmosis inversa, se debe realizar un pretratamiento al agua previo a este proceso, de manera de evitar la corrosión, obstrucciones frecuentes, formación de incrustaciones y, por ende, garantizar el correcto funcionamiento y prolongar la vida útil de las membranas.

El objetivo del pretratamiento es remover la mayor cantidad posible de sólidos en suspensión, reducir el contenido de materia orgánica y la actividad biológica en el agua bruta, así como evitar la precipitación de óxidos metálicos y de sales minerales.

El pretratamiento en las plantas de ósmosis inversa es similar al tratamiento de potabilización convencional, pero como los requerimientos de algunos parámetros previo al proceso de ósmosis suelen ser exigentes para evitar obstrucciones frecuentes en las membranas, posiblemente sería necesario agregar una etapa previa de micro o ultrafiltración. En el estudio realizado por Hernández y Juanena (2017) no fue prevista esta etapa, por lo que en el presente estudio se tomará la alternativa sin realizar modificaciones a modo de poder utilizar como base los costos hallados en el mismo.

Los procesos más usados son: oxidación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

A su vez, puede incorporarse una primera etapa de acidificación, con el fin de evitar la precipitación del carbonato cálcico, ya que al disminuir el pH del agua, aumenta la solubilidad de esta sal.

7.2.3. Definición de la alternativa

En el proyecto anterior se realizó el diseño del sistema de ósmosis inversa para incorporarlo al sistema actual de potabilización de la Usina Laguna del Sauce, en casos de floración de algas. En el presente informe, se utilizará esa alternativa para ser comparada con las otras consideradas.

La alternativa escogida, en base a menores costos totales, tanto de inversión como de operación, es la de ubicar la planta de ósmosis inversa en el predio actual de la Usina de Laguna del Sauce. De esta forma se aprovecha parte del tratamiento actual como pretratamiento, y las aductoras actuales de agua tratada.

Este emplazamiento requiere una impulsión de agua de mar desde la toma, ubicada en el Río de la Planta, hacia las instalaciones de tratamiento. Asimismo, debe preverse una impulsión para el rechazo y un emisario que se adentre aproximadamente 1.500 metros adentro del río.

El caudal de diseño para esta alternativa se estimó en $7.000\ m^3/h$ elevado. Para el diseño de la obra de toma y la impulsión de agua bruta, se debe considerar el rechazo, por lo que se diseña la obra de toma para $14.000\ m^3/h$.

El pretratamiento necesario para este proceso es: acidificación, oxidación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. Gran parte del tratamiento actual puede officiar

como pretratamiento para la alternativa de ósmosis inversa.

La ósmosis se ejecutaría con dos unidades de producción características de 2 m³/s.

7.2.4. Costos

La inversión inicial para la puesta en operación del sistema elegido, comprenderá los costos por la construcción del bombeo de agua bruta y rechazo, construcción de emisario de agua de rechazo, adecuación de la planta actual para el pretratamiento, y la compra y construcción del sistema de ósmosis inversa.

Por lo tanto, los costos iniciales se estiman en U\$S 125.000.000

Los costos de operación y mantenimiento comprenden el consumo de energía, tanto por las estaciones de bombeo como por los módulos de ósmosis inversa, el mantenimiento y recambio de membranas y módulos, el personal implicado en el proceso y la aplicación de productos químicos.

Para estimar estos costos se considera una utilización del sistema de 90 días por año.

Por lo tanto, se tiene un costo de operación de U\$S 4.000.000 por año.

7.3. Incorporación de etapa final de nanofiltración

La nanofiltración es un proceso de tratamiento que implica filtración a través de membranas finas, semipermeables. Este proceso es similar al proceso de ósmosis inversa, diferenciándose únicamente el tamaño de abertura de las membranas utilizadas en cada caso.

De igual forma que para el caso de ósmosis inversa, el proceso consiste en la circulación de un flujo paralelo a la membrana, al cual se aplica una presión como fuerza impulsora para lograr que el agua atraviese. Esta presión debe ser tal que logre vencer la pérdida de carga de las membranas y la presión osmótica. Como se explicó en la Sección 7.2, a partir del flujo de alimentación se obtienen dos flujos separados; el permeado y el rechazo. Los sólidos de peso molecular mayor al peso molecular de corte¹ de la membrana son retenidos. A medida que pasa el tiempo, el desempeño de las membranas varía debido a la deposición de material en su superficie.

En base a diversos estudios (REISS (2005)), (Dixona y cols. (2010)), se decide estudiar la alternativa de agregar una etapa de nanofiltración posterior al tratamiento convencional realizado actualmente en la planta, ya que se demostró que la nanofiltración permite buenas eficiencias de remoción de toxinas provenientes de cianobacterias, responsables de olor y sabor en el agua. A su vez, se descartan los procesos de micro y ultrafiltración como etapa de post-tratamiento ya que no permiten obtener eficiencias de remoción de MIB y Geosmina adecuadas (REISS, 2005).

Los valores de masa molecular correspondientes a los metabolitos MIB y Geosmina son 168 y 182 g/mol respectivamente, equivalente a 168 y 182 Dalton. Comparando estos valores con los pesos moleculares de corte de las membranas de nanofiltración presentados en la Figura 46, (200 a 1000 Dalton) se observa que son inferiores. A pesar de esto se ha demostrado que esta tecnología permite obtener buenas eficiencias de remoción de estos componentes. Esto se explica por el hecho de que, para los procesos de nanofiltración y ósmosis inversa, como se mencionó en la Sección 7.2.1 la principal causa de remoción no son los mecanismos físico sino la difusión. La remoción de metabolitos generados por cianobacterias estará condicionada por el peso molecular y tamaño de los mismos, la carga e hidrofobicidad del soluto, del peso molecular de corte de la membrana y de la presión aplicada, que definirá el grado de ensuciamiento de la misma. Sin embargo, en los procesos de micro y ultrafiltración la remoción se da únicamente por procesos físicos, por lo que se puede deducir que no son indicados para alcanzar buenas eficiencias de remoción de MIB y Geosmina.

Comparando los dos procesos de filtración con membranas de alta presión, la nanofiltración presenta la ventaja frente a la osmosis inversa de permitir la remoción de MIB y Geosmina sin generar la desmineralización del agua a tratar. Por otro lado, la nanofiltración implica presiones de trabajo menores, por lo que los costos de operación son inferiores en comparación a los de osmosis inversa.

Como principal inconveniente de los procesos de alta presión se tiene que éstos presentan altas pérdidas de agua. Generalmente en el proceso de nanofiltración se trabaja con recuperación de agua de entre 65 % y 90 %, lo que corresponde a un rechazo entre 10 % y 35 %. En el caso de aplicar la nanofiltración como etapa posterior al tratamiento convencional, esto implicaría el tratamiento de un caudal de agua superior al necesario para el abastecimiento. Al tratarse de una etapa posterior al proceso convencional, para obtener el caudal de entrada necesario para la nanofiltración será necesario el tratamiento de caudales mayores a los caudales de diseño, pudiendo ser necesaria la ampliación de las unidades de tratamiento, además de mayores costos.

Se debe tener en cuenta que durante el proceso de nanofiltración se da el ensuciamiento de la membrana al quedar retenidos en su superficie o en el interior de sus poros partículas presentes

¹Peso molecular máximo de los compuestos capaces de atravesar los poros de la membrana.

en el agua a tratar. La obstrucción de la membrana depende de la composición del afluente y las características de la misma. Es por eso, que en el presente estudio se considera la alternativa de nanofiltración como etapa posterior al tratamiento convencional realizado actualmente.

De todas formas, será necesario realizar mantenimiento y limpieza de las membranas para evitar la disminución en la eficiencia del sistema. La vida útil de las membranas está fuertemente condicionada, no solo por la calidad del agua afluente, sino también del tipo de operación y mantenimiento que se realiza. Para evitar la colmatación se realizan lavados de las membranas con productos químicos. Además, las membranas de nanofiltración presentan alto consumo energético debido a que trabajan a presión. Estos aspectos se ven reflejados en los costos.

A continuación se presenta un cálculo estimado del costo de implementar un sistema de nanofiltración. Pressdee (2006) establece los siguientes costos de inversión y de operación²:

- Inversión: 1.200.000 US\$/mgd
- Operación, incluyendo costos de energía, polímero y reposición de membranas: US\$ 0,10-0,15/ m^3 .

Con el caudal de diseño para la planta de Laguna del Sauce ($Q=6777 \text{ m}^3/h$) se obtiene un costo de inversión de US\$52.000.000. Considerando además que será necesario aplicar el sistema de nanofiltración durante 90 días al año, el costo de operación estimado se encuentra entre US\$1.500.000 y US\$2.000.000.

²Información obtenida de SEINCO (2017)

7.4. Filtración biológica con previa oxidación con ozono

Con el fin de solucionar la problemática creciente de sabor y olor en el agua potable, causados por metabolitos sintetizados por cianobacterias y hongos en la Laguna del Sauce, OSE se encuentra en la etapa de implementación de un sistema integrado de ozonización más filtros biológicos.

En los capítulos anteriores se describieron los tratamientos mediante oxidación con ozono y filtros biológicos de carbón activado granular, los cuales contribuyen en la remoción de, entre otras cosas, metabolitos MIB y Geosmina. Si bien cualquiera de estos procesos por separado disminuye la presencia de estos contaminantes en el agua, la remoción necesaria para que no sean detectados por los consumidores, en épocas de floraciones importantes, solo puede alcanzarse con la combinación de ambos tratamientos.

La alternativa propuesta presenta una etapa de oxidación, posterior al tratamiento físico-químico y previo a la filtración con carbón activado. En la operación, existirá la posibilidad de utilizar o evitar esta etapa de oxidación, dependiendo del grado de contaminación del agua bruta y de la remoción obtenida.

Cabe destacar que, a la fecha, se ha implementado un método primario de control gracias a la aplicación de carbón activado en polvo en la toma y a la construcción de un tanque de contacto que brinda el tiempo de contacto necesario para su efecto.

Posteriormente, el caudal de agua recibirá el tratamiento físico-químico actual, mediante coagulación, floculación y flotación por aire disuelto. En este proceso se removerá una fracción significativa de sólidos suspendidos, carbón activado en polvo y por consecuencia gran parte de los contaminantes presentes en el agua bruta, aunque no se espera que se alcancen valores admisibles de eliminación de metabolitos y otros compuestos orgánicos disueltos.

Luego de la flotación, el agua podrá pasar por la unidad de oxidación por ozono. A este proceso lo llamaremos “Interozonización”. El ozono en el agua genera radicales hidroxilos que reaccionan con los compuestos orgánicos, y en particular con los metabolitos MIB y Geosmina. De esta forma, se tiene una remoción primaria de estos compuestos, aunque no suficiente para mitigar el olor y sabor presente en el agua.

Asimismo, esta etapa tiene un beneficio adicional que es la remoción de sustancias húmicas, precursoras de los trihalometanos, por lo que se reducirá la formación de estos compuestos tóxicos en el agua tratada. Se construirá una cámara de contacto donde se aplicará el ozono.

Las expectativas sobre la remoción de los metabolitos recaen sobre esta unidad combinada de oxidación y filtración con carbono activado granular.

La interozonización se realiza en una cámara, de dimensiones que aseguren un tiempo de contacto adecuado con el agua, con el fin de aumentar la biodegradabilidad de la materia orgánica y la concentración de oxígeno, tal que favorezca la actividad biológica y la retención de contaminantes en una etapa de filtración posterior.

Esta etapa de filtración posterior, que será la principal filtración en todo el tratamiento, se materializará mediante unidades de arena y carbón activado granular. El carbón activado es un material conocida por su alta superficie específica y elevada porosidad, lo que le brinda condiciones muy favorables para la retención de diversos compuestos por adsorción. Este fenómeno será el prevaleciente durante las primeras semanas de operación, y se verá incentivado por la oxidación previa. Una vez se sature el carbón activado, comenzará a primar la actividad biológica sobre la unidad.

La biomasa, crecerá en la superficie del medio granular y se alimentará gracias a la materia orgánica tanto suspendida como disuelta, que por oxidación previa será fácilmente biodegradable, y otros compuestos biodegradables, como el MIB y Geosmina.

El medio biótico se asienta rápidamente sobre el medio soporte, aunque su tiempo de aclimatación al consumo de los distintos sustratos es variable, pudiendo ser de días para la materia orgánica biodegradable, semanas para la disuelta e incluso meses para contaminantes de bajas concentraciones como los metabolitos.

Por otro lado, como sucede en toda actividad biológica, la misma se ve acentuada a temperaturas mayores, por lo que en los meses de verano se tendrían mayores eficiencias de remoción debido al aumento de la cinética de las reacciones. Esto es beneficioso, puesto que las floraciones que provocan la presencia de MIB y/o Geosmina predominan en épocas estivales.

Un aspecto importante en la operación de estos filtros, y opuesta a los filtros convencionales, es que debe minimizarse el lavado con cloro, siendo aplicado únicamente para control de la biomasa y con una frecuencia que dependerá del crecimiento de ésta. A pesar de esto, la cloración es importante para evitar que la biomasa crezca hasta niveles en los que se generen condiciones anaerobias, lo cual podría provocar fenómenos de olor y sabor. El lavado periódico debe realizarse con agua sin trazas de desinfectante.

Cabe destacar que no se prevé el recambio del carbón activado granular que compone el filtro, siendo utilizado principalmente como medio soporte, ya que no está previsto que esta unidad opere como filtro de adsorción. Esto no quita que luego de un par de décadas de funcionamiento el mismo deba sustituirse, pero esto se evaluará en función del estado del carbón en ese momento.

Como etapa final, se mantiene la desinfección mediante cloro gas. Si bien el ozono de por sí es un gran desinfectante, su vida media es corta, por lo que, en las instalaciones existentes de Uruguay, se recomienda elevar el agua con un desinfectante residual.

En la siguiente ilustración se presenta un diagrama del sistema proyectado en esta alternativa:

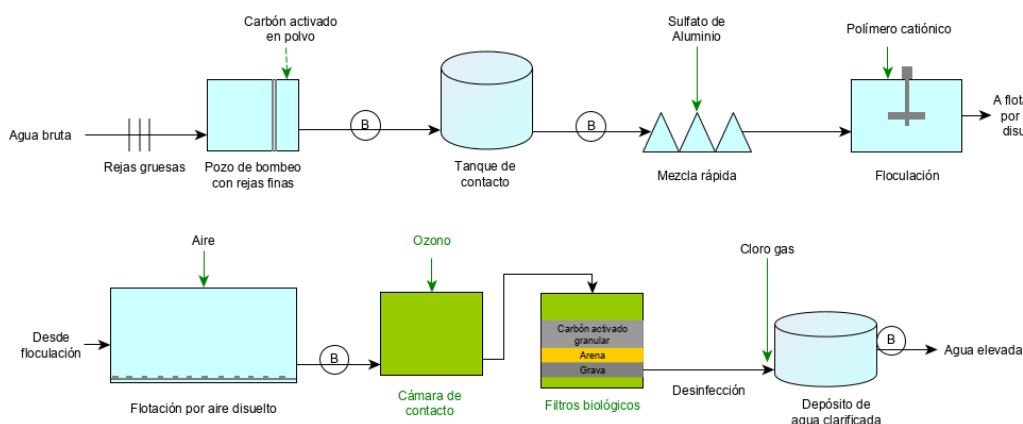


Figura 48: Configuración completa de alternativa.

7.4.1. Configuraciones posibles

Dependiendo del grado de contaminación del agua bruta, la planta tendrá la posibilidad de elegir las dosis de ozono a aplicar o de funcionar bajo distintas configuraciones.

Las distintas configuraciones dependerán de si se aplica carbón activado en polvo, si se realiza interozonización o si se deben utilizar los filtros actuales como postcontactores.

La elección será a criterio de los operarios de la Planta Potabilizadora, en función a la calidad del agua bruta, y se controlará desde las oficinas de la Usina mediante programa de supervisión, control y adquisición de datos SCADA. Si bien aún no se tiene definido cuando se deberá operar con cada alternativa, con estudios y con la práctica se establecerá un criterio de utilización de las configuraciones en función del agua bruta.

A priori, se plantean las siguientes posibilidades:

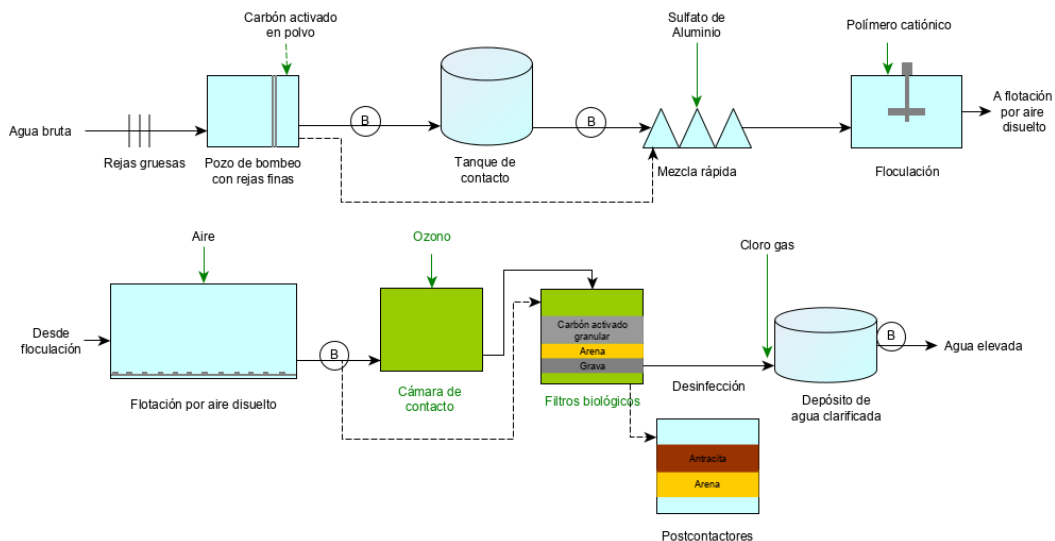


Figura 49: Configuraciones posibles de funcionamiento

Las líneas punteadas corresponden a las distintas alternativas. Se observa que en todo momento se prevé el uso de los filtros biológicos como etapa de filtración principal, mientras que la interozonización se utilizará cuando se quiera mejorar la eficiencia de este proceso.

7.4.2. Experiencia en Usina de Aguas Corrientes

La problemática de olor y sabor en el agua potable, debido a la presencia de metabolitos de MIB y Geosmina, es recurrente en todo el país. Es por esto que, en la planta de Aguas Corrientes, responsable del abastecimiento de agua a toda la región metropolitana, se han implementado filtros biológicos pilotos con ozonización previa.



Figura 50: Equipo de generación de ozono piloto en Aguas Corrientes



Figura 51: Filtros biológicos pilotos en AACC

El objetivo de estas pruebas fue evaluar eficiencias de remoción de turbiedad, MIB, Geosmina, materia orgánica y otros compuestos, en varios mantos compuestos por distintos tipos de carbón activado.

Los filtros se diseñaron con las siguientes medios soporte:

1. Arena (viejo)
2. Carbón de coco (viejo)
3. Carbón de madera (viejo)
4. Carbón bituminoso (viejo)
5. Carbón de coco (nuevo)
6. Carbón de madera (nuevo)
7. Carbón bituminoso (nuevo)
8. Antracita (nuevo)

Para estudiar la remoción de Geosmina y MIB, se adquirieron inóculos de estos metabolitos y se cultivaron de forma de tener suficiente para las pruebas.

7.4.2.1. Ensayo de remoción de Geosmina

Se aplicaron dosis de ozono de 2 mg/L.

Se realizaron 3 pruebas con fecha: 13/11/2018, 04/12/2018 y 12/12/2018.

En simultaneo a estas pruebas se realizaron análisis de Carbono Orgánico Total y Disuelto.

Resultados A continuación, se presentan los resultados de las pruebas realizadas con las unidades piloto de ozonización, tratamiento convencional y filtración biológica, para la remoción de Geosmina.

Resultados de ensayos con filtros pilotos para remoción de Geosmina (expresado en ng/L)

Fecha	Bruta	Ozonizada	Decantada	Filtro 1	Filtro 2	Filtro 3	Filtro 4	Filtro 7	Filtro 8
13/11/2018	495	192	120	102	<15	<15	ND		88
04/12/2018	695	481	345	287	40	50		<15	278
12/12/2018	570	105	71	45	ND	ND		15	47

Asimismo, OSE designó un panel de detección de olores en las distintas etapas de las pruebas. En las siguientes tablas se indican los resultados obtenidos:

Descripción del olor (intensidad) - Fecha 1			
Punto analizado	Laboratorista 1	Laboratorista 2	Laboratorista 3
Bruta	Geosmina + Tierra (media)	Geosmina + Tierra (media)	Tierra (alta)
Decantada	Geosmina (baja)	Geosmina (baja)	Tierra (baja)
Filtro 1	Geosmina (alta)	ND	Tierra (alta)
Filtro 2	Tierra (muy baja)	ND	ND
Filtro 3	Tierra (muy baja)	ND	Tierra (baja)
Filtro 4	Tierra (media)	ND	ND
Filtro 8	Tierra (baja)	ND	Tierra (baja)

Descripción del olor (intensidad) - Fecha 2					
Punto analizado	Laboratorista 1	Laboratorista 2	Laboratorista 3	Laboratorista 4	Laboratorista 5
Bruta	Humedad (alta)	Humedad (alta)			
Ozonizada	Humedad (baja)	Humedad (baja)			
Decantada			Geosmina (alta)	Sin descriptor (baja)	Humedad - tierra
Filtro 1			Geosmina (medio)	Humedad (alta)	Humedad - tierra (media)
Filtro 2			Geosmina (medio)	Humedad (baja)	Tierra (muy baja)
Filtro 3			Geosmina (medio)	Humedad (muy baja)	Tierra (muy baja)
Filtro 7			Sin descriptor (medio)	Goma (baja)	ND
Filtro 8			Geosmina (alta)	Sin descriptor (baja)	Humedad - tierra (baja)

Descripción del olor (intensidad) - Fecha 3					
Punto analizado	Laboratorista 1	Laboratorista 2	Laboratorista 3	Laboratorista 4	Laboratorista 5
Bruta	Humedad (alta)	Humedad (alta)			
Ozonizada	Humedad (baja)	Humedad (baja)			
Decantada			Geosmina (alta)	Sin descriptor (baja)	Humedad - tierra
Filtro 1			Geosmina (medio)	Humedad (alta)	Humedad - tierra (media)
Filtro 2			Geosmina (medio)	Humedad (baja)	Tierra (muy baja)
Filtro 3			Geosmina (medio)	Humedad (muy baja)	Tierra (muy baja)
Filtro 7			Sin descriptor (medio)	Goma (baja)	ND
Filtro 8			Geosmina (alta)	Sin descriptor (baja)	Humedad - tierra (baja)

Por último, se presentan los resultados de los análisis de remoción de Carbono Orgánico Total y Carbono Orgánico Disuelto para los distintos puntos de las pruebas:

Remoción de TOC y DOC - Fecha 1				
Punto analizado	TOC (mg/L)	DOC(mg/L)	Remoción TOC (%)	Remoción DOC (%)
Bruta	8,8	13		
Filtrada actual	2,8	3,8	68	71
Ozonizada	7,6	9	14	31
Decantada	3,3	3	63	77
Filtro 1	2,8	2,6	68	80
Filtro 5	2,5	2,5	72	81
Filtro 6	2,6	2,5	70	81
Filtro 7	2,4	2,4	73	82
Filtro 8	2,7	2,7	69	79

Remoción de TOC y DOC - Fecha 2				
Punto analizado	TOC (mg/L)	DOC(mg/L)	Remoción TOC (%)	Remoción DOC (%)
Bruta	8	8,4		
Filtrada actual	3	3,7	63	56
Ozonizada	8,7	8,7	-9	-4
Decantada	3,8	3,4	53	60
Filtro 1	3,1	3,2	61	62
Filtro 5	3	3	63	64
Filtro 6	3	2,8	63	67
Filtro 7	2,7	2,8	66	67
Filtro 8	3	3,1	63	63

Remoción de TOC y DOC - Fecha 3				
Punto analizado	TOC (mg/L)	DOC(mg/L)	Remoción TOC (%)	Remoción DOC (%)
Bruta	7,9	7,8		
Filtrada actual	3,4	3,4	57	56
Ozonizada	8,4	7,4	-6	5
Decantada	3,3	3	58	62
Filtro 1	2,9	4,3	63	45
Filtro 5	3,2	3,4	59	56
Filtro 6	2,7	2,8	66	64
Filtro 7	2,6	2,8	67	64
Filtro 8	3	2,9	62	63

7.4.2.2. Ensayo de remoción de MIB

Se aplicaron dosis de ozono de 2 mg/L.

Se realizaron 2 pruebas con fecha: 12/03/2019 y 19/03/2019.

En simultaneo a estas pruebas se realizaron análisis de Carbono Orgánico Total y Disuelto.

Resultados A continuación, se presentan los resultados de las pruebas realizadas con las unidades piloto de ozonización, tratamiento convencional y filtración biológica para evaluar la remoción del sistema para el metabolito MIB.

Resultados de ensayos con filtros pilotos para remoción de MIB (expresado en ng/L)

Fecha	Bruta	Ozonizada	Decantada	Filtro 1	Filtro 2	Filtro 3	Filtro 4	Filtro 7	Filtro 8
12/03/2019	340	118	21	ND	ND	ND	<20		<20
19/03/2019	293	91	21	24	ND	ND		ND	31

Al igual que para las pruebas con Geosmina, OSE designó un panel de detección de olores en las distintas etapas de las pruebas. En las siguientes tablas se indican los resultados obtenidos:

Descripción del olor (intensidad) - Fecha 1				
Punto analizado	Laboratorista 1	Laboratorista 2	Laboratorista 3	Laboratorista 4
Bruta	Tierra (media)	Tierra - picante (muy alta)		
Ozonizada			MIB - humedad - picante (media)	MIB (leve)
Decantada			MIB mezclado (media)	MIB (leve)
Filtro 1			No desagradable	No se percibe MIB
Filtro 2			No desagradable	No se percibe MIB
Filtro 3			No desagradable	No se percibe MIB
Filtro 4			No desagradable	No se percibe MIB
Filtro 8			MIB (leve a media)	MIB (leve)

Descripción del olor (intensidad) - Fecha 2				
Punto analizado	Laboratorista 1	Laboratorista 2	Laboratorista 3	Laboratorista 4
Bruta	Tierra - picante (alta)	Tierra - picante (media)		
Ozonizada	Floral - tierra (muy alta)	Tierra - floral - picante (alta)		
Decantada			MIB (alta)	Ozono (media)
Filtro 1			MIB (media)	ND
Filtro 2			MIB (baja)	ND
Filtro 3			MIB (baja)	Ozono (baja)
Filtro 7			MIB (baja)	ND
Filtro 8			MIB (media)	Pegamento (media)

Por último, se presentan los resultados de los análisis de remoción de Carbono Orgánico Total y Carbono Orgánico Disuelto para los distintos puntos de las pruebas:

Remoción de TOC y DOC - Fecha 1				
Punto analizado	TOC (mg/L)	DOC(mg/L)	Remoción TOC (%)	Remoción DOC (%)
Bruta	12	13		
Ozonizada	13	13	-8	0
Decantada	5,9	5,3	51	59
Filtro 1	4,6	4,6	62	65
Filtro 5	2,9	3	76	77
Filtro 6	3,6	3,7	70	72
Filtro 7	3,5	3,3	71	75
Filtro 8	4,4	4,5	63	65

7.4.2.3. Conclusiones de la experiencia en Aguas Corrientes

A partir de las pruebas realizadas en los distintos filtros pilotos simulando el tratamiento, con los distintos tipos de manto soporte, se obtuvieron resultados favorables en la remoción de los metabolitos Geosmina y MIB.

Se determinó que la remoción de estos contaminantes es considerablemente mayor en los filtros biológicos con manto soporte de carbón activado granular.

A su vez, se observaron eficiencias de remoción de carbono orgánica total y disueltos levemente mayores que en la filtración existente.

Asimismo, las pruebas sirvieron para determinar el tipo de CAG que mejore la eficiencia del tratamiento, resultando ser el carbón activado de origen bituminoso (Filtro 7).

Cabe destacar que estas pruebas fueron realizadas únicamente con preozonización, lo cual puede remover parte de los metabolitos, mejorar la eficiencia en el proceso de coagulación, entre otras cosas.

A pesar de esto, y de acuerdo a lo estudiado en el presente proyecto, se permite suponer que las eficiencias de remoción, tanto de metabolitos como de TOC y DOC, serán mayores si se complementa la filtración biológica con una etapa de interozonización previa.

8. Selección de alternativa

Para la selección de la alternativa se utilizó el método de Análisis Multicriterio. Este análisis consiste en definir criterios de comparación, cuantificarlos para cada alternativa, asignarle la importancia a cada criterio y sumar los resultados para elegir la alternativa de mayor valor.

Los criterios de comparación escogidos son:

- Costo de inversión.
- Costo de operación.
- Probabilidad de que funcione.
- Facilidad de operación: facilidad del proceso.
- Mano de obra implicada: carga extra de trabajo a operarios.
- Plazo de implementación: tiempo necesario de puesta en marcha de la alternativa.
- Adaptabilidad a futura demanda.
- Impacto social y ambiental: generación de inconvenientes a pobladores de la zona o afectación al ambiente.

Los criterios elegidos contemplan tanto consideraciones monetarias, como operativas, plazos, posibilidades de ampliación a futuro e impactos sociales y ambientales.

Algunos criterios son cuantificables con valores monetarios, como es el caso de Costo de inversión y Costo de operación, mientras que a otros criterios se les establece una valoración cualitativa del 1 al 5. Los extremos de la valoración seguirán el siguiente criterio:

- Probabilidad de que funcione: 1 representa la menor probabilidad de funcionamiento y 5 la mayor.
- Facilidad de operación: 1 representa la menor facilidad de operación y 5 la mayor.
- Mano de obra implicada: 1 representa menor carga extra de trabajo a operarios y 5 que se genera gran cantidad de carga extra de trabajo.
- Plazo de implementación: 1 representa un plazo de implementación bajo, mientras que 5 un plazo alto.
- Impacto social y ambiental: 1 representa bajo impacto, mientras que 5 un alto impacto.

La asignación de pesos de importancia se realiza con una matriz de comparación obteniendo una Base Multicriterio. En la misma se indica con un 1 o un 0 si el criterio en la columna inicial es más importante o menos importante respectivamente que el criterio de la fila cabezal. Luego sumando las filas y ponderando con la suma total se obtiene la importancia del criterio en relación al resto de los criterios. En la Tabla 25 se presenta el análisis comparativo de criterios y los resultados obtenidos para los pesos.

Tabla 25: Tabla de determinación de pesos

ID	Criterio	1	2	3	4	5	6	7	Suma	Porcentaje
1	Costo de inversión	-	0	0	0	1	1	1	3	14
2	Costo de operación	1	-	0	1	1	1	0	4	19
3	Probabilidad que funcione	1	1	-	1	1	1	1	6	29
4	Facilidad de operación	1	0	0	-	1	1	0	3	14
5	Mano de obra implicada	0	0	0	0	-	1	0	1	5
6	Plazo para implementación	0	0	0	0	0	-	0	0	0
7	Impacto social y ambiental	0	1	0	1	1	1	-	4	19
Suma									21	100

Como la determinación del peso de los criterios se realiza comparando criterio a criterio, uno de los criterios (en este caso Plazo de implementación) obtendrá peso nulo. Como el método de Análisis Multicriterio utiliza fórmulas de tipo multiplicativo, será conveniente agregar un punto a cada Suma de la Tabla 25 para evitar la nulidad de un criterio. La Suma modificada se presenta en la Tabla 26 junto con los pesos finales de cada criterio.

Tabla 26: Tabla de determinación de pesos

ID	Criterio	1	2	3	4	5	6	7	Suma	Porcentaje
1	Costo de inversión	-	0	0	0	1	1	1	4	14
2	Costo de operación	1	-	0	1	1	1	0	5	18
3	Probabilidad que funcione	1	1	-	1	1	1	1	7	25
4	Facilidad de operación	1	0	0	-	1	1	0	4	14
5	Mano de obra implicada	0	0	0	0	-	1	0	2	7
6	Plazo para implementación	0	0	0	0	0	-	0	1	4
7	Impacto social y ambiental	0	1	0	1	1	1	-	5	18
Suma									28	100

A continuación se indica para cada alternativa de proyecto el valor de cada criterio.

Alternativa 1: Fuente de abastecimiento alternativa

La fuente de agua alternativa consiste en una inversión media, ya que por un lado la planta no se verá afectada mientras que por otro lado se deberá construir un nuevo embalse y la línea de aducción desde el nuevo embalse hasta la planta.

El costo de operación se repartirá entre los costos de mantenimiento de embalse, equipos y línea de aducción, lo cual no debería ser una limitante. En el caso de mantenimiento del embalse se deberán extender las campañas de medición a la zona del embalse, lo cual no significará un costo muy importante de equipamiento ya que los análisis de laboratorio se podrán hacer en el laboratorio existente en la planta actual.

La operación de mantenimiento de embalse, equipos y línea de impulsión generará mayor carga de trabajo a operarios, ya que, como se mencionó, se deberían extender la campañas de medición, y realizar mantenimiento a equipos y tuberías que no se encuentran dentro del predio antiguo.

Para analizar el criterio de Probabilidad de que funcione se considera poco probable la posibilidad de que tanto la zona actual de captación de agua como el nuevo embalse se vean comprometidos. Sin embargo, en caso de ocurrir floraciones en ambos puntos, no se tendrán acciones de contingencias mejores que las actuales.

Se considera que la operación del proceso de potabilización no será afectado fuertemente ya que la planta no tendrá cambios de ningún tipo, solamente se agregará un juego de llaves para introducir las aguas de la nueva toma.

En cuanto al plazo de implementación, los trámites de expropiación tanto de terrenos donde se ubicará la aductora como de la zona a ser ocupada por el embalse serán complejos, por lo que se agrega este plazo al tiempo que requeriría la construcción de la presa.

Esta alternativa, por tratarse de la incorporación de una presa puede representar elevados impactos sociales y ambientales, como ser la expropiación de terrenos, cambios de uso del suelo, afectación de la flora y fauna de la zona.

- Costo de inversión: U\$S 34.000.000
- Costo de operación anual: U\$S 834.000
- Probabilidad que funcione: 3
- Facilidad de operación: 5
- Mano de obra implicada: 4
- Plazo para implementación: 5
- Impacto social y ambiental: 5

Alternativa 2: Ósmosis inversa

Esta alternativa presenta costos muy elevados de inversión y operación. El costo de inversión esta dado por el equipamiento propio necesario para la ósmosis inversa, así como la incorporación de una nueva toma de agua bruta y nuevas unidades o adaptación de las mismas para el tratamiento que antecede al proceso de ósmosis inversa.

En cuanto a la operación se tienen elevados costos por consumo energético al ser necesarias presiones de trabajo elevadas, además del costo propio de limpieza y mantenimiento de membranas.

Se considera que la probabilidad de que la alternativa de tratamiento de agua de mar mediante ósmosis inversa funcione es alta, considerando únicamente riesgos al momento de re-mineralizar el agua producida en el proceso.

Será necesaria la incorporación de nueva mano de obra debido a que el tratamiento previo deberá mantenerse, además se agregará la etapa de ósmosis inversa y se deberá prever la operación del sistema de re-mineralización. Asociado a esto, también se considera que se verá incrementada la dificultad de operación de la planta.

El plazo de implementación quedará definido por la construcción de la nueva obra de toma, la adaptación de las nuevas unidades necesarias para el pretratamiento y la incorporación del sistema de ósmosis inversa.

Se considera que esta alternativa presenta cierto impacto social y ambiental por la necesidad de incorporar construcciones en nuevos predios.

-
- Costo de inversión: U\$S 125.000.000
 - Costo de operación anual: U\$S 4.000.000
 - Probabilidad que funcione: 4
 - Facilidad de operación: 3
 - Mano de obra implicada: 3
 - Plazo para implementación: 4
 - Impacto social y ambiental: 4

Alternativa 3: Ozonización y filtros biológicos

La inversión de la alternativa de filtración biológica y ozonización consiste en agregar dos etapas más al proceso de tratamiento convencional, sacando de funcionamiento los filtros actuales, los cuales igual podrán ser usados en caso de ser necesarios. Las nuevas etapas no presentan costo de inversión alto, pero si de operación. Esta alternativa tiene grandes costos de operación debido al consumo energético tanto del generador de ozono como los equipos de bombeo de retrolavado de filtros.

En cuanto a la probabilidad de que funcione, debido a que se trata de un proceso biológico, se dependerá de la actividad microbiana la cual en caso de aclimatarse correctamente no presentará problemas de tratamiento.

La operación actual de la planta se verá afectada pero no de manera drástica. Se necesitarán mayores controles ya que los lavados se realizarán más frecuentemente.

Se deberá capacitar la mano de obra existente, pero la carga de trabajo no se verá afectada de forma significativa.

El plazo de implementación consiste en la construcción de la nueva planta y la aclimatación de la comunidad microbiana de los filtros biológicos.

En cuanto al impacto social y ambiental, la construcción de las etapas de ozonización y filtros biológicos consiste en como máximo 30 metros de ampliación del terreno original. Por lo que no se considera que haya problemas de expropiación o inconvenientes con vecinos.

- Costo de inversión: U\$S 11.000.000³
- Costo de operación anual: U\$S 1.200.000⁴
- Probabilidad que funcione: 4
- Facilidad de operación: 3
- Mano de obra implicada: 1
- Plazo para implementación: 2
- Impacto social y ambiental: 1

³Según licitación de OSE por construcción de filtros biológicos y unidad de interoxidación

⁴Según proyecto de base Respaldo del sistema de agua potable - Laguna del Sauce" (Hernández y Juanena, 2017)

Alternativa 4: Nanofiltración

La incorporación de una etapa de nanofiltración al proceso de tratamiento actual implica costos de inversión medios. El costo de inversión presentado para esta alternativa representa el costo estimado únicamente para la incorporación del proceso de nanofiltración al actual tratamiento sin realizar ninguna modificación. El costo de inversión real, debería además incluir un costo por ampliación de la planta para el tratamiento de un caudal mayor al actual de forma de obtener el caudal de abastecimiento necesario teniendo en cuenta el rechazo de la nanofiltración. A modo de realizar el análisis comparativo se toma el valor estimado en la sección 7.3 pero se debe tener presente que el costo total de inversión sería aún mayor al costo utilizado en el análisis.

En cuanto al costo de operación, estará integrado por el consumo energético así como los costos de productos químicos utilizados en la limpieza y mantenimiento de las membranas.

Si bien se ha concluido que la alternativa es adecuada para la remoción de MIB y Geosmina, en relación al criterio probabilidad de que funcione se puntúa la alternativa teniendo en cuenta el riesgo de que los metabolitos no logren ser removidos en cantidad suficiente para cumplir con los valores requeridos.

Se tendrán modificaciones en la operación de la planta debido al mantenimiento y limpieza de las membranas de nanofiltración pero no se considera que representen mayores dificultades. Para analizar el criterio de mano de obra implicada, se considera que la implementación del sistema de nanofiltración podrá ser operado de manera adecuada sin necesidad de contratación de nuevo personal.

Para el criterio plazo de implementación se considera que además de la implementación del sistema de nanofiltración en sí mismo, deberá realizarse la correspondiente ampliación de la planta.

Se considera que la incorporación de un sistema de nanofiltración como nueva etapa de tratamiento no tendrá impactos ambientales ni sociales significativos.

- Costo de inversión: U\$S 52.000.000
- Costo de operación anual: U\$S 2.000.000
- Probabilidad que funcione: 3
- Facilidad de operación: 3
- Mano de obra implicada: 1
- Plazo para implementación: 3
- Impacto social y ambiental: 1

En la Tabla 27 se reúnen todos los criterios de cada alternativa con su valoración.

Tabla 27: Tabla de valoración de alternativas.

ID	Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
1	Costo de inversión	U\$S34.000.000	U\$S 125.000.000	U\$S 11.000.000	U\$S50.000.000
2	Costo de operación	U\$S850.000	U\$S4.000.000	U\$S1.200.000	U\$S1.800.000
3	Probabilidad que funcione	3	4	4	3
4	Facilidad de operación	5	3	3	3
5	Mano de obra implicada	4	3	1	1
6	Plazo para implementación	5	4	2	3
7	Impacto social y ambiental	5	4	1	1

Luego de valorar los distintos criterios para cada alternativa, se normalizan las escalas definidas.

En el caso de los costos de inversión y operación, la mejor alternativa será la de menor costo. Por lo tanto se normaliza dividiendo el menor costo por el costo de cada alternativa. De esta forma la alternativa de menor costo tendrá valoración normalizada 1, mientras que las restantes una valoración normalizada menor a 1.

Para los criterios de mano de obra implicada, plazo para implementación e impacto social y ambiental, donde también son mejores los valores más bajos, se normaliza dividiendo el número asociado a la alternativa de menor valor entre el de cada alternativa.

Con respecto, a los criterios de probabilidad de que funcione y facilidad de operación, donde se desean valores de criterio más altos, se normaliza dividiendo los valores establecidos por el mayor valor de todas las alternativas. De esta forma la alternativa de mayor valorización tendrá valoración normalizada 1, mientras que las restantes una valoración normalizada menor a 1.

ID	Criterio	Peso	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
1	Costo de inversión	14	0,32	0,09	1,00	0,21
2	Costo de operación	18	1,00	0,22	0,70	0,46
3	Probabilidad que funcione	25	0,75	1,00	1,00	0,75
4	Facilidad de operación	14	1,00	0,60	0,60	0,60
5	Mano de obra implicada	7	0,25	0,33	1,00	1,00
6	Plazo para implementación	4	0,40	0,50	1,00	0,67
7	Impacto social y ambiental	18	0,20	0,25	1,00	1,00
Suma		100 %	62	47	89	66

De acuerdo a la valoración realizada, se obtiene que la solución de interoxidación más filtros biológicos es la más conveniente para combatir la problemática planteada en el documento, de acuerdo a los criterios considerados.

9. Diseño de unidad de interoxidación con ozono

El objetivo de la oxidación mediante ozono es generar compuestos orgánicos más fácilmente biodegradables, con el fin de ser removidas en una etapa biológica posterior. En muchos casos, la ozonización se utiliza para desinfectar, bajo ciertos criterios que no serán tenidos en cuenta dado que no es el efecto buscado en esta etapa.

El diseño de esta unidad se realiza de acuerdo con consideraciones definidas para oxidación de los compuestos orgánicos.

La unidad consiste en dos cámaras continuas. Las dos cámaras funcionan en serie, de forma continua y la separación entre ellas será mediante una pantalla perforada que asegura la uniformidad en el flujo.

Se considera un caudal de diseño equivalente al caudal máximo diario con pérdidas al final del período de previsión:

$$Q_{Planta} = Q_{max,d,cp} = 162,653 \text{ m}^3/d = 6777 \text{ m}^3/h.$$

9.1. Cámara de inyección de ozono

La primera cámara, donde se aplica el oxidante, se diseña de forma tal que se favorezca el contacto del agua con el ozono. En esta cámara, el tiempo de residencia hidráulico (TRH) no es criterio de diseño, sino que se deben tener en cuenta otras consideraciones, como la aplicación del gas a contraflujo, por lo cual se colocarán tabiques para que el flujo sea vertical. De esta manera, el ozono se aplicará desde la parte inferior del tanque en el sector donde el flujo descienda.

Como consecuencia, se debe respetar una velocidad vertical en el flujo menor a 1 m/s. La cámara se diseña con un ancho útil y separación entre tabiques de 2 y 1,5 metros respectivamente. Por lo tanto, la velocidad vertical del flujo de agua es de 0,63 m/s.

Asimismo, esta cámara cuenta con un destructor de ozono, diseñado para evitar la liberación del gas ozono, que no entró en contacto con el líquido, hacia la atmósfera.

En esta etapa del tratamiento, es de suma importancia dosificar la cantidad de ozono necesaria para promover la biodegradabilidad de la mayor parte de los compuestos presentes en el agua. De acuerdo a bibliografía (Schulz, 2014), una dosis adecuada corresponde a 0,5:1 mg/L O₃:COD. Para ello, se considera una concentración de carbono orgánico disuelto en el agua de 14 mg/L, por lo cual, se deberán aplicar 7 mg/L de O₃.

9.2. Cámara de contacto

La función de la segunda cámara es asegurar un tiempo de contacto para que los compuestos efectivamente reaccionen con el ozono disuelto. El tiempo de contacto recomendado se encuentra en el rango de 5 – 20 minutos.

Puesto que esta cámara se diseña para flujo horizontal, y se colocarán tabiques para disminuir el área de la unidad, se considerará un factor de baffle de 0,70, por tratarse de una cámara con pantalla perforada en la entrada, dos o más tabiques y salida controlada (EPA, 1999).

El factor de baffle es la relación entre el tiempo de residencia del 10 % del caudal sobre el tiempo de residencia hidráulico de toda la unidad.

Con este factor, se permite estimar el tiempo mínimo que el agua va a estar dentro de la cámara por cualquier camino que recorra.

Por lo tanto, a partir del factor de baffle podemos determinar el volumen mínimo de la cámara de manera de que todo el caudal cumpla con el tiempo de contacto mínimo de 5 minutos.

Entonces, el tiempo de contacto en la unidad queda definido como:

$$t_{contacto} = \frac{5min}{0,7} = 7,14$$

De esta manera, el volumen mínimo de la unidad se podrá calcular como:

$$V = Q(m^3/min) \cdot t_{contacto} = 806m^3$$

Por lo tanto, esta segunda cámara queda definido con una altura útil de 7 metros, ancho total de 8,30 metros con 3 tabiques de 0,10 metros y ancho útil de 8 metros, y longitud de 15 metros. El volumen final será de 840 m³.

Por otro lado, la unidad tendrá un metro de altura entre el pelo de agua y el techo, para acumular el ozono que no se disolvió en el agua y que posteriormente será controlado por el destructor de ozono.

9.3. Parámetros de diseño

En la siguiente tabla se resumen los parámetros de diseño de la unidad:

Tabla 28: Parámetros de diseño de unidad de ozonización

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal	m^3/s	1,88
Relación O_3 :DOC		0,5 : 1
Conc. COD	mg/L	14
Dosis O_3	mg/L	7
Cámara de inyección de O_3		
Tabiques	Nº	2
Ancho Tabiques	m	0,1
Separación tabiques	m	1,5
Ancho cámara	m	2
Altura útil	m	7
Altura total	m	8
Velocidad vertical	m/s	0,63
Cámara de contacto		
TRH	min	7,14
Factor de baffle	adim	0,7
TRH ajustado	min	7,2
Volumen útil	m ³	840
Altura útil	m	7
Altura total	m	8
Largo	m	15
Ancho total	m	8,3
Ancho útil	m	8
Ancho tabiques	m	0,1
Tabiques	Nº	3
Módulos	Nº	4
Ancho de c/módulo	m	2

El tanque y los tabiques se materializarán de hormigón, mientras que todas las piezas restantes se construirán de acero inoxidable AISI 316 L.

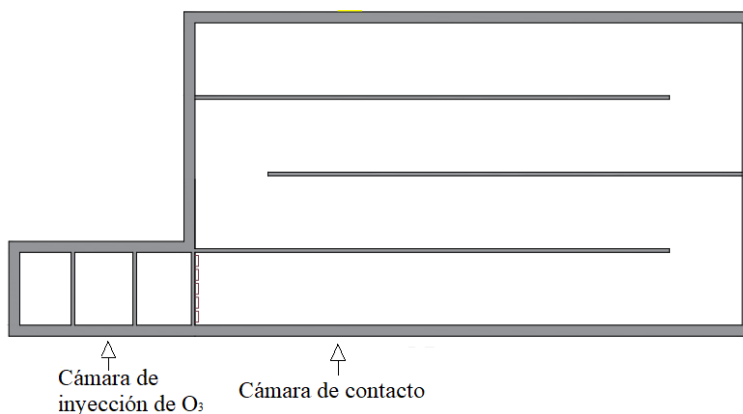


Figura 52: Esquema de unidad de oxidación (vista en planta)

9.4. Pantalla perforada

Se diseña la entrada a la cámara de contacto mediante una pantalla perforada que permita una correcta distribución del caudal.

Si bien la velocidad no es un criterio de diseño para la cámara ni para la pantalla, se debe determinar la pérdida de carga, la cual queda condicionada por la velocidad de pasaje por los orificios.

Según De Acevedo Netto y Acosta (1975), es preferible que los orificios sean circulares y que respeten una distancia de al menos $H/5$ del fondo y $H/6$ de la superficie del agua.

Como la pantalla será de 2 metros de ancho y 7 metros de altura (definida por la altura del pelo de agua), la sección donde se ubican los orificios será de 8,8m², de dimensiones 2m x 4,4m.

Considerando un caudal circulante de 1,88 m³/s, la pantalla queda definida mediante los siguientes parámetros:

Tabla 29: Parámetros de diseño de pantalla difusora

Pantalla difusora		
Cantidad de orificios	Nº	45
Diámetro de orificios	m	0,30
Área de orificio	m ²	0,07
Área de pasaje	m ²	3,18
Velocidad	m/s	0,59
Pérdida de carga	mca	0,05
Distribución		
Orificios en ancho	Nº	5
Orificios en largo	Nº	9
Ancho libre	m	0,50
Largo libre	m	1,70
Distancia horizontal entre orificios	m	0,07
Distancia vertical entre orificios	m	0,19

La pérdida de carga se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{Q^2}{C^2 \cdot A^2 \cdot 2g}$$

Siendo Q el caudal en m³/s, C el coeficiente de orificio sumergido de valor 0,6, A el área total de pasaje en m² y g la aceleración gravitacional de valor 9,8 m/s².

Resultando:

$$\Delta H = 0,05m$$

9.5. Generador de ozono

La generación de ozono quedará definida a partir de la dosis y la eficiencia de transferencia.

La dosis de 7 mg/L, para un caudal de 1,88 m³/s, equivale a 0,014 kg/s o, expresado en horas, 49 kg/hora. Dado que la transferencia del gas al líquido se realizará mediante difusor de burbujas finas, se considera una eficiencia de transferencia de 95 %, resultando en una generación de 51,5 kg/hora, equivalente a 1236 kg/día.

Tabla 30: Parámetros de generación de ozono

Generación de ozono		
Parámetro	Unidad	Valor
Eficiencia de Transf.	%	95
Generación O ₃	kg/s	0,015
Generación O ₃	kg/h	51,5
Generación O ₃	kg/d	1236

Debido a la inestabilidad del gas ozono, el mismo debe ser generado in situ mediante un equipo que utilice oxígeno líquido, oxígeno gaseoso u aire como insumo.

Se buscó un equipo que tenga una capacidad productiva de 51,5 kg O₃/h. Para este caso, se eligió el equipo PDOEVO Ozone System, marca Wedeco – Xylem. Este equipo tiene una capacidad de generación entre 18 y 300 kg/h y puede utilizar como insumo aire, oxígeno líquido u oxígeno gaseoso generado in situ mediante sistema PSA.

La generación de ozono varía según el insumo, pudiendo ser de entre 2 y 6 % del aire utilizado, o entre el 6 y 15 % del oxígeno consumido.

Considerando una eficiencia de producción máxima de ozono del 15 % del oxígeno consumido, se precisan 343 kg O₂/h que equivalen a 300 L/h. Esto requeriría un acopio de oxígeno líquido muy grande.

Por lo tanto, el ozono se generará a partir de aire.

Se colocará una sola unidad del equipo, la cual tiene una capacidad máxima de generación de 65 kg/h.

El generador escogido tiene dimensiones:

- Largo = 5,2 m
- Ancho = 1,35 m
- Altura = 2,0 m

9.6. Unidad de preozonización

Como fue mencionado en capítulos anteriores, la aplicación de ozono puede realizarse al agua bruta, sin ningún tratamiento previo, favoreciendo, entre otras cosas, la adsorción con carbón activado en polvo y la coagulación.

La incorporación de esta unidad mejoraría la calidad del agua tratada, aunque el alto costo, complejidad operativa y el hecho que este fenómeno de olor y sabor en el agua se presente de forma esporádica, llevan a dejar esta fase como opcional.

Se destaca que el diseño de la unidad puede ser idéntica a la presentada anteriormente, variando en la cantidad de ozono a aplicar.

Por lo tanto, se deja abierta la posibilidad de incorporar esta etapa a consideración de los resultados obtenidos con la puesta en operación de la interozonización y filtración biológica.

10. Diseño de filtros biológicos

Los filtros biológicos serán diseñados para funcionar a tasa y nivel constantes.

Para mantener el nivel constante, cada filtro deberá contar con una válvula conectada a un sensor de nivel que proporcione al inicio de la carrera del filtro la pérdida de carga que tendrá el filtro al final de la carrera.

Al inicio de la carrera del filtro, la válvula se encontrará semicerrada de forma tal de proporcionar esa pérdida de carga extra. Una vez que avanza la carrera del filtro, al detectar un aumento en el nivel en el filtro la válvula automáticamente se abrirá de forma de disminuir la pérdida de carga ejercida y así que el nivel de agua dentro del filtro vuelva a su nivel constante. En el momento en que la válvula se encuentra totalmente abierta será cuando se deba realizar el retrolavado del filtro, más allá de no haber llegado a las 24 horas (tiempo de carrera de diseño). De lo contrario el nivel dentro del filtro aumentará y no se podrá controlar.

10.1. Elección del carbón activado granular

A partir de los criterios de selección de carbón activado granular para configuración de filtros biológicos, se tomó la decisión de utilizar un carbón comercializado por la empresa Biraden S.A. De acuerdo con Biraden S.A, comercializan un carbón activado para tratamiento de agua de Clack Corporation denominado HAC High Activated Carbon. Dicho carbón tiene las especificaciones indicadas en la Tabla 31.

Malla	12x40
D10	0,65 mm
Abrasión	81
Contenido de ceniza	menor a 0,5 %
Densidad aparente	400-500 kg/m ³

Tabla 31: Especificaciones del carbón activado de Biraden (2014).

10.2. Diseño de manto de CAG

El caudal de diseño es el caudal máximo diario con pérdidas al final del período de previsión:

$$Q_{Planta} = Q_{max,d,cp} = 162,653 \text{ m}^3/d = 6777 \text{ m}^3/h.$$

De acuerdo con Arboleda Valencia y cols. (2000), la tasa de filtración para filtros biológicos debe encontrarse entre los 5 y 10 m/h. Por otro lado, según Brown y cols. (2015), el EBCT debe encontrarse entre los 3 y 20 minutos. Además, la remoción de materia orgánica depende del EBCT y de la temperatura. Por lo que para el rango de temperatura de la planta de Laguna del Sauce, convendría mantener un EBCT mayor a 12 minutos (Brown y cols., 2015). De esta forma, se seleccionó una tasa de filtración de 8 m/h y un EBCT de 15 minutos.

El siguiente paso en el diseño fue la determinación de la cantidad de filtros necesarios. Para ello se probó con diferentes cantidades hasta encontrar una configuración que cumpliera con las tasas de filtración tanto en operación normal como durante el lavado de un filtro. Se eligió un batería de 8 filtros, obteniendo un caudal por filtro de $847 \text{ m}^3/h$, y por lo tanto un área de filtro de 106 m^2 necesaria para alcanzar la tasa de filtración elegida. En ese caso, se diseñarían los filtros con 14,63 m (576") de largo y 7 m (286") de ancho, obteniendo un área de filtro de 106 m^2 , obteniendo una

tasa de 8 m/h. Al momento de la limpieza de un filtro, el resto de los filtros estarían sometidos a una tasa de 9 m/h, la cual se encuentra dentro del rango.

A partir del EBCT seleccionado, con la Ecuación 13 se determina la altura de manto necesaria como: $h = 2$ m.

$$h = EBCT \times TasaFiltracion \quad (13)$$

De acuerdo con Goldgrabe y cols. (1993), para filtros biológicos de manto de carbón activado granular la pérdida de carga se puede estimar en función del tiempo entre retrolavados. Considerando que los filtros tendrán un retrolavado cada 24 horas y que el diámetro efectivo es 0,65 mm, la pérdida de carga durante la filtración será de 51 cm (Figura 53⁵).

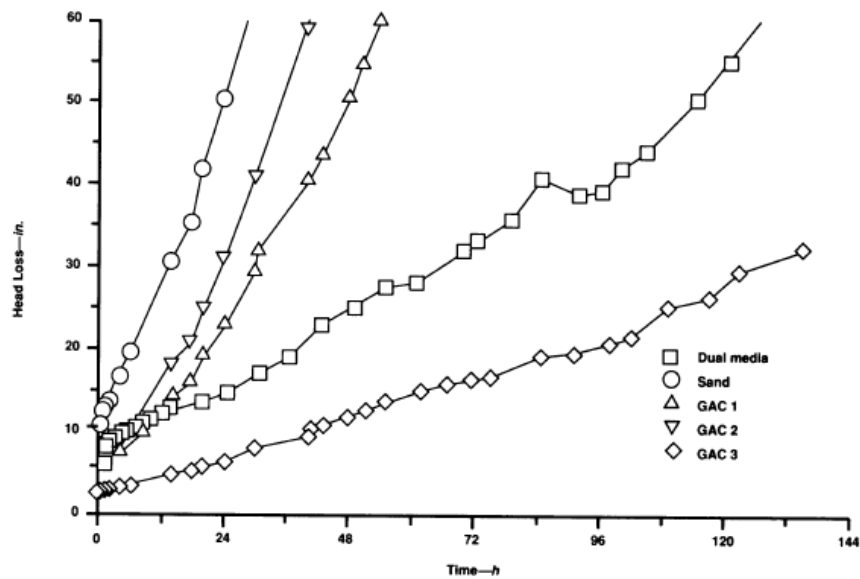


Figura 53: Pérdida de carga en filtros de carbón activado en función del diámetro efectivo y la carrera de filtración (Goldgrabe y cols., 1993).

La velocidad de retrolavado se determina a partir de la expansión del manto que se desea obtener. Se busca una expansión de 50 %, por lo que se necesita una velocidad de lavado entre 24 y 34 m/h para temperaturas entre 8 y 21 °C respectivamente (Ferrara, 1980).

10.3. Manto soporte

Por debajo del manto de CAG se ubica el manto soporte de arena. El ancho del manto de arena se estima como 1/4 del ancho del manto de CAG, a partir de filtros reales pilotos (Evans y cols., 2010).

Por lo que si el manto de CAG es de 191 cm, el manto de arena será de 50 cm.

Las características del manto de arena se indican en la Tabla 32.

⁵GAC 1 y GAC 2 son carbón activado granular de diámetro efectivo 0,64 mm y 0,63 mm respectivamente.

D_{10}	0,50 mm
CU	1,65
CE	0,8
ρ_0	0,42
Densidad aparente	1600 kg/m ³

Tabla 32: Especificaciones del manto soporte de arena.

Debido al uso de falso fondo Leopold, como se detallará más adelante, puede evitarse del uso de grava en el manto soporte.

La pérdida de carga en el manto soporte será la pérdida de carga a través del manto de arena considerado como medio granular fijo no uniforme sin estratificar. La pérdida de carga se determina con la ecuación de Ergun (1952) (Ecuación 14), donde ΔH es la pérdida de carga, $L = 0,50$ m el ancho del manto, $v = 7,65$ m/h la tasa de filtración, $\rho_0 = 0,42$ la porosidad inicial, $CE = 0,8$ el coeficiente de esfericidad, $D_{eq} = 0,83 \times 10^{-3}$ m el diámetro equivalente. El D_{eq} se calcula como la promedio del diámetro efectivo (D_{10}) y el diámetro D_{90} , donde el diámetro D_{90} es el tamaño de tamiz que deja pasar el 90 % de la muestra durante el ensayo granulométrico y se puede calcular con la Ecuación 15.

$$\frac{\Delta H}{L} = 150 \frac{v}{g} \frac{(1 - \rho_0)^2}{\rho_0^3} V \left(\frac{1}{CED_{eq}} \right)^2 + 1,75 \frac{(1 - \rho_0)}{\rho_0^3} \frac{V^2}{g CED_{eq}} \quad (14)$$

$$D_{90} = D_{10} \cdot 10^{1,67 \log(CU)} \quad (15)$$

De esta forma, la pérdida de carga durante la filtración a través del manto soporte es de 18 cm.

10.4. Falso fondo

Las funciones del falso fondo son el soporte de los mantos filtrantes, captación y transporte de agua filtrada, y distribución del agua de lavado.

Existen muchos tipos de falsos fondos posibles. Sin embargo, debido a que el lavado de los filtros se realizará primero con aire, luego agua y aire, y finalmente agua a velocidad alta, las posibilidades de elección se reducen a boquillas especiales, hormigón permeable, falso fondo Leopold de plástico y fondos prefabricados (Arboleda Valencia y cols., 2000).

Se decidió utilizar un falso fondo Leopold de plástico. Específicamente se utilizará Leopold comercializado por la empresa Xylem de Tipo S de material PEAD cuyas dimensiones se indican en la Tabla 33 con un I.M.S 200 por encima. El I.M.S se trata de una placa soporte del medio filtrante de 0,2 mm que elimina la necesidad de grava. Los falso fondo Leopold S pueden usarse tanto con grava, I.M.S 200 o I.M.S 1000. EL I.M.S 200 se utiliza para agua potable, y es sugerido para filtración biológica (Xylem, 2019).

Largo	48"	121,92 cm
Ancho	11"	27,94 cm
Altura	12"	30,48 cm

Tabla 33: Dimensiones de falso fondo Leopold Tipo S

Los Leopold presentan una cámara especial con deflectores que garantiza la distribución uniforme del flujo de lavado (Figura 54). Aceptan una tasa de lavado con agua de hasta 75 m/h y aire hasta 1,5 m/min en condiciones estándar de temperatura y presión. Los Leopold S tienen un canal de recolección de agua lo que equilibra las bajas presiones y previene las zonas de depresión (Figura 55). Una gran ventaja es su facilidad de colocación.

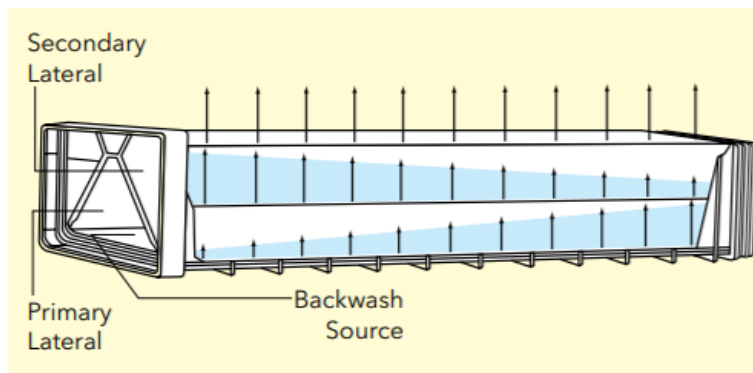


Figura 54: Esquema de distribución de agua de lavado de Leopold S (Xylem, 2019)

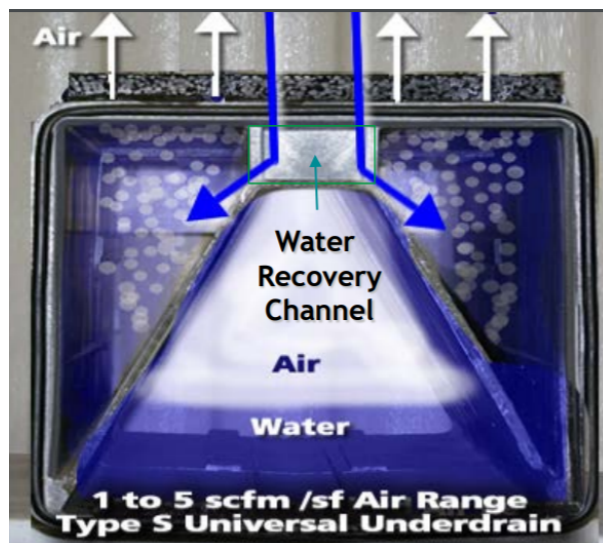


Figura 55: Esquema de cámara de Leopold (Xylem, 2019).

De acuerdo con Xylem (2019), utilizando un canal de entrada de agua de lavado de tipo *Flat*

Bottom, canal que se encuentra al mismo nivel que el falso fondo y en un costado (ver esquema de Figura 56), la máxima cantidad de Leopold que se pueden colocar en línea son 12, obteniendo un largo de 48 pies o 14,63 m.

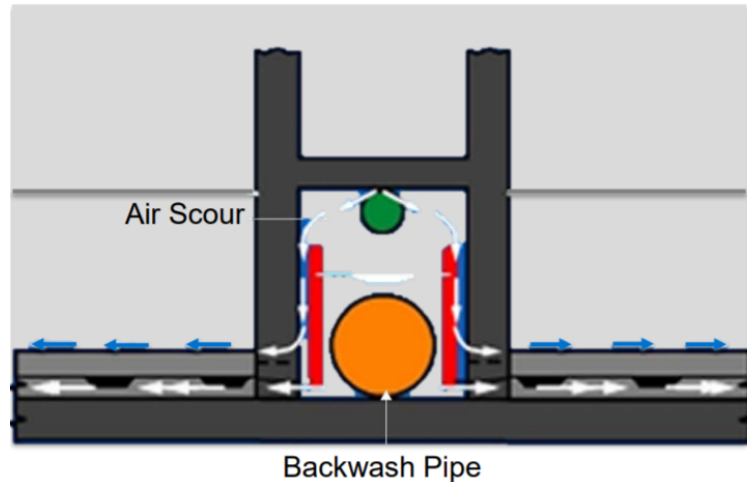


Figura 56: Esquema de entrada de agua de lavado de tipo *Flat bottom* (Xylem, 2019).

De acuerdo con Arboleda Valencia y cols. (2000), la pérdida de carga en fondos Leopold se puede calcular con la Ecuación 16 donde H es la pérdida de carga en pulgadas, Q la tasa de filtración en galones por minuto por pulgadas al cuadrado, y K y M son constantes que dependen del largo del filtro y se obtienen de la tabla de la Figura 57.

$$H = KQ^M \quad (16)$$

En este caso, el largo del filtro es de 48 pies. En la tabla no se indica el valores de las constantes específicamente para 48 pies, y se corroboró que la escala no es lineal, por lo que se utilizaron para el cálculo los valores correspondientes a un largo de 45 pies.

Longitud del lateral en pies

	55	45	35	25	15
K (Plástico)	0.107	0.0989	0.100	0.0726	0.0651
K (Cerámica)	0.360	0.370	0.510	0.950	1.050
M (Plástico)	1.952	1.938	1.901	1.972	1.968
M (Cerámica)	1.850	1.730	1.550	1.300	1.200

Figura 57: Tabla de valores de constantes K y M (Arboleda Valencia y cols., 2000).

La pérdida de carga calculada fue de 0,05 mm, por lo que se considera despreciable.

La placa soporte I.M.S 200 proporciona una pérdida de carga extra a la del Leopold Tipo S. La misma se puede estimar a partir del gráfico de la Figura 58 proporcionado por Xylem (2019).

Para la tasa de filtración de 8 m/h, la pérdida de carga se estima en 1 cm, por lo que también se considera despreciable.

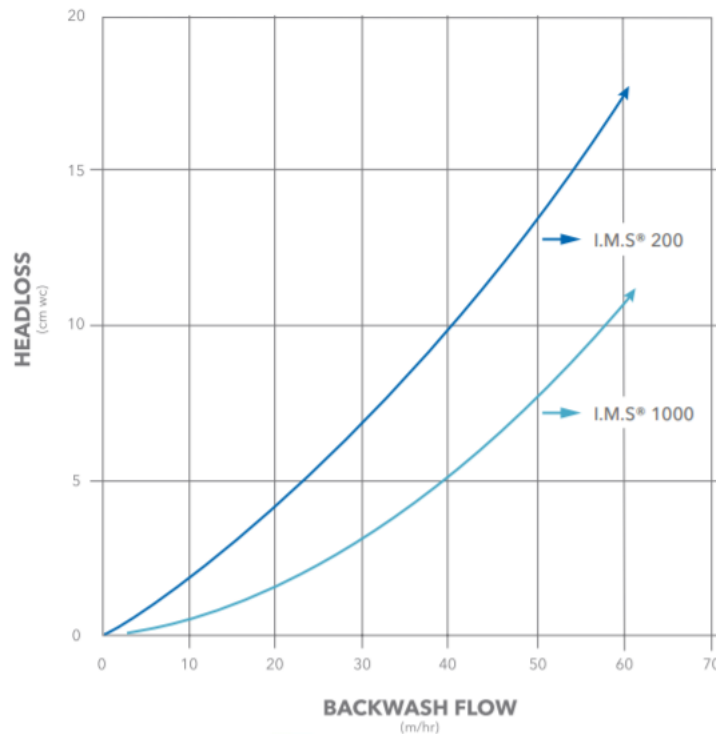


Figura 58: Gráfico de pérdida de carga en función de la tasa (Xylem, 2019).

10.5. Canaletas de recolección de agua de lavado

Las canaletas de recolección de agua de lavado deben encontrarse a una altura tal que no acarren el manto al ser expandido, y deben tener una geometría tal que el tirante en la canaleta pueda ser conducido hacia fuera del filtro a una canaleta general de recirculación. Por lo tanto, la parte superior de las canaletas se debe ubicar por encima de la altura de expansión del filtro en momento de lavado.

Se diseñan tres canaletas las cuales deberán conducir un caudal de 1206 m³/h a superficie libre. Las paredes de las canaletas actúan como vertederos libres, generando una sobre elevación de 33 mm por encima de la pared calcula con la Ecuación 17 donde *AnchoVertedero* es dos veces el largo de los filtros.

$$Q = 1,838 \cdot \text{AnchoVertedero} \cdot h^{1,5} \quad (17)$$

La determinación de la geometría de las canaletas depende de su aptitud para conducir el caudal necesario a superficie libre. Para cumplir con descarga libre, el tirante dentro de la canaleta generado por el caudal máximo de lavado, calculado con la Ecuación 18, no debe ser mayor a un 75 % de la altura de la canaleta.

Considerando un ancho de canaleta de 65 cm, el tirante máximo en canaleta será de 52 cm obtenido considerando la velocidad de lavado máxima (34 m/h). Para cumplir con la condición de tirante máximo menor o igual al 75 % de la altura, se elige una altura de canaleta de 70 cm.

$$Q = 1,38 \cdot \text{Ancho} \cdot h^{1,5} \quad (18)$$

De esta forma, se construirán 3 canaletas de recolección de agua de lavado de 65 cm de ancho y 70 cm de altura, dejando una distancia entre canaletas de 168 cm y 84 cm entre las canaletas laterales y la pared de los filtros.

Las canaletas de recolección desembocarán con descarga libre en un canal general el cual conducirá el agua para su recirculación o purga. Las dimensiones de la canaleta general se haya de forma similar que las de recolección de agua de lavado. El caudal que deberán transportar es la velocidad de lavado máxima por el área de un filtro: $Q=3617 \text{ m}^3/h$, por lo que el tirante máximo en el canal será de 81 cm considerando un ancho de 1 m. Para cumplir con descarga libre, el canal general deberá tener una altura de 1,1 m. Durante el lavado de un filtro, el pasaje de canaletas de recolección a canal general del resto de los filtro deberá estar cerrado.

10.6. Configuración final

La batería de filtros consiste en 8 filtros. Cada filtro tiene la siguiente configuración (desde abajo hacia arriba):

- Falso fondo Leopold Tipo S con I.M.S 200 de 30,50 cm.
- Manto de arena de tamaño efectivo 0,5 mm de 50 cm. Durante el lavado a contracorriente se expandirá a 56 cm.
- Manto de carbón activado granular de diámetro efectivo 0,65 mm de 2 m. Durante el lavado a contracorriente se expandirá a 3 m.
- Tres canaletas de recolección de agua de lavado equiespaciadas de 65 cm de ancho y 70 cm de altura.

En la Figura 59 se realizó un esquema con las alturas de diseño y la ubicación de la canaleta de recolección de agua de lavado.

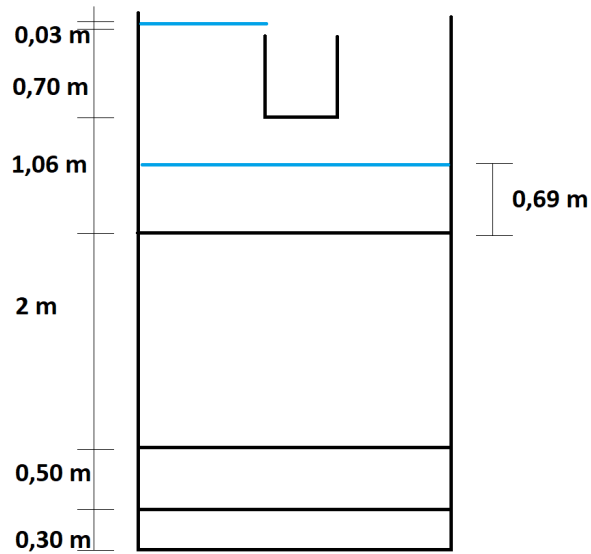


Figura 59: Configuración del perfil de los filtros

10.7. Lavado de filtros

De acuerdo a diferente bibliografía, para obtener un lavado eficiente de los filtros se recomienda una expansión del manto de carbón activado de comprendida entre 20 % y 60 %. En este caso se selecciona una expansión de 50 % y a partir de este valor se determina la tasa de lavado necesaria, diferenciando para temperaturas de verano (21°C) e invierno (8°C). Se utilizan los gráficos presentados en las Figuras 60 y 61 para estimar las tasas. Para la temperatura de invierno elegida se aproxima la tasa a partir de la tasa necesaria para 6°C . A pesar de que el manto utilizado en el estudio de (Ferrara, 1980) (CAG de malla 10x30) no es igual al seleccionado en este proyecto (malla 12x40), se utilizan los resultados para aproximar la tasa de lavado ya que presentan tamaño de partículas próximos.

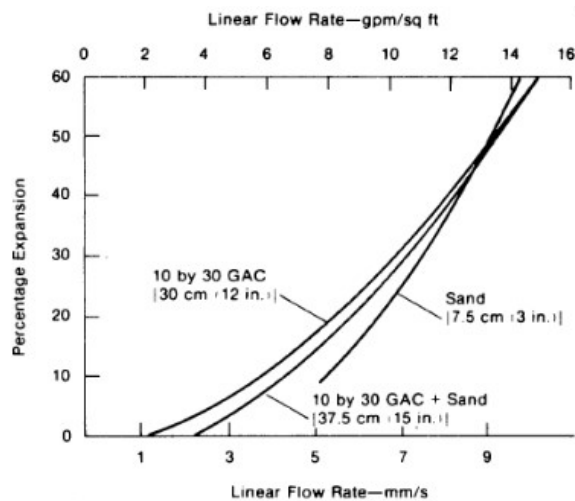


Figura 60: Expansión de diferentes mantos para 21°C (Ferrara, 1980).

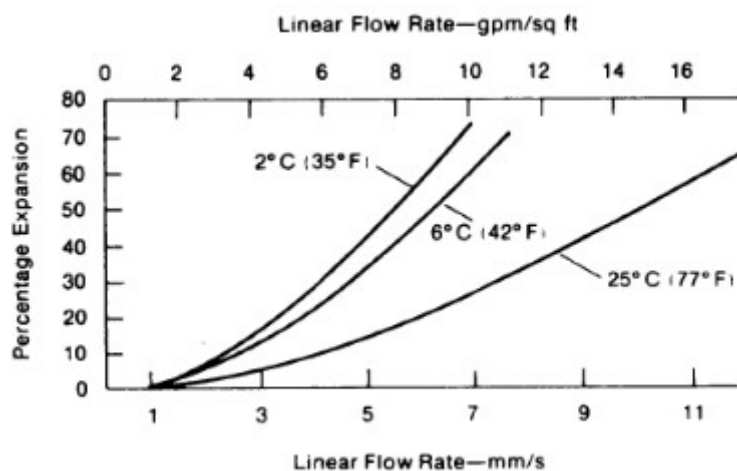


Figura 61: Expansión de un manto de CAG de malla 10x30 a diferentes temperaturas (Ferrara, 1980).

El caudal de lavado de un filtro es igual a la velocidad de lavado por el área del filtro. Por lo que el caudal variará desde $2550 \text{ m}^3/\text{h}$ a $3614 \text{ m}^3/\text{h}$. Por lo tanto se deberá tener una bomba con variador de frecuencia para poder ajustar el caudal a bombear, o diseñar con N bombas en verano y N-1 en invierno.

En cuanto a la carga a vencer, el agua de lavado bombeada deberá llegar a la cota de vertido de canaletas. Para ello deberá superar no solo la diferencia geométrica sino también las pérdidas de carga generadas en el manto y falso fondo. Dada la velocidad de lavado, las pérdidas de carga serán más significantes que durante la filtración, especialmente en el falso fondo, el cual se consideraba despreciable durante la filtración.

La pérdida de carga en el manto soporte de arena se determina de forma diferente que durante filtración, pues ahora el manto se encuentra fluidificado. La pérdida de carga en manto fluidificado se determina con la Ecuación 19, donde H es la pérdida de carga, L el espesor inicial del manto, ρ la densidad del agua, ρ_s la densidad de la arena y ρ_0 la porosidad inicial. Por lo tanto, la pérdida de carga en el manto de arena es de 46,2 cm.

$$H = L \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \rho_0) \quad (19)$$

En cuanto al manto soporte, la pérdida de carga se halla de igual forma que durante la filtración. En el Leopold S, la pérdida de carga será nuevamente despreciable (0,2 mm). Pero en la placa soporte I.M.S 200, la pérdida de carga será de 8 cm.

Por el momento se estimará la pérdida de carga en el CAG con la misma ecuación que de pérdida de carga en manto fluidificado utilizada para el manto soporte de arena. Por lo tanto, para las características del carbón activado granular, la pérdida de carga durante retrolavado será de 52 cm.

Finalmente, la carga que deberá superar la bomba será la suma del desnivel geométrico y las pérdidas de carga en los mantos y falso fondo que llegan a los 104,2 cm.

11. Depósito de agua flotada y de agua filtrada

Se prevé la construcción de los depósitos intermedios en el proceso: un depósito de agua flotada y un depósito de agua filtrada.

El depósito de agua flotada se utilizará como pozo de bombeo posterior a las unidades de Flotación por aire disuelto. El objetivo principal consiste en bombear desde dicho depósito hacia la cámara de contacto de ozono, donde luego se conducirá por gravedad hacia los filtros biológicos. Además se preverá una configuración de bombeo tal que eleve el agua directamente hacia los filtros, by-passeando la cámara de contacto de ozono. Como primer aproximación se diseñó el depósito de 14 m de ancho, 14 m de largo y cota de pelo de agua de 2,44 m respecto al fondo del depósito. Las dimensiones podrán variar de acuerdo a los requisitos del equipo de bombeo a emplear.

El depósito de agua filtrada cumple la función de almacenar agua a utilizar durante el lavado de un filtro. Como se explicó previamente, el lavado consiste en tres etapas: una primera etapa con aire, luego aire y agua a una tasa de 0,28 m³/min por 5 minutos, y finalmente solo con agua a velocidad de lavado tal que genere una expansión del manto de 50 % por 15 minutos. El volumen de agua necesario para cumplir con la segunda y la tercer etapa del lavado es 910 m³. Diseñando un depósito de 980 m³ de capacidad se asegura la cantidad de agua necesaria para el retrolavado sin discontinuar la obtención de agua tratada. En primera instancia se diseñó el depósito con 14 m de ancho, 14 m de largo y 5 m de cota de pelo de agua respecto al fondo del depósito.

12. Conclusiones

La planta potabilizadora de Laguna del Sauce se encuentra ubicada en la laguna de nombre homónimo. La misma abastece a varias localidades que forman parte de la principal zona turística del país. Actualmente la planta cuenta con un sistema de tratamiento convencional más una etapa opcional de adsorción con carbono activado en polvo, por lo tanto, el tratamiento está conformado por adsorción con CAP, coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, filtración en unidades de arena y antracita, y desinfección final con cloro.

En ocasiones puntuales, se han presentado eventos de floraciones algales en la laguna, repercutiendo en la calidad del agua distribuida, por ende generando disconformidad en la población abastecida. Las cianobacterias presentes en el agua bruta captada de la laguna son capaces de generar episodios de olor y sabor en el agua tratada a partir de la liberación de metabolitos MIB y Geosmina. De acuerdo a registros, estos episodios ocurren aproximadamente cada 10 años, y tienen una duración promedio de 2 meses.

Para poder mitigar esta situación que impacta directamente a la población local y turística, se analizaron cuatro alternativas distintas: fuente alternativa de abastecimiento, sistema de ósmosis inversa, nanofiltración y filtración biológica con previa oxidación con ozono.

En el presente documento, se presentaron las diversas alternativas, estudiando sus ventajas, desventajas y costos, de forma de poder determinar cual es la mejor opción para combatir los episodios de olor y sabor en el agua distribuida.

La selección de la alternativa fue realizada mediante un método que considera diversos criterios y valoraciones, resultando ser la opción más beneficiosa para mitigar esta problemática la modificación del tratamiento actual a partir de oxidación por ozono complementaria a la filtración biológica.

El nuevo tratamiento propuesto, para mitigar el problema de olor y sabor en el agua distribuida durante casos de floraciones algales, consiste en la captación del agua bruta, posible dosificación de carbón activado en polvo y posterior bombeo hacia un tanque de contacto donde se acentúa la adsorción de los contaminantes, coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, oxidación por ozono, filtración biológica y desinfección mediante cloro gas.

Este tratamiento mantiene las unidades actuales de captación, tanque de contacto, coagulación, floculación, flotación por aire disuelto y desinfección.

Las modificaciones surgen mediante la construcción de una unidad de oxidación por ozono (con todos los componentes para asegurar el manejo adecuado), una batería de filtros biológicos con falso fondo Leopold, manto soporte de arena y manto filtrante de carbón activado granular, y dos depósitos para agua clarificada (flotada) y para agua filtrada.

Por otra parte, la batería de filtros actuales será puesta fuera de funcionamiento pero dejándola en condiciones de poder officiar como postcontactores.

Cabe destacar que esta alternativa fue la escogida por OSE para la Usina de Laguna del Sauce y se encuentra en etapa de construcción, aunque aún restan pruebas y estudios por realizar para establecer la correcta operación de la misma. Incluso, por tratarse de una combinación de métodos novedosos con características biológicas, se entiende que hasta no comenzar a operar a escala real no se podrá determinar su funcionamiento ni operación.

Se desconoce si OSE evaluó otras alternativas y si utilizó algún método de selección para inclinarse por la oxidación y filtración biológica, pero en este documento se respalda dicha elección.

Durante la determinación del caudal de diseño, se estableció un valor de pérdidas en red y planta de 45 %, valor tomado de Hernández y Juanena (2017). Se deberá verificar que dicho porcentaje de pérdidas incluye la totalidad de las aguas de purga que se obtienen tanto en el lavado de filtros como en etapas anteriores.

En cuanto a la pérdida de carga de los filtros biológicos, se observó que el valor teórico se encuentra significativamente por debajo de lo normal en filtros de arena y antracita, para los cuales en general se considera una pérdida de carga de aproximadamente 2 metros. Se deberá profundizar en dicho cálculo, considerando tanto el efecto de la capa biológica y el efecto del filtro saturado, para evitar tener carreras de filtración menores a las planteadas como objetivo.

Se deberá además profundizar en el perfil hidráulico. Para ello se deberá obtener un mejor relevamiento topográfico e información sobre el proceso de cloración, para así poder conectar el depósito de agua filtrada con el tanque cisterna.

Será también de pertinencia el estudio de la opción de incluir los filtros convencionales como post-contactores, analizando la viabilidad y abordando posteriormente la conexión con la etapa de cloración y tanque cisterna.

En este primer diseño se presentó un sistema de tuberías preliminar para conducir las aguas filtradas, las de purga y las de lavado. En la próxima etapa se propondrá un diseño más exhaustivo.

Por otro lado, se considera interesante realizar a futuro una evaluación del daño ocurrido por eventos pasados de sabor y olor para cuantificar el impacto en la industria y el turismo.

A. Anexo A: Actualización de la línea de base

Fecha	Coliformes Fecales (ufc/100ml)	Fecha	Coliformes Fecales (ufc/100ml)
8/01/2015	20	8/03/2017	560
15/01/2015	10	15/03/2017	280
22/01/2015	20	29/03/2017	150
29/01/2015	10	1/04/2017	250
5/02/2015	10	27/09/2017	10
12/02/2015	10	15/11/2017	10
26/02/2015	10	12/12/2017	80
5/03/2015	10	20/12/2017	120
12/03/2015	40	27/12/2017	10
19/03/2015	10	3/01/2018	10
26/03/2015	60	11/01/2018	10
4/11/2015	10	16/01/2018	10
9/11/2015	30	23/01/2018	10
18/11/2015	10	30/01/2018	10
24/11/2015	10	14/02/2018	10
2/12/2015	10	20/02/2018	60
9/12/2015	20	6/03/2018	190
16/12/2015	20	14/03/2018	10
23/12/2015	410	20/03/2018	120
7/01/2016	10	26/04/2018	10
13/01/2016	850	29/05/2018	30
20/01/2016	10	11/07/2018	10
27/01/2016	10	27/09/2018	10
3/02/2016	130	30/10/2018	1
10/02/2016	60	20/11/2018	10
18/02/2016	40	13/12/2018	130
24/02/2016	10	19/12/2018	760
1/03/2016	10	27/12/2018	290
9/03/2016	50	8/01/2019	300
16/03/2016	15	16/01/2019	50
30/03/2016	30	22/01/2019	1550
9/11/2016	10	29/01/2019	340
7/12/2016	10	5/02/2019	100
21/12/2016	10	14/02/2019	1070
28/12/2016	10	19/02/2019	900
4/01/2017	80	26/02/2019	1700
11/01/2017	10	7/03/2019	400
18/01/2017	50	14/03/2019	20
25/01/2017	380	21/03/2019	100
1/02/2017	380	28/03/2019	530
7/02/2017	70	10/04/2019	350
15/02/2017	50	29/05/2019	10
22/02/2017	10	30/07/2019	130
1/03/2017	250		

Tabla 1: Coliformes fecales en la estación Playa Portezuelo

Tabla 2: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Fósforo Total (IET_{PT}) para las estaciones Norte, Sur y Potrero.

	Norte		Sur		Potrero	
	IET	Clasificación	IET	Clasificación	IET	Clasificación
21/08/2013	71	Hipereutrófico	70	Hipereutrófico	68	Hipereutrófico
25/09/2013	70	Hipereutrófico	70	Hipereutrófico	68	Hipereutrófico
30/10/2013	71	Hipereutrófico	70	Hipereutrófico	69	Hipereutrófico
11/12/2013	64	Supertrófico	64	Supertrófico	62	Eutrófico
29/01/2014	62	Eutrófico	63	Eutrófico	61	Eutrófico
26/02/2014	68	Hipereutrófico	67	Hipereutrófico	67	Hipereutrófico
19/03/2014	71	Hipereutrófico	71	Hipereutrófico	66	Supertrófico
28/05/2014	72	Hipereutrófico	72	Hipereutrófico	67	Supertrófico
25/06/2014	71	Hipereutrófico	71	Hipereutrófico	67	Hipereutrófico
11/09/2014	71	Hipereutrófico	72	Hipereutrófico	71	Hipereutrófico
26/11/2014	69	Hipereutrófico	68	Hipereutrófico	69	Hipereutrófico
5/02/2015	66	Supertrófico	67	Hipereutrófico	68	Hipereutrófico
11/03/2015	69	Hipereutrófico	69	Hipereutrófico	73	Hipereutrófico
22/04/2015	61	Eutrófico	61	Eutrófico	59	Eutrófico
27/05/2015	68	Hipereutrófico	65	Supertrófico	66	Supertrófico
26/06/2015	57	Mesotrófico	58	Mesotrófico	55	Mesotrófico
5/08/2015	66	Supertrófico	66	Supertrófico	71	Hipereutrófico
2/09/2015	60	Eutrófico	60	Eutrófico	61	Eutrófico
22/10/2015	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	58	Mesotrófico
18/11/2015	58	Mesotrófico	58	Mesotrófico	59	Eutrófico
7/12/2015	62	Eutrófico	60	Eutrófico	59	Eutrófico
7/01/2016	60	Eutrófico	60	Eutrófico	61	Eutrófico
3/02/2016	63	Supertrófico	60	Eutrófico	58	Mesotrófico
2/03/2016	62	Eutrófico	59	Eutrófico	57	Mesotrófico
7/04/2016	63	Eutrófico	63	Eutrófico	59	Eutrófico
19/05/2016	64	Supertrófico	63	Eutrófico	61	Eutrófico

Tabla 3: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Fósforo Total (IET_{PT}) para las estaciones Cisnes, Pan de Azúcar y Sauce.

	Cisnes		Pan de Azúcar		Sauce	
	IET	Clasificación	IET	Clasificación	IET	Clasificación
21/08/2013	69	Hipereutrófico	64	Supertrófico	70	Hipereutrófico
25/09/2013	69	Hipereutrófico	66	Supertrófico	70	Hipereutrófico
30/10/2013	70	Hipereutrófico	65	Supertrófico	69	Hipereutrófico
11/12/2013	62	Eutrófico	62	Eutrófico	64	Supertrófico
29/01/2014	62	Eutrófico	-	-	65	Supertrófico
26/02/2014	67	Supertrófico	-	-	71	Hipereutrófico
19/03/2014	70	Hipereutrófico	-	-	69	Hipereutrófico
28/05/2014	68	Hipereutrófico	-	-	67	Supertrófico
25/06/2014	67	Hipereutrófico	-	-	67	Supertrófico
11/09/2014	70	Hipereutrófico	-	-	71	Hipereutrófico
26/11/2014	65	Supertrófico	-	-	65	Supertrófico
5/02/2015	67	Hipereutrófico	-	-	70	Hipereutrófico
11/03/2015	69	Hipereutrófico	-	-	-	-
22/04/2015	61	Eutrófico	58	Mesotrófico	-	-
27/05/2015	68	Hipereutrófico	68	Hipereutrófico	-	-
26/06/2015	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
5/08/2015	70	Hipereutrófico	69	Hipereutrófico	-	-
2/09/2015	62	Eutrófico	58	Mesotrófico	-	-
22/10/2015	58	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
18/11/2015	59	Eutrófico	59	Eutrófico	-	-
7/12/2015	60	Eutrófico	58	Mesotrófico	-	-
7/01/2016	59	Eutrófico	60	Eutrófico	-	-
3/02/2016	60	Eutrófico	-	-	-	-
2/03/2016	60	Eutrófico	-	-	-	-
7/04/2016	62	Eutrófico	-	-	-	-
19/05/2016	61	Eutrófico	-	-	-	-

Tabla 4: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Clorofila A (IET_{CL}) para las estaciones Norte, Sur y Sauce.

	Norte		Sur		Sauce	
	IET	Clasificación	IET	Clasificación	IET	Clasificación
21/08/2013	67	Supertrófico	61	Eutrófico	66	Supertrófico
1/12/2016	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
9/12/2016	55	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
16/12/2016	54	Mesotrófico	52	Mesotrófico	-	-
22/12/2016	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
2/01/2017	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
11/01/2017	56	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
18/01/2017	52	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
24/01/2017	56	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
2/02/2017	52	Oligotrófico	57	Mesotrófico	-	-
8/02/2017	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
15/02/2017	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
22/02/2017	58	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
1/03/2017	55	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
8/03/2017	48	Oligotrófico	43	Ultraoligotrófico	-	-
16/03/2017	-	-	49	Oligotrófico	-	-
23/03/2017	56	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
31/03/2017	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
7/04/2017	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
22/11/2017	35	Ultraoligotrófico	47	Ultraoligotrófico	-	-
30/11/2017	59	Eutrófico	59	Mesotrófico	-	-
7/12/2017	59	Mesotrófico	60	Eutrófico	-	-
15/12/2017	59	Mesotrófico	60	Eutrófico	-	-
28/12/2017	58	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
3/01/2018	55	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
11/01/2018	59	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
18/01/2018	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
25/01/2018	57	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
31/01/2018	54	Mesotrófico	53	Mesotrófico	-	-
8/02/2018	54	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
15/02/2018	54	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
22/02/2018	51	Oligotrófico	52	Mesotrófico	-	-
1/03/2018	51	Oligotrófico	53	Mesotrófico	-	-
7/03/2018	52	Mesotrófico	53	Mesotrófico	-	-
26/03/2018	53	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
13/11/2018	54	Mesotrófico	55	Mesotrófico	54	Mesotrófico
20/11/2018	54	Mesotrófico	54	Mesotrófico	53	Mesotrófico
30/11/2018	54	Mesotrófico	54	Mesotrófico	43	Ultraoligotrófico
13/12/2018	59	Eutrófico	54	Mesotrófico	55	Mesotrófico
20/12/2018	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	58	Mesotrófico
28/12/2018	55	Mesotrófico	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico
4/01/2019	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	57	Mesotrófico
11/01/2019	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	58	Mesotrófico
18/01/2019	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico	57	Mesotrófico
24/01/2019	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico
31/01/2019	58	Mesotrófico	58	Mesotrófico	56	Mesotrófico
7/02/2019	58	Mesotrófico	58	Mesotrófico	56	Mesotrófico
15/02/2019	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico	55	Mesotrófico
21/02/2019	55	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-

Tabla 5: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Clorofila A (IET_{CL}) para las estaciones Cisne, Potrero y Pan de Azúcar.

	Cisne		Potrero		Pan de Azúcar	
	IET	Clasificación	IET	Clasificación	IET	Clasificación
21/08/2013	59	Eutrófico	61	Eutrófico	55	Mesotrófico
1/12/2016	55	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
9/12/2016	55	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
16/12/2016	54	Mesotrófico	60	Eutrófico	-	-
22/12/2016	56	Mesotrófico	61	Eutrófico	-	-
2/01/2017	56	Mesotrófico	59	Mesotrófico	-	-
11/01/2017	59	Eutrófico	60	Eutrófico	-	-
18/01/2017	54	Mesotrófico	61	Eutrófico	55	Mesotrófico
24/01/2017	56	Mesotrófico	59	Mesotrófico	-	-
2/02/2017	54	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
8/02/2017	53	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
15/02/2017	55	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
22/02/2017	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
1/03/2017	56	Mesotrófico	58	Mesotrófico	52	Mesotrófico
8/03/2017	48	Oligotrófico	51	Oligotrófico	-	-
16/03/2017	48	Oligotrófico	50	Oligotrófico	-	-
23/03/2017	55	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
31/03/2017	56	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
7/04/2017	56	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
22/11/2017	48	Oligotrófico	48	Oligotrófico	-	-
30/11/2017	55	Mesotrófico	59	Eutrófico	-	-
7/12/2017	61	Eutrófico	60	Eutrófico	-	-
15/12/2017	60	Eutrófico	60	Eutrófico	-	-
28/12/2017	56	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
3/01/2018	56	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
11/01/2018	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
18/01/2018	57	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
25/01/2018	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
31/01/2018	53	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
8/02/2018	-	-	-	-	-	-
15/02/2018	54	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
22/02/2018	52	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
1/03/2018	53	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-
7/03/2018	51	Oligotrófico	52	Mesotrófico	-	-
26/03/2018	54	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
13/11/2018	53	Mesotrófico	53	Mesotrófico	-	-
20/11/2018	55	Mesotrófico	54	Mesotrófico	-	-
30/11/2018	54	Mesotrófico	53	Mesotrófico	-	-
13/12/2018	59	Eutrófico	54	Mesotrófico	-	-
20/12/2018	57	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
28/12/2018	57	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
4/01/2019	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
11/01/2019	58	Mesotrófico	58	Mesotrófico	-	-
18/01/2019	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
24/01/2019	56	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
31/01/2019	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
7/02/2019	57	Mesotrófico	57	Mesotrófico	-	-
15/02/2019	57	Mesotrófico	56	Mesotrófico	-	-
21/02/2019	55	Mesotrófico	55	Mesotrófico	-	-

Tabla 6: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Disco Secchi para las estaciones Norte, Sur y Sauce.

	Norte		Sur		Sauce	
	Secchi (m)	Clasificación	Secchi (m)	Clasificación	Secchi (m)	Clasificación
21/08/2013	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico	0,75	Supereutrófico
25/09/2013	0,6	Supereutrófico	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico
30/10/2013	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico	1	Eutrófico
11/12/2013	1,05	Eutrófico	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico
29/01/2014	0,75	Supereutrófico	0,75	Supereutrófico	1,2	Mesotrófico
26/02/2014	0,5	Hipereutrófico	0,9	Eutrófico	0,9	Eutrófico
19/03/2014	0,7	Supereutrófico	0,6	Supereutrófico	1,15	Mesotrófico
28/05/2014	0,6	Supereutrófico	0,7	Supereutrófico	2,05	Oligotrófico
25/06/2014	NaN	-	0,9	Eutrófico	1,4	Mesotrófico
11/09/2014	NaN	-	NaN	-	NaN	-
26/11/2014	NaN	-	NaN	-	NaN	-
5/02/2015	NaN	-	NaN	-	NaN	-
11/03/2015	1	Eutrófico	1	Eutrófico	0,95	Eutrófico
13/11/2018	0,62	Supereutrófico	0,62	Supereutrófico	0,91	Eutrófico
20/11/2018	0,45	Hipereutrófico	0,55	Hipereutrófico	0,73	Supereutrófico
30/11/2018	0,62	Supereutrófico	0,67	Supereutrófico	0,45	Hipereutrófico
13/12/2018	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico	1	Eutrófico
20/12/2018	0,75	Supereutrófico	0,7	Supereutrófico	0,75	Supereutrófico
28/12/2018	0,75	Supereutrófico	0,75	Supereutrófico	0,75	Supereutrófico
4/01/2019	0,75	Supereutrófico	0,7	Supereutrófico	0,58	Hipereutrófico
11/01/2019	0,8	Eutrófico	0,82	Eutrófico	0,5	Hipereutrófico
18/01/2019	0,75	Supereutrófico	0,9	Eutrófico	0,65	Supereutrófico
24/01/2019	0,75	Supereutrófico	0,6	Supereutrófico	0,63	Supereutrófico
31/01/2019	0,75	Supereutrófico	0,73	Supereutrófico	0,95	Eutrófico
7/02/2019	0,77	Supereutrófico	0,7	Supereutrófico	1,22	Mesotrófico
15/02/2019	0,63	Supereutrófico	0,85	Eutrófico	1,9	Oligotrófico
21/02/2019	0,9	Eutrófico	0,83	Eutrófico	NaN	-

Tabla 7: Índice de Estado Trófico utilizando sólo el parámetro Disco Secchi para las estaciones Cisne, Potrero y Pan de Azúcar.

	Cisne		Potrero		Pan de Azúcar	
	Secchi (m)	Clasificación	Secchi (m)	Clasificación	Secchi (m)	Clasificación
21/08/2013	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico	1,2	Mesotrófico
25/09/2013	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico	0,5	Hipereutrófico
30/10/2013	0,8	Eutrófico	0,8	Eutrófico	1,5	Mesotrófico
11/12/2013	0,9	Eutrófico	1,05	Eutrófico	1,2	Mesotrófico
29/01/2014	1	Eutrófico	1,4	Mesotrófico	NaN	-
26/02/2014	0,95	Eutrófico	1,1	Mesotrófico	NaN	-
19/03/2014	1,1	Mesotrófico	1,8	Oligotrófico	NaN	-
28/05/2014	2,1	Oligotrófico	2,4	Ultraoligotrófico	NaN	-
25/06/2014	1,6	Mesotrófico	0,9	Eutrófico	NaN	-
11/09/2014	NaN	-	NaN	-	NaN	-
26/11/2014	NaN	-	NaN	-	NaN	-
05/02/2015	NaN	-	NaN	-	NaN	-
11/03/2015	1,25	Mesotrófico	1,5	Mesotrófico	NaN	-
13/11/2018	0,82	Eutrófico	0,9	Eutrófico	NaN	-
20/11/2018	0,72	Supereutrófico	0,95	Eutrófico	NaN	-
30/11/2018	0,96	Eutrófico	1,15	Mesotrófico	NaN	-
13/12/2018	0,95	Eutrófico	1,2	Mesotrófico	NaN	-
20/12/2018	0,85	Eutrófico	0,75	Supereutrófico	NaN	-
28/12/2018	0,7	Supereutrófico	0,6	Supereutrófico	NaN	-
04/01/2019	0,8	Eutrófico	0,55	Hipereutrófico	NaN	-
11/01/2019	0,45	Hipereutrófico	0,45	Hipereutrófico	NaN	-
18/01/2019	0,65	Supereutrófico	0,7	Supereutrófico	NaN	-
24/01/2019	0,6	Supereutrófico	0,65	Supereutrófico	NaN	-
31/01/2019	0,73	Supereutrófico	0,96	Eutrófico	NaN	-
7/02/2019	0,8	Eutrófico	0,83	Eutrófico	NaN	-
15/02/2019	0,96	Eutrófico	1	Eutrófico	NaN	-
21/02/2019	1,08	Eutrófico	1,13	Mesotrófico	NaN	-

Fecha	IQA					
	Norte	Sur	Sauce	Potrero	Cisne	Pan de Azúcar
07/01/2016	74	76	NaN	64	74	NaN
03/02/2016	67	69	NaN	73	74	NaN
02/03/2016	71	74	NaN	76	72	NaN

Tabla 8: Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA y OSE.

Fecha	IQA					
	Norte	Sur	Sauce	Potrero	Cisne	Pan de Azúcar
05/02/2015	71	69	NaN	73	72	74
22/04/2015	66	62	NaN	66	70	70
27/05/2015	71	71	NaN	67	69	73
26/06/2015	72	71	NaN	75	72	73
02/09/2015	68	68	NaN	69	69	74
22/10/2015	73	72	NaN	64	73	74
18/11/2015	69	69	NaN	72	72	NaN
07/01/2016	71	73	NaN	73	73	NaN
03/02/2016	63	66	NaN	73	72	NaN
02/03/2016	71	72	NaN	74	72	NaN
19/05/2016	70	71	NaN	73	73	NaN

Tabla 9: Tabla con IQA utilizando datos de DINAMA.

Referencias

- Arboleda Valencia, J., Soto, R., y Arnul, R. T. (2000). Teoría y práctica de la purificación del agua.
- Biraden. (2014). *Hac high activated carbon*. Descargado 2019-11-1, de <http://www.biraden.com.uy/division-filtracion-y-separacion/insumos-y-repuestos/29-carbon-activado.html>
- Brown, J., Summers, R. S., LeChevallier, M., Collins, H., Roberson, J. A., Hubbs, S., y Dickenson, E. (2015). Biological drinking water treatment? naturally. *Journal-American Water Works Association*, 107(12), 20–30.
- Carlson, R. E. (1977). A trophic state index for lakes 1. *Limnology and oceanography*, 22(2), 361–369.
- CETESB. (2017). Relatorio qualidade das aguas interiores no estado de sao paulo. *Companhia Ambiental do Estado de Sao Paulo, Governo do Estado de Sao Paulo*.
- Clements, M. (2002). *Granular activated carbon management at a water treatment plant* (Tesis Doctoral no publicada). University of Johannesburg.
- De Acevedo Netto, J., y Acosta, G. (1975). Manual de hidraulica. *HARLA, Sao Paulo*.
- Decreto 253. (1979). Medio ambiente. ecología. recursos naturales. recursos hídricos. prevención de contaminación de aguas. *Registro Nacional de Leyes y Decretos*, 1, 1473.
- Dickenson, E., Wert, E., Verdugo, E., y Greenstein, K. (2018). Simultaneous removal of multiple chemical contaminants using biofiltration. *The Water Research Foundation*.
- DINAMA. (2019). *Calidad de agua*. Descargado 2019-10-07, de <https://www.dinama.gub.uy/oan/datos-abiertos/calidad-agua/>
- Dixona, M. B., Falconet, C., Ho, L., Chow, C. W. K., O'Neill, B. K., y Newcombe, G. (2010). Nanofiltration for the removal of algal metabolites and the effects of fouling. *Water Science Technology—WST*.
- Emelko, M. B., Huck, P. M., Coffey, B. M., y Smith, E. F. (2006). Effects of media, backwash, and temperature on full-scale biological filtration. *Journal-American Water Works Association*, 98(12), 61–73.
- EPA, U. (1999). Disinfection profiling and benchmarking guidance manual.
- Ergun, S. (1952). Fluid flow through packed columns. *Chem. Eng. Prog.*, 48, 89–94.
- Evans, P., Optiz, E., Daniel, P., y Schulz, C. (2010). Biological drinking water treatment perceptions and actual experiences in north america. *Water Research Foundation, Denver*.
- Ferrara, A. P. (1980). Controlling bed losses of granular activated carbon through proper filter operation. *Journal-American Water Works Association*, 72(1), 60–63.
- Goldgrabe, J. C., Summers, R. S., y Miltner, R. J. (1993). Particle removal and head loss development in biological filters. *Journal - AWWA*, 85(12), 94–106. Descargado de <https://awwa.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/j.1551-8833.1993.tb06122.x> doi: 10.1002/j.1551-8833.1993.tb06122.x

-
- Government of Canada, H. C. (2019). *Guidelines for canadian drinking water quality*. Descargado 2019-11-17, de <https://www.canada.ca/en/health-canada/services/environmental-workplace-health/reports-publications/water-quality/guidelines-canadian-drinking-water-quality-summary-table.html#t1>
- Hernández, M., y Juanena, J. (2017). Respaldo del sistema de abastecimiento de agua potable "laguna del sauce". *Proyecto de grado H/A*.
- Ikhlef, S. (s.f.). Backwash optimization for drinking water treatment biological filters. *Ottawa-Carleton Institute of Civil and Environmental Engineering*.
- INIA, P. (2019). *Banco de datos agroclimáticos*. Descargado 2019-10-15, de <http://www.inia.uy/gras/Clima/Banco-datos-agroclimatico>
- Lozada, P. T., Vélez, C. H. C., y Patino, P. (2009). Índices de calidad de agua en fuentes superficiales utilizadas en la producción de agua para consumo humano. una revisión crítica. *Revista de Ingenierías: Universidad de Medellín*, 8(15), 3.
- Oxidine, W. T. (2019). *Membranas*. Descargado 2019-11-3, de <http://www.oxidine.net/productos/membranas/#toggle-id-1>
- Pressdee, J. R. (2006). *Integration of membrane filtration into water treatment systems* (Vol. 91103). American Water Works Association.
- REISS, C. R. (2005). Mechanisms of nanofilter fouling and treatment alternatives for surface water supplies. *B.S. University of Central Florida*.
- Schulz, C. R. (2014). Designing integrated ozone-biofiltration treatment systems. *Ozone: Science & Engineering*, 36(3), 276–286.
- SEINCO. (2017). Estudio y recomendación de la alternativa más conveniente para asegurar el abastecimiento de agua potable para el sistema metropolitano. *Consorcio SEINCO - HS*.
- Sevilla, U. (2010). Manual del carbón activo. *Obtenido de <http://www.elaguapotable.com/Manual%20del%20carb%C3%B3n%20activo.pdf>*.
- Steffen, . I. H., M. (2010). Bases técnicas para el manejo integrado de laguna del sauce y cuenca asociada". *Universidad de la República y South American Institute for resilience and Sustainability Studies (SARAS)*.
- Woo, H. K., Nishijima, W., Baes, A. U., y Okada, M. (1997). Micropollutant removal with saturated biological activated carbon (bac) in ozonation–bac process. *Water science and technology*, 36(12), 283–298.
- Xylem. (2019). *Fondos leopold*. Descargado 2019-11-16, de <https://www.xylem.com/en-us/brands/leopold/leopold-products/>



Universidad de la República
Facultad de Ingeniería



Instituto de Mecánica de
Fluidos e Ingeniería Ambiental

UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO HIDRÁULICA - AMBIENTAL

Filtros biológicos en planta potabilizadora Laguna del Sauce
Tomo II

Autores:

Gianluca ANASTASIO - C.I.: 4.936.636-6
Lucía CORREA - C.I.: 5.131.137-7
Lucía PONCE DE LEÓN - C.I.: 4.672.240-4

Tutores:

Julieta LÓPEZ
Juan SANGUINETTI

3 de agosto de 2020

Índice

1. Aspectos generales	1
1.1. Fundamentación	1
1.2. Introducción	3
1.2.1. Cuenca	4
1.2.2. Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce	6
1.3. Proceso de potabilización actual	7
1.4. Mejoras en la Planta Potabilizadora	13
2. Selección de alternativa a desarrollar	15
3. Recapitulación del proceso de filtración biológica	17
4. Resumen ejecutivo	19
5. Horizonte de proyecto y caudales de diseño	22
6. Memoria descriptiva	23
6.1. Unidad de interoxidación con ozono	23
6.1.1. Cámara de inyección	23
6.1.2. Pantalla perforada	23
6.1.3. Cámara de contacto	24
6.1.4. Salida de la unidad	24
6.1.5. Generación de ozono	24
6.1.6. Equipo refrigerador	25
6.1.7. Destrucción del Ozono	25
6.1.8. Mantenimiento	25
6.1.9. Sala de ozono	26
6.2. Unidad de filtración biológica	28
6.2.1. Puesta en funcionamiento	28
6.2.2. Configuración del filtro	28
6.2.2.1. Manto filtrante	28
6.2.2.2. Manto soporte y falso fondo	29
6.2.3. Sistema de entrada a filtros	30
6.3. Equipamiento de control y manifold de agua filtrada	32
6.3.1. Instrumentos de medición y control	32
6.3.1.1. Turbidímetro	32
6.3.1.2. Sensor de presión diferencial	32
6.3.1.3. Caudalímetro electromagnético	32
6.3.1.4. Válvulas mariposas	33
6.3.1.5. Sensor de nivel	33
6.3.1.6. Canilla para toma de muestras	33
6.3.2. Válvula de control	33
6.3.3. Actuadores	34
6.3.3.1. Neumáticos	34
6.3.3.2. Eléctricos	35
6.4. Lavado de filtros	36
6.4.1. Descripción de etapas	36
6.4.2. Canaletas de recolección	36

6.4.3.	Compresor	36
6.5.	Funcionamiento de filtros	37
6.5.1.	Operación habitual	37
6.5.2.	Retrolavado	38
6.6.	Depósitos intermedios y equipos de bombeo	40
6.6.1.	Depósito de agua flotada	40
6.6.2.	Equipos de bombeo de agua flotada	40
6.6.3.	Depósito de agua filtrada	40
6.6.4.	Equipos de bombeo de agua de lavado	40
6.7.	Tuberías de conducción	42
6.7.1.	Tuberías de fundición dúctil	42
6.7.1.1.	Tubería de agua flotada	42
6.7.1.2.	Tubería de agua de lavado	42
6.7.1.3.	Tubería de agua filtrada	43
6.7.1.4.	Tubería de purga de los filtros biológicos	43
6.7.2.	Tuberías de acero inoxidable	43
6.7.2.1.	Tubería de salida de unidad de interoxidación	43
6.7.2.2.	Tubería de aire para lavado	44
6.7.3.	Anclajes	44
6.7.3.1.	Pasamuros	44
6.7.3.2.	Macizos de anclaje	44
6.8.	Otras modificaciones	47
6.8.1.	Subestación	47
6.8.2.	Agua de servicio	47
6.8.3.	Modificaciones en el terreno	47
6.8.4.	Caminería	47
6.8.5.	Circulación	48
6.8.6.	Iluminación	48
6.8.7.	Desagües	48
6.8.7.1.	Desagüe de lavado de filtros biológicos	49
6.8.7.2.	Desagüe de purga de filtros biológicos	49
6.8.7.3.	Desagüe de derrame de galería de control de filtros biológicos	49
6.8.7.4.	Desagüe de unidad de oxidación con ozono	49
6.8.7.5.	Desagüe por rebalse de depósito de agua flotada	50
6.8.7.6.	Desagüe por rebalse de depósito de agua filtrada	50
6.8.7.7.	Simultaneidad en desagües	50
6.8.8.	Conexión al sistema de desagüe actual	51
6.8.9.	Desagüe de aguas pluviales	51
7.	Memoria de cálculo	53
7.1.	Unidad de interoxidación con ozono	53
7.1.1.	Cámara de inyección	53
7.1.2.	Pantalla perforada	53
7.1.3.	Cámara de contacto	54
7.1.4.	Generación de ozono	55
7.1.5.	Destrucción del Ozono	56
7.2.	Unidad de filtración biológica	58
7.2.1.	Configuración de filtros	58
7.2.1.1.	Diseño de manto filtrante	58

7.2.1.2.	Diseño de manto soporte y falso fondo	59
7.2.2.	Pérdida de carga en filtración	60
7.2.2.1.	Pérdida de carga en manto filtrante	60
7.2.2.2.	Pérdida de carga en manto soporte y falso fondo	63
7.2.3.	Sistema de entrada a filtros	65
7.3.	Equipamiento de control y manifold de agua de filtrada	67
7.3.1.	Pérdida de carga en manifold	67
7.3.2.	Elección de válvula de control	70
7.3.2.1.	Evolución de pérdida de carga en válvula de control	70
7.3.2.2.	Estudio de cavitación	73
7.4.	Lavado de filtros	77
7.4.1.	Primera etapa: Lavado con aire	77
7.4.2.	Segunda etapa: Lavado con agua y aire	77
7.4.3.	Tercera etapa: Lavado con agua	79
7.4.4.	Expansión del manto soporte	82
7.4.5.	Canaletas de recolección	83
7.4.6.	Pérdida de carga en el filtro durante el retrolavado	86
7.4.7.	Tubería de aire	87
7.4.8.	Compresor de aire	87
7.5.	Depósitos intermedios y equipos de bombeo	91
7.5.1.	Depósito de agua flotada	91
7.5.2.	Equipos de bombeo de agua flotada	93
7.5.3.	Depósito de agua filtrada	99
7.5.4.	Equipos de bombeo de agua filtrada	100
7.6.	Conducción de agua filtrada hacia filtros actuales	104
7.7.	Tuberías de conducción	106
7.7.1.	Dimensionado	106
7.7.2.	Anclajes	106
7.8.	Perfil hidráulico	107
7.8.1.	Perfil hidráulico con caudal de fin de período de previsión en verano	107
7.8.2.	Perfil hidráulico con caudal de inicio de período de previsión en invierno	110
7.9.	Otras modificaciones	111
7.9.1.	Subestación	111
7.9.2.	Desagües	112
7.9.2.1.	Desagüe de lavado de filtros biológicos	113
7.9.2.2.	Desagüe de purga de filtros biológicos	114
7.9.2.3.	Desagüe de cámara de ozono	115
7.9.2.4.	Desagüe por rebalse de depósitos	116
7.9.2.5.	Desagüe de aguas pluviales	117
7.10.	Cronograma de obra	123
7.11.	Costos	125

A. Anexo A: Tabla de insumos con especificaciones.	129
---	------------

Referencias	133
--------------------	------------

Índice de figuras

1.	Ubicación de la Laguna del Sauce	3
2.	Lagunas que componen el sistema y Usina	4
3.	Cuenca de Laguna del Sauce y poblados	5
4.	Cuenca de Laguna del Sauce y sierras	5
5.	Diagrama de Planta Potabilizadora actual.	7
6.	Obra de toma.	8
7.	Tanque de contacto para CAP.	9
8.	Coagulación.	10
9.	Floculación.	11
10.	Unidad de flotación por aire disuelto.	12
11.	Filtro de doble manto.	13
12.	Configuraciones posibles de funcionamiento	20
13.	Procedimiento de extracción de parrilla para mantenimiento	26
14.	Esquema de entrada sumergida	30
15.	Esquema de válvula guillotina obtenido de catálogo de fabricante.	31
16.	Esquema de funcionamiento de filtro a tasa y nivel constante con válvula de control.	34
17.	Esquema de funcionamiento de los FB	38
18.	Puntos de ubicación de macizos de anclaje en tubería de agua filtrada	45
19.	Puntos de ubicación de macizos de anclaje en tuberías de lavado y flotada	45
20.	Esquema de entrada de agua de lavado de tipo <i>Flat bottom</i> (Xylem, 2019).	60
21.	Evolución de pérdida de carga del medio filtrante para distintos escenarios.	62
22.	Tabla de valores de constantes K y M (Arboleda Valencia y cols., 2000).	65
23.	Gráfico de evolución de coeficiente de cavitación en la carrera de filtración.	75
24.	Coeficiente de cavitación de válvula mariposa en función de la apertura (Belgicast, 2012)	76
25.	Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado.	79
26.	Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado para partículas D60.	79
27.	Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado para partículas D60.	80
28.	Expansión del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado.	81
29.	Perfil de flujo en canaleta de recolección, considerando dos canaletas y flujo gradualmente variado.	84
30.	Perfil de flujo en canaleta de recolección, considerando tres canaletas y flujo gradualmente variado.	86
31.	Esquema de codo de succión (Milton Tomoyuki, 2000)	91
32.	Curva de la instalación DAC - Ozono y curvas de las bombas.	95
33.	Curva de la instalación DAC - Filtros biológicos y curvas de las bombas.	96
34.	Curvas de equipos para bombeo para diferentes frecuencias.	97
35.	Curva de NPSH requerido en función del caudal.	98
36.	Curva de la instalación DAL - filtros biológicos y curvas de las bombas.	102
37.	Curvas de la bomba dadas por el proveedor.	103
38.	Curva de NPSH requerido dada por el proveedor.	104
39.	Cargos por consumo de energía. (UTE, 2020)	112
40.	Curva de nivel en la cámara de ozono vs tiempo	115
41.	Curva de volumen en la cámara de ozono vs tiempo	116
42.	Isoyetas de lluvias extremas de 3hs de duración y 10 años de período de retorno.	118

43. Esquema de reguera proyectada.	120
--	-----

Índice de tablas

1.	Resumen de análisis multicriterio.	16
2.	Población y caudales proyectados a 2050.	22
3.	Caudales de planta actuales.	22
4.	Tabla de características físicas y granulométricas del manto filtrante.	28
5.	Tabla de características físicas y granulométricas del manto soporte.	29
6.	Tabla de granulometría de capas del manto soporte de grava.	29
7.	Dimensiones de falso fondo Leopold Tipo S	30
8.	Diseño cámara de inyección	53
9.	Parámetros de diseño de pantalla difusora	54
10.	Diseño de cámara de contacto	55
11.	Parámetros de generación de ozono	55
12.	Cálculos relativos a necesidad de Oxígeno Líquido	56
13.	Cálculos relativos a destrucción de ozono residual	57
14.	Parámetros de diseño para los distintos caudales de funcionamiento.	58
15.	Parámetros de diseño para diferentes caudales de funcionamiento durante el período de previsión.	59
16.	Evolución de pérdida de carga con caudal 2200 m ³ /h y 5 filtros.	61
17.	Evolución de pérdida de carga con caudal 3600 m ³ /h y 6 filtros.	61
18.	Evolución de pérdida de carga con caudal 3950 m ³ /h y 7 filtros.	62
19.	Evolución de pérdida de carga con caudal 7000 m ³ /h y 8 filtros.	62
20.	Reserva para diferentes escenarios.	63
21.	Pérdida de carga de manto soporte de grava para caudal máximo.	64
22.	Pérdida de carga de manto soporte de grava para caudal mínimo.	64
23.	Despiece de entrada a filtros.	66
24.	Tabla de desglose de cálculo de pérdida de carga en manifold para filtro 1.	68
25.	Continuación de Tabla 24	69
26.	Pérdida de carga que debe imponer la válvula y nivel en filtros resultante.	71
27.	Pérdida de carga que debe imponer la válvula y nivel en filtros resultante para mantener nivel aproximadamente constante.	72
28.	Tabla de porcentaje de apertura y pérdida de carga en válvula.	73
29.	Tabla de porcentaje de apertura y coeficiente de cavitación.	74
30.	Valores de coeficiente K calculado.	76
31.	Especificaciones del carbón activado utilizado	78
32.	Tasa de lavado y expansión de las partículas del manto de CAG en función del tamaño y época del año.	82
33.	Tasa de lavado y expansión de las partículas del manto de arena según tamaño y época del año.	83
34.	Resumen de ubicación y dimensionado de canaletas.	86
35.	Resumen de pérdida de carga en las diferentes etapas y escenarios de lavado.	87
36.	Despiece de tubería de aire.	89
37.	Despiece de impulsión al tanque de ozono.	94
38.	Despiece de impulsión a filtros biológicos.	95
39.	Pérdidas de carga en impulsión hacia tanque de ozono y filtros biológicos.	95
40.	Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente o en paralelo.	96
41.	Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente o en paralelo.	97
42.	Verificación de no cavitación en el bombeo desde el depósito de agua flotada a la cámara de ozono.	98

43.	Verificación de no cavitación en el bombeo desde el depósito de agua flotada hasta los filtros biológicos.	99
44.	Largo de tuberías de impulsión.	100
45.	Despiece de impulsión hacia filtros.	101
46.	Pérdidas de carga total en bombeo para retrolavado.	101
47.	Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente y en paralelo.	102
48.	Verificación de no cavitación para bombeo desde depósito de agua filtrada hacia filtros biológicos en el retrolavado.	104
49.	Largo de tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.	104
50.	Despiece tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.	105
51.	Pérdidas de carga en tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.	105
52.	Despiece de tubería de 800 mm.	107
53.	Despiece de tubería de 1000 mm.	107
54.	Despiece de tubería de conexión Ozono - Filtros biológicos.	108
55.	Despiece de conexión entre el depósito de agua filtrada y la cisterna.	109
56.	Perfil hidráulico con caudal de final de período de previsión en verano.	109
57.	Perfil hidráulico con caudal de inicio de período de previsión en invierno.	110
58.	Potencia consumida por equipos incorporados en kWh.	111
59.	Consumos estimados considerando bombeo hacia cámara de ozono en verano y bombeo directo a filtros biológicos en invierno.	112
60.	Coeficientes de escorrentía considerados en los cálculos.	117
61.	Coeficientes de Manning considerados para el dimensionado de conducciones.	119
62.	Cronograma de avance de obra.	124
63.	Rubrado filtros biológicos	125
64.	Rubrado depósitos y manifold.	126
65.	Rubrado movimiento de suelos.	127
66.	Rubrado de cámara de contacto con ozono y sala de accesorios.	127
67.	Rubrado caminería.	127
68.	Rubrado desagües.	127
69.	Rubrado desagües pluviales.	128
70.	Rubrado otros.	128
71.	Resumen de costos por unidades y costo total.	128

1. Aspectos generales

1.1. Fundamentación

La Laguna del Sauce es la principal fuente de abastecimiento del departamento de Maldonado. Actualmente la planta potabilizadora localizada en esta laguna cuenta con un sistema de tratamiento convencional conformado por coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, filtración en unidades de arena y antracita, y desinfección final.

En ocasiones puntuales, se han presentado eventos de floraciones algales en la laguna, repercutiendo en la calidad del agua distribuida. Las cianobacterias presentes en el agua bruta captada de la laguna son capaces de provocar episodios de olor y sabor en el agua tratada a partir de la liberación de metabolitos.

Las floraciones de algas u hongos en los cuerpos de agua lénticos son frecuentes, aunque no siempre perjudican la calidad del agua bruta al punto de que, luego del tratamiento, sean detectadas por los consumidores. De acuerdo con el tipo de microorganismo, puede haber presencia de, por ejemplo, Geosmina o de 2-Metilisoborneol (MIB). Los segundos, causantes de los problemas de olor y sabor detectados desde marzo hasta mayo de 2015 en el agua distribuida proveniente de la Usina de Laguna del Sauce, son los más complicados de tratar debido a que son percibidos a menores concentraciones que los primeros.

Si bien estos episodios de abastecimiento de agua con sabor y olor en la Laguna del Sauce suelen ocurrir con una periodicidad de 10 años, cuando se presentan generan disconformidad y preocupación en la población abastecida. En respuesta a estos eventos, OSE decidió realizar intervenciones en el tratamiento actual realizado al agua bruta. Se comenzó a aplicar carbón activado en polvo en el ingreso del agua bruta a la planta y se construyó un tanque de contacto para asegurar un tiempo que permita la adsorción al carbón activado. Actualmente, se está realizando la construcción de unidades de inter-oxidación con ozono y filtración biológica.

La problemática planteada fue estudiada previamente en el proyecto de grado de H/A titulado “Respaldo del sistema de agua potable - *Laguna del Sauce*” (Hernández y Juanena, 2017). En este estudio se elaboró la línea de base de la Laguna del Sauce para el período comprendido entre Agosto del año 2013 y Marzo del 2015. En una segunda etapa se estudiaron posibles soluciones para mejorar la calidad del agua distribuida en los casos que se presenten episodios de floraciones algales, haciendo énfasis en la captación de agua procedente del arroyo Sauce como respaldo del sistema.

En el presente estudio se tomaron como base los datos de calidad de agua del proyecto realizado por Hernández y Juanena (2017). En el Tomo I del presente documento se realizó una actualización de la línea de base, a partir de la extensión del período de datos analizados de calidad del agua. Posteriormente, se estudiaron alternativas en el tratamiento de potabilización realizado al agua de la laguna con el objetivo de desarrollar una solución para los episodios de olor y sabor del agua tratada. En particular, esta etapa se centró en el estudio del tratamiento mediante oxidación con ozono y filtros biológicos de carbón activado granular. A continuación, se realizó un análisis comparativo entre las diferentes alternativas analizadas, considerando tanto las soluciones propuestas en el proyecto realizado por Hernández y Juanena (2017), así como las que surgieron del estudio de modificaciones en la planta potabilizadora en la presente investigación. Por último se estudió la alternativa escogida y se realizó un diseño preliminar del tratamiento propuesto, se diseñaron las unidades de filtración biológica y la cámara de oxidación con ozono, así como estructuras y unidades accesorias.

En el Tomo II de este proyecto se estudia de manera exhaustiva la alternativa desarrollada, se realiza un ajuste del diseño propuesto en la parte anterior y se desarrolla el anteproyecto de las modificaciones propuestas en la planta. Finalmente, se realiza el proyecto ejecutivo de una porción del sistema.

1.2. Introducción

La Laguna del Sauce es la principal reserva de agua de Maldonado y la segunda más grande del país, desde donde se toma agua para abastecer al 95 % del departamento.

El cuerpo de agua está compuesto por 3 lagunas someras interconectadas; Laguna de los Cisnes (205 ha.), Laguna del Potrero (411 ha.) y Laguna del Sauce (4045 ha.). La Laguna cuenta con varios afluentes, destacándose el Arroyo Pan de Azúcar y el Arroyo del Sauce, mientras que el Arroyo del Potrero es el único desagüe natural hacia el Río de la Plata.

Cabe destacar que se trata del único cuerpo de agua de Uruguay clasificado como Clase 1 por el Decreto 253/79: “Aguas destinadas o que puedan ser destinadas al abastecimiento de agua potable a poblaciones con tratamiento convencional.”

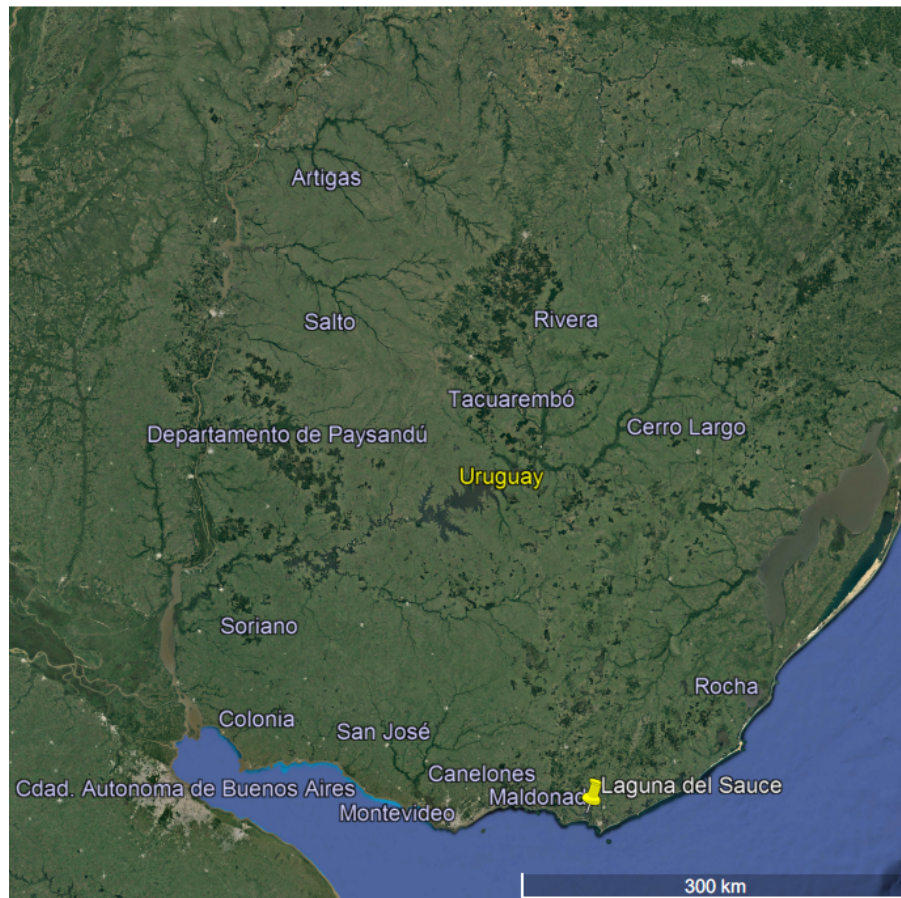


Figura 1: Ubicación de la Laguna del Sauce



Figura 2: Lagunas que componen el sistema y Usina

1.2.1. Cuenca

Por su parte, la Cuenca de Laguna del Sauce tiene una superficie de 722 km², delimitada por el Rio de la Plata, la Sierra de Carapé, la Sierra de la Ballena, la Sierra del Sauce, el Cerro del Toro, el Cerro Pan de Azúcar y la Sierra de las Ánimas.

La cuenca incluye otras cuencas como la del Arroyo Pan de Azúcar, la del Arroyo del Sauce y la del Arroyo Potrero.

La cuenca presenta principalmente actividad de agricultura, ganadería extensiva e intensiva, forestación y urbanizaciones.

Dentro de la cuenca se encuentran centros poblados tales como Pan de Azúcar, La Capuera, Gerona, Nueva Carrara y Las Cumbres, así como varias estancias turísticas, hoteles y viviendas particulares, sobre todo en las márgenes de las lagunas.



Figura 3: Cuenca de Laguna del Sauce y poblados



Figura 4: Cuenca de Laguna del Sauce y sierras

1.2.2. Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce

La Planta Potabilizadora del mismo nombre abastece una población fija de 140.000 habitantes, pero durante el verano puede llegar a abastecer a más de 400.000 personas, debido a la actividad turística en la zona. La planta tiene capacidad para elevar 7000 m³/h, aunque, al día de hoy, en invierno se tratan aproximadamente 2200 m³/h, mientras que en temporada estival se eleva un promedio de 4300 m³/h.

El problema más complejo, aunque de baja recurrencia, que enfrenta la Usina es la floración desmedida de cianobacterias y actinomicetos, que cuando mueren liberan metabolitos que pueden provocar olor y sabor desagradable en el agua, siendo los principales Geosmina y MIB, así como otras toxinas que pueden causar disfunciones hepáticas y neuronales en los consumidores. La remoción de estos contaminantes implica mayor complejidad y costo en el tratamiento.

El proceso físico de retención de las algas, mediante filtración, ha mostrado un buen desempeño durante los eventos de floraciones. El problema principal surge por los compuestos disueltos que generan el mal olor y sabor en el agua elevada.

La presencia de floraciones se remonta a antes de la década del 60', debido a la construcción de una presa para fines aeronáuticos en 1947, que aumentó el tiempo de residencia del agua y por ende las tasas de retención de nutrientes, y disminuyó la salida de la biomasa del sistema. A pesar de esto, recién en la década de los 70' OSE comienza a tomar agua de la laguna para potabilización, dotando al conurbano Maldonado-Punta del Este. En la década de los 90', se comenzó a abastecer a todos los balnearios entre Solís y Punta del Este, incluyendo la ciudad de Piriápolis. En el año 2000 se realizan obras de mejora en la Planta Potabilizadora.

Hoy en día, la Planta abastece a los balnearios desde Solís hasta José Ignacio, así como a la ciudad de Maldonado, San Carlos, entre otros.

1.3. Proceso de potabilización actual

Desde el año 2000, la Usina de Laguna del Sauce cuenta con capacidad para tratar un máximo de 7.000 m³/h, siendo la demanda invernal de 2.200 m³/h y en verano ha llegado a 4.300 m³/h.

En verano, la Planta Potabilizadora opera de forma continua, mientras que, en invierno, suele frenar su producción de 18 a 23 horas, evitando así la mayor parte del horario de punta, reduciendo los costos asociados al consumo eléctrico.

El sistema de potabilización corresponde a un tratamiento convencional con flotación por aire disuelto. Las etapas que componen el proceso convencional de la Usina son: toma de agua bruta, adsorción con CAP, coagulación, floculación, flotación por aire disuelto, filtración rápida y desinfección.

En relación a las etapas de floculación, flotación y filtración la planta cuenta con dos sectores simétricos (Norte y Sur), los cuales a su vez se dividen en otros dos (Oeste y Este). Por lo tanto, para estas etapas del tratamiento, se tienen en total cuatro trenes de tratamiento.

En la ilustración de la Figura 5 se presenta el diagrama de la Planta Potabilizadora actual:

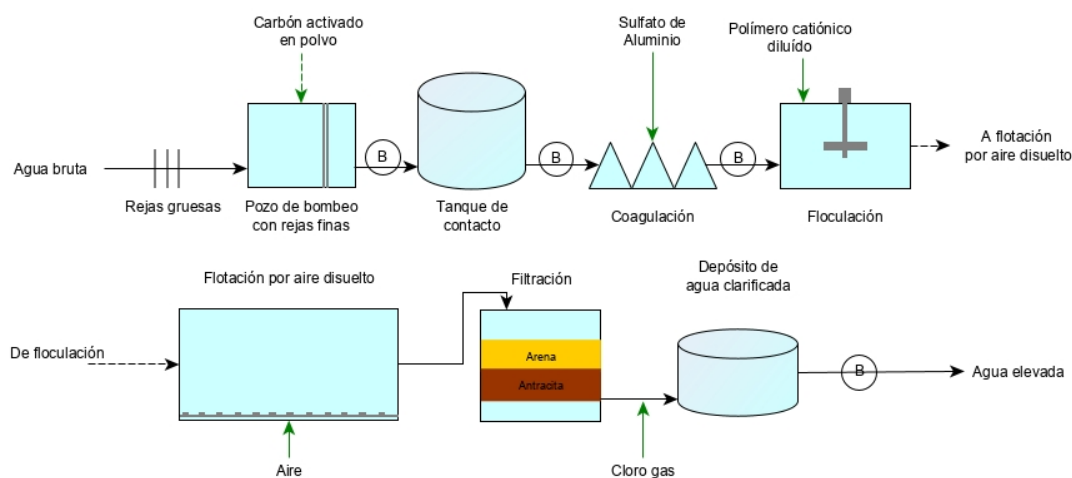


Figura 5: Diagrama de Planta Potabilizadora actual.

Obra de toma

La toma de agua bruta se materializa mediante un ducto que se adentra 170 m en la laguna, con una criba en el extremo para evitar arrastre de sólidos groseros. Ese ducto se conecta con un pozo de bombeo, que presenta una reja fina en la entrada. El pozo se divide en dos compartimientos simétricos, y cada uno tiene 2 succiones de bombas de pozo seco, desde donde se impulsa el agua bruta hacia la Planta Potabilizadora.



Figura 6: Obra de toma.

Adsorción con carbón activado en polvo

A raíz del evento ocurrido entre marzo y abril del 2015, como medida inmediata, OSE comenzó a dosificar carbón activado en el agua bruta, mediante un sistema de dosificación manual. La aplicación se realiza directamente en el pozo de bombeo.

Asimismo, se incorporó al tratamiento un tanque, de 500 m³, cuya función es aumentar el tiempo de contacto con el carbón activado granular, mejorando así la eficiencia.



Figura 7: Tanque de contacto para CAP.

El carbón activado en polvo se dosifica directamente en el pozo de bombeo, y desde allí se impulsa el agua junto al carbón hacia el tanque de contacto.

Cabe destacar que el uso carbón activado es esporádico, en los casos que se detectan cianobacterias o cianotóxicas en el agua bruta. Este último verano ha sido utilizado únicamente durante dos semanas, y de forma preventiva. A pesar de esto, el tanque forma parte del circuito de tratamiento, puesto que por ser de fibra de vidrio, debe permanecer con agua por motivos estructurales.

Coagulación

Esta etapa comienza con el agregado de un coagulante, sulfato de aluminio diluido, mediante bomba dosificadora. Este producto químico llega a la planta líquido, transportado por camiones cisterna y se almacenan en tanques. Antes de cada agregado, se realiza la dilución en piletas desde donde se ubica la succión de las bombas dosificadoras.

El objetivo de esta etapa es la desestabilización de los coloides, que consisten en sólidos suspendidos que, debido a su pequeño tamaño y peso específico, no pueden sedimentar por si solos y como presentan idéntica carga negativa se repelen, no pudiendo agruparse en partículas mayores.

La función del coagulante es neutralizar la carga negativa de estas partículas, permitiendo que se agrupen y formen sólidos de mayor tamaño que puedan sedimentar.

La eficacia en esta etapa es fundamental para asegurar una correcta remoción de los sólidos suspendidos.

Puesto que el sulfato de aluminio reacciona y se disocia a alta velocidad, es necesario distribuirlo homogéneamente en el agua y asegurar condiciones de mezcla rápida para obtener una buena eficiencia en la coagulación. Para ello, se aplica uniformemente en una cámara donde descarga el agua bruta, e inmediatamente pasa por unos vertederos donde se asegura una alta velocidad y turbulencia.



Figura 8: Coagulación.

Floculación

Esta etapa ocurre inmediatamente luego de la anterior, con el objetivo de propiciar el contacto entre las partículas para que se agrupen y su separación sea más sencilla. Para favorecer la aglomeración de sólidos suspendidos, se adiciona un floculante, polímero catiónico.

El floculante se recibe en polvo y su preparación con agua se realiza en una pileta, desde donde succionan las bombas dosificadoras.

La Usina cuenta con 4 líneas de floculación mecánica, una por cada tren de tratamiento, con 7 cámaras cada una.



Figura 9: Floculación.

Flotación por aire disuelto

En esta etapa se realiza la separación de los flóculos formados en las etapas anteriores. La separación puede realizarse por sedimentación o, como sucede en esta planta, mediante flotación con aire disuelto. Esta unidad propicia el contacto entre burbujas de aire y los flóculos. Las primeras, se adhieren a las partículas suspendidas, arrastrándolas hasta la superficie, donde son removidas mediante barredores de superficie.

El lodo generado en esta unidad es descargado hacia un pozo, desde donde se bombea hasta el deshidratador de lodos.

La corriente de agua saturada en aire utilizada en la flotación por aire disuelto se prepara en un recinto, donde se encuentran compresores que inyectan aire en un tanque con agua clarificada hasta alcanzar la saturación. Luego, se presuriza el agua y se eleva hasta la entrada de la unidad, donde se despresuriza, generando las burbujas mencionadas.

La Usina cuenta con un total de 8 unidades de flotación, 2 por cada tren de tratamiento.

Originalmente se optó por esta solución debido a la presencia de algas en la laguna ya que, debido a la baja densidad de estos microorganismos, el método más eficiente de separación es la flotación.



Figura 10: Unidad de flotación por aire disuelto.

Filtración rápida descendente

Una vez realizada la remoción de los sólidos mediante la flotación, la siguiente etapa consiste en el pasaje del agua por filtros de doble manto, arena y antracita, donde se remueven la gran mayoría de sólidos suspendidos remanentes.

La planta cuenta con un total de 16 filtros de 110 m² cada uno, 4 por cada tren de tratamiento.

La filtración es la última etapa de remoción física de la Usina, por lo que su objetivo principal es remover la mayor cantidad posible de coloides, flóculos y sólidos suspendidos, así como de bacterias, virus y otros microorganismos. Esta etapa es fundamental para asegurar una buena calidad del agua tratada, puesto que se buscan remover contaminantes que sean resistentes o que al realizar la desinfección liberen contaminantes.



Figura 11: Filtro de doble manto.

Desinfección

Consiste en la última etapa de tratamiento previo a elevar el agua tratada a la red de distribución. El objetivo de esta etapa es inactivar o destruir los patógenos que hayan atravesado todas las fases anteriores y que puedan llegar a presentar un peligro para la salud de los consumidores.

El desinfectante elegido para esta planta es cloro gas, ya que además de ser muy efectivo en la inactivación de los patógenos, genera un desinfectante residual, y controla el olor y el sabor en el agua tratada.

La aplicación se realiza en el depósito de agua filtrada, desde donde se impulsa el agua hacia una serie de depósitos en la sierra ballena de grandes dimensiones que favorecen el contacto con el desinfectante. Desde estos depósitos se distribuye el agua a toda la zona abastecida.

1.4. Mejoras en la Planta Potabilizadora

Debido al aumento de floraciones algales y el impacto que ha tenido sobre el suministro de agua potable a la población de Maldonado y la opinión pública, OSE ha analizado nuevas mejoras para el tratamiento, de forma de asegurar la calidad y controlar eventos de metabolitos que provoquen olor y sabor, entre otras cosas.

Se estudiaron distintas alternativas en el tratamiento para la eliminación de cianobacterias, y

sobre todo, de las toxinas generadas por ellas.

Las modificaciones estudiadas fueron: oxidación con ozono y filtración biológica, fuente de agua superficial de respaldo, tratamiento de agua de mar con ósmosis inversa e incorporación de una etapa final de nanofiltración.

Se realizó un análisis multicriterio de las alternativas mencionadas y se concluyó, a partir del mismo, que la alternativa más favorable es la incorporación de un proceso de interoxidación con ozono y posterior filtración biológica.

La primera parte del nuevo tratamiento, será opcional y se utilizará únicamente en casos de floraciones algales desmedidas que provoquen olor y sabor en el agua. El sistema previsto permitirá controlar si se aplica ozono y en qué dosis, según las condiciones del agua bruta.

A su vez, y siendo la mejora principal en el tratamiento, se prevé la puesta en operación de 8 filtros biológicos de doble capa de arena y carbón activado granular, de tasa y nivel constantes.

Estas nuevas unidades consistirán en la filtración principal de la Usina, dejando los filtros actuales como postcontactores en caso de ser necesario.

Si bien el principal uso que tiene el carbón activado es la capacidad de adsorción, lo cual será el fenómeno dominante al principio de la puesta en operación, el foco principal de esta unidad es su funcionamiento como unidades biológicas, lo cual se verá acentuado por la acción de la ozonización previa.

Asimismo, en el caso de no alcanzar la remoción de los metabolitos por debajo del umbral de percepción, se realizará una segunda fase de mejora mediante la construcción de una etapa de preozonización, antes del ingreso del agua al tratamiento convencional. Al igual que sucede con la interozonización, se podrá omitir esta etapa.

2. Selección de alternativa a desarrollar

A modo de elegir el tratamiento adecuado para incorporar en la planta potabilizadora de Laguna del Sauce con el objetivo de hacer frente a la problemática de olor y sabor en el agua distribuida, en el Tomo I del presente documento se realizó un estudio de alternativas y un posterior análisis comparativo entre las mismas. Las alternativas analizadas incluían la captación de agua de una fuente superficial de respaldo, tratamiento mediante ósmosis inversa, incorporación de una etapa de nanofiltración al tratamiento actual y finalmente la alternativa de incluir al actual tratamiento una etapa de filtración biológica con previa oxidación con ozono. Se presenta a continuación, en forma resumida, el método utilizado para la selección.

Para realizar la comparación entre las diferentes alternativas se utilizó el método de Análisis Multicriterio. El método consiste en la definición de criterios de comparación, a los que se asocia un valor en relación a la importancia que se considera que tiene al momento de realizar la elección. Posteriormente, se cuantifica cada alternativa en relación a cada criterio y finalmente se suman los resultados en cada caso, resultando la alternativa que obtenga mayor resultado la más adecuada.

Los criterios de comparación escogidos fueron:

- Costo de inversión.
- Costo de operación.
- Probabilidad de que funcione.
- Facilidad de operación, entendiéndose este punto como la facilidad con la que es posible llevar adelante el proceso.
- Mano de obra implicada, haciendo referencia este criterio a la carga extra de trabajo que implica a los operarios de la planta.
- Plazo de implementación, es decir, el tiempo que requiere la instalación y la puesta en marcha de la alternativa.
- Impacto social y ambiental; implica la generación de inconvenientes a pobladores de la zona o afectación al ambiente.

Algunos criterios son cuantificables con valores, como es el caso de costo de inversión y costo de operación, mientras que a otros criterios fueron valorados de manera cualitativa del 1 al 5. Los extremos de la valoración siguieron el siguiente criterio:

- Probabilidad de que funcione: 1 representa la menor probabilidad de funcionamiento y 5 la mayor.
- Facilidad de operación: 1 representa la menor facilidad de operación y 5 la mayor.
- Mano de obra implicada: 1 representa menor carga extra de trabajo a operarios y 5 implica gran cantidad de carga extra de trabajo.
- Plazo de implementación: 1 representa corto plazo de implementación bajo, mientras que 5, largo plazo.
- Impacto social y ambiental: 1 representa bajo impacto generado, siendo 5 alto impacto.

La asignación de pesos de importancia se realizó con una matriz de comparación obteniendo una Base Multicriterio. En la misma se indicó con un 1 o un 0 si el criterio en la columna inicial era más importante o menos importante respectivamente que el criterio de la fila cabezal. Luego

sumando las filas y ponderando con la suma total se obtuvo la importancia del criterio en relación al resto de los criterios.

En la Tabla 1 se resumen los pesos otorgados a cada criterio, así como la puntuación de cada alternativa en relación a los mismos. La alternativa 1 corresponde a la fuente de abastecimiento de respaldo, la alternativa 2 está dada por la incorporación del proceso de ósmosis inversa, la tercer alternativa es filtración biológica con previa interoxidación con ozono, y por último, la alternativa 4 es la incorporación de una etapa final de nanofiltración. Se presenta además la puntuación total para cada alternativa al considerar todos los criterios.

Tabla 1: Resumen de análisis multicriterio.

ID	Criterio	Peso	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
1	Costo de inversión	14	0,32	0,09	1,00	0,21
2	Costo de operación	18	1,00	0,22	0,70	0,46
3	Probabilidad que funcione	25	0,75	1,00	1,00	0,75
4	Facilidad de operación	14	1,00	0,60	0,60	0,60
5	Mano de obra implicada	7	0,25	0,33	1,00	1,00
6	Plazo para implementación	4	0,40	0,50	1,00	0,67
7	Impacto social y ambiental	18	0,20	0,25	1,00	1,00
Suma		100 %	62	47	89	66

A partir de la valoración realizada se concluyó que la solución de filtración biológica con previa oxidación con ozono resulta la opción más conveniente para combatir la problemática planteada en el presente estudio.

En esta sección se presenta el estudio de esta alternativa de proyecto. Se presenta un resumen ejecutivo, memoria descriptiva y memoria de cálculos, en donde se exponen de manera detallada los diseños de cada unidad, conexiones entre las mismas, perfiles hidráulicos para los diferentes funcionamientos previstos y selección de equipos mecánicos. Se estudian además otros servicios como ser desagües de las unidades, desagües pluviales, caminería, alumbrado y cercado del predio. Finalmente se realiza un estimativo de los costos del proyecto y cronograma de obra.

3. Recapitulación del proceso de filtración biológica

La filtración biológica consiste en un proceso de filtración a través de un medio granular fijo, en el que la remoción de contaminantes es llevada a cabo por una comunidad de microorganismos que se acumulan en la superficie del medio formando un biofilm. Este tipo de tratamiento permite la degradación de diversos contaminantes, en particular de carbono orgánico disuelto (COD), carbono orgánico asimilable (COA), toxinas liberadas por cianobacterias, responsables de presencia de sabor y olor en el agua como son Geosmina y MIB, entre otros. La filtración biológica, presenta como ventaja, además, la reducción en la formación de subproductos de desinfección y el crecimiento de bacterias en el sistema de distribución de agua potable.

Los microorganismos utilizan materia orgánica biodegradable como fuente de energía y carbono a través de reacciones de oxidación y reducción. Se debe generar un ambiente propicio para que sea posible el desarrollo de la biomasa y la metabolización de los contaminantes orgánicos presentes en el agua.

Es fundamental para lograr un buen funcionamiento del biofiltro, y por lo tanto eficiencias de remoción adecuadas, alcanzar un correcto desarrollo de la biomasa y lograr finalmente su estabilización. Como se introdujo en el Tomo I del presente estudio, el proceso de biofiltración esta determinado por los siguientes parámetros:

- PH: Cada comunidad microbiana tiene un rango de pH aceptable, en general oscila entre 6 y 9.
- Temperatura: El crecimiento de la biomasa se ve limitado tanto para temperaturas bajas como altas. Las temperaturas presentes en el ambiente son compatibles con los rangos óptimos para los microorganismos.
- Nutrientes: Las proporciones óptimas de carbono, nitrógeno y fósforo se encuentran en el entorno de 100:10:1.
- Oxígeno disuelto: Es fundamental que se mantengan condiciones aerobias, debido a que la falta de oxígeno disuelto limita el crecimiento de la biomasa.
- Parámetros operativos: existen dos parámetros propios del diseño y la operación de los filtros, que resultan fundamentales para asegurar el funcionamiento adecuado del proceso.
 - EBCT (“Empty bed contact time”): Representa el tiempo que el agua está en contacto con el medio. Es función del volumen y del caudal a través del mismo.
 - TF: Es la tasa de filtración y se obtiene dividiendo el caudal entre el área de la superficie total de los filtros.

Un aspecto primordial a tener en cuenta al momento de la puesta en funcionamiento y en la operatividad del procesos de filtración biológica es el período de aclimatación, es decir, el período que tiene lugar desde que el filtro se pone en operación hasta que se alcanza la estabilidad de la biomasa. La duración del período de aclimatación es difícil de conocer ya que es función del tipo de microorganismo, del medio filtrante y de los contaminantes, puede llegar a durar varios meses para contaminantes presentes en bajas concentraciones.

Los filtros biológicos de carbón activado granular representan una buena alternativa para la etapa de filtración biológica. Este material aporta una superficie con gran capacidad de adsorción que favorece el desarrollo del biofilm, responsable de llevar a cabo la remoción del agua de diversos

contaminantes, particularmente de metabolitos responsables de generación de olor y sabor en el agua como son MIB y Geosmina.

En cuanto a la remoción de contaminantes en un filtro biológico, se presentan dos posibles mecanismos en función de las concentraciones de los contaminantes y de los requerimientos energéticos de los microorganismos. Se tienen por un lado sustratos primarios y por otro, sustratos secundarios. Los sustratos primarios son aquellos que se encuentran en concentraciones superiores a la concentración mínima para que sea posible el mantenimiento y crecimiento del biofilm, por lo que su metabolización genera aporte de energía para el crecimiento y mantenimiento de los microorganismos. Los sustratos secundarios no aportan al crecimiento del biofilm, sino que requieren del aporte de energía por parte de los sustratos primarios para satisfacer los requerimientos energéticos para que sea posible su metabolización. Si no se tiene un balance entre sustratos primarios y secundarios, no se logrará satisfacer los requerimientos energéticos de los microorganismos, siendo necesario el aporte por parte de una fuente externa de carbono para permitir el crecimiento y mantenimiento del biofilm.

A modo de favorecer el proceso de metabolización durante la filtración biológica resulta eficiente la incorporación de una etapa previa de oxidación con ozono. La incorporación de este compuesto, en una dosis adecuada, genera un aumento en la biodegradabilidad de la fracción orgánica de la materia, obteniéndose componentes de menor peso molecular, que hacen más simple el proceso de degradación por parte de los microorganismos presentes en el biofilm.

Un aspecto a considerar, que define también la correcta operación del filtro será el lavado del mismo. Se debe tener en cuenta que un crecimiento excesivo de biomasa generará grandes pérdidas de carga, obstrucciones en el filtro y promoverá la anaerobiosis. Resulta necesario prever un lavado que permita no solo una remoción adecuada de los contaminantes retenidos en el medio, sino también la eliminación del exceso de biomasa, sin generar deficiencias en el proceso de filtración al inicio de una nueva carrera de filtración.

En base a investigaciones se ha comprobado que se obtienen mejores desempeños de la biomasa y por ende, mayores eficiencias de remoción en procesos de tratamiento de aguas bajo condiciones hidráulicas estables y estacionarias. En este sentido, es conveniente que el tipo de funcionamiento de los filtros biológicos sea a tasa y nivel constante (Lauderdale y cols., 2011).

4. Resumen ejecutivo

Las modificaciones propuestas en el tratamiento actual implican mantener tanto las etapas de coagulación, floculación y flotación por aire disuelto como la etapa de desinfección con cloro, sustituyendo únicamente la filtración convencional por una etapa de filtración biológica. Se propone además que la filtración biológica sea precedida, en caso de ser necesario, por una etapa de oxidación con ozono.

Dependiendo del grado de contaminación del agua bruta, la planta tendrá la posibilidad de funcionar bajo distintas configuraciones, que estarán dadas por las opciones de aplicar carbón activado en polvo, realizar interozonización o utilizar los filtros actuales como postcontactores. Sin embargo, la filtración biológica deberá formar parte del tratamiento en todo momento para mantener la masa biológica aclimatada.

Para resolver el funcionamiento hidráulico de la planta, se prevé la incorporación de dos depósitos intermedios. El agua proveniente de la unidad de flotación por aire disuelto será conducida a un depósito, desde donde se tendrá la opción de bombear hacia los filtros biológicos o hacia una cámara donde se adicionará ozono. Por otro lado, el agua filtrada será derivada a un segundo depósito, desde donde el agua será conducida por gravedad hacia la cisterna existente o podrá ser bombeada hacia los actuales filtros previo a su conducción hacia la cisterna.

Se incluye en la propuesta el uso de ozono, ya que aumenta la biodegradabilidad de la materia orgánica. En casos de eventos de olor y sabor en el agua de la laguna, para mejorar la eficiencia del proceso, se adicionará ozono y se preverá el pasaje por una cámara, tal que se cumpla con el tiempo de contacto requerido para que los compuestos presentes reaccionen con el mismo. Esta cámara podrá ser by-passeada cuando no se considere necesaria la oxidación con ozono.

En cuanto a la filtración actual, se prevé la incorporación de la misma como etapa posterior a la biofiltración en caso de que el agua tratada no cumpla con los estándares de calidad. Esta alternativa surge de experiencias con filtros de carbón activado, en las que se ha generado arrastre de material carbónico fino al poner en funcionamiento los filtros. El arrastre se presenta habitualmente al inicio de la puesta en funcionamiento, pero, comunmente, no sucede de forma prolongada en el tiempo. Por lo tanto, se considera que la necesidad de utilizar los filtros actuales como post-contactores será solamente durante los primeros meses de operación.

En la Figura 12 se indican las configuraciones posibles para la operación de la planta, partiendo de la llegada del agua proveniente de la flotación por aire disuelto al depósito de agua flotada.

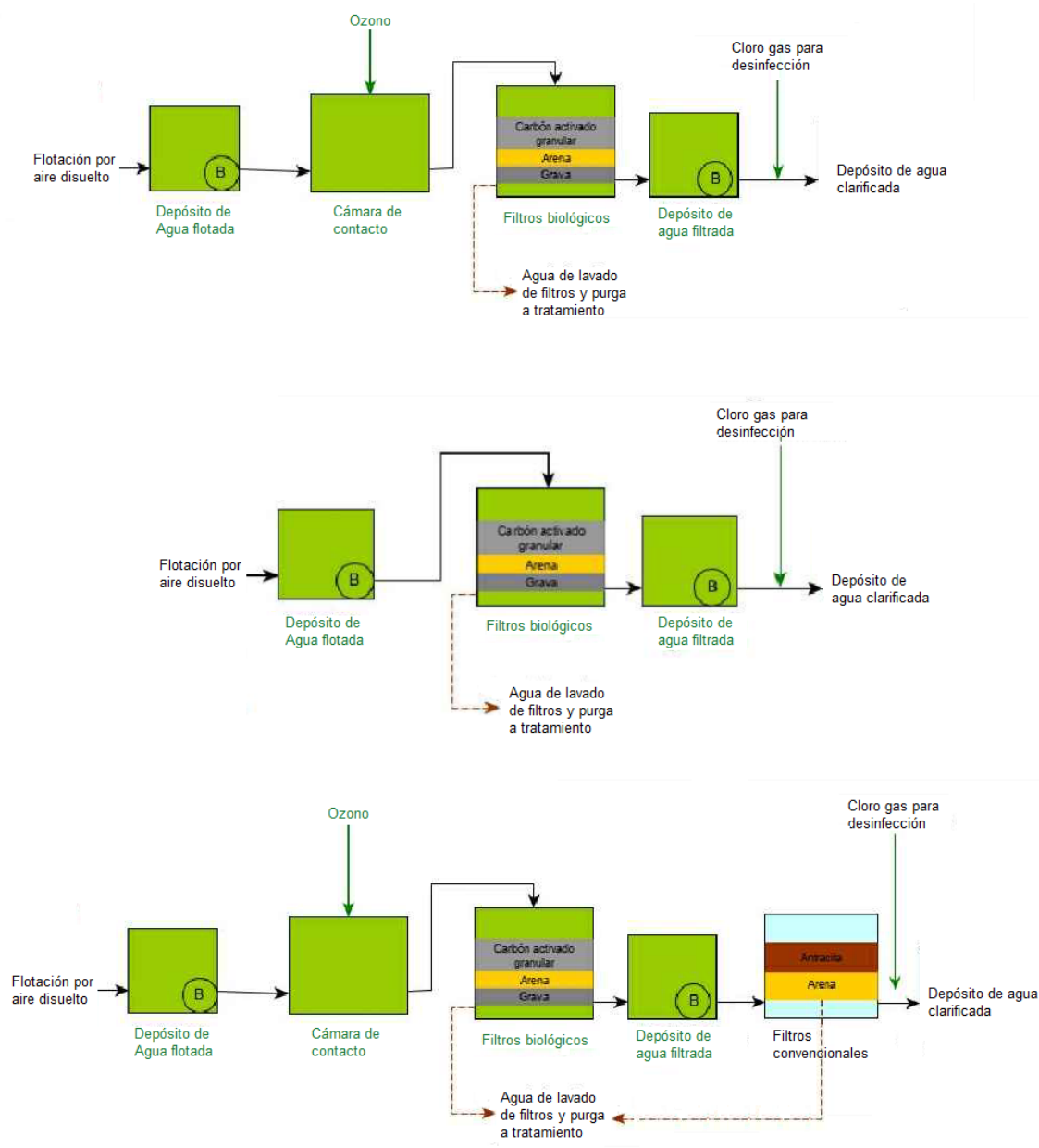


Figura 12: Configuraciones posibles de funcionamiento

La planta potabilizadora de Laguna del Sauce abastece principalmente localidades de importante variación de caudales debido a la gran variación estacional de población por el turismo tanto interno como externo. Esto genera grandes variaciones en el funcionamiento de la planta, destacándose los funcionamientos de invierno y verano.

Como principal modificación, se incorpora una unidad de ocho filtros biológicos que funcionarán a nivel constante y tasa constante. Sin embargo, la tasa de filtración será distinta para las

estaciones de invierno y verano. La regulación del nivel y la tasa se realizará por medio de un conjunto de válvulas de control. Los filtros biológicos estarán formados por un manto filtrante de carbón activado granular, un manto soporte de arena y grava, y falso fondo plástico Leopold.

La unidad de interoxidación con ozono estará formada por una cámara donde se inyectará el ozono gas mediante difusores de burbuja fina. Será imprescindible el uso de un destructor de ozono a ubicarse en la zona superior de la cámara. Todo material en contacto con ozono será de hormigón o acero inoxidable, así como la conexión entre esta cámara y los filtros, debido a que se trata de un compuesto altamente corrosivo.

La elección de la configuración de funcionamiento será a criterio de los operarios de la Planta Potabilizadora en función a la calidad del agua bruta, y se controlará desde las oficinas de la Usina mediante programa de supervisión, control y adquisición de datos SCADA. Si bien se puede estimar en que casos se deberá operar con cada alternativa, una vez que se encuentren operativas las nuevas etapas, se podrá definir con mayor precisión un criterio de utilización de las configuraciones en función de la calidad del agua bruta.

El presente documento tendrá alcance de anteproyecto, con excepción del tramo entre la salida de la unidad de oxidación con ozono y el depósito de agua filtrada, el cual tendrá carácter de proyecto ejecutivo.

5. Horizonte de proyecto y caudales de diseño

El período de previsión considerado en este estudio es de 30 años. Se presenta la población y caudales proyectados al año 2050 (Tabla 2).

Tabla 2: Población y caudales proyectados a 2050.

Población fija	188258
Población flotante	764791
$Q_{max,h,2050}$	$6777 \text{ m}^3/h$

A pesar de que el caudal proyectado para final de período de previsión es de $6777 \text{ m}^3/h$, el diseño de las unidades y conducciones se realizará considerando un caudal de diseño de $7000 \text{ m}^3/h$ que se corresponde con el caudal de diseño de OSE, de modo de mantener la capacidad actual máxima de la planta.

Si bien el diseño se realizará con el caudal máximo al final de período de previsión, se tendrán en cuenta los caudales de invierno y verano actuales para analizar que el funcionamiento sea adecuado al comienzo del período de operación.

Tabla 3: Caudales de planta actuales.

Q_{Verano}	$4500 \text{ m}^3/h$
$Q_{Invierno}$	$2200 \text{ m}^3/h$

Se estudian además escenarios intermedios con el propósito de verificar el cumplimiento con los parámetros y el correcto funcionamiento del tratamiento en todo el período de previsión. Se analiza la posibilidad de variar la cantidad de unidades de filtración biológica a utilizar en el avance de los años, adecuándose a las necesidades de la demanda para abastecimiento.

6. Memoria descriptiva

6.1. Unidad de interoxidación con ozono

El objetivo principal de la oxidación mediante ozono es generar compuestos orgánicos más fácilmente biodegradables, con el fin de ser removidas en la etapa biológica posterior. Además, aumenta la concentración de oxígeno y combinado con carbón activado favorece sus propiedades adsorbentes así como el crecimiento de la biomasa adherido a su superficie.

El sistema de oxidación con ozono está compuesto por la unidad de interozonización y la sala de ozono. En esta última se genera y se distribuye el ozono. Este sistema se encuentra construido sobre un terraplén para poder conducir el agua a la unidad de filtración biológica por gravedad.

El diseño de esta unidad se realiza de acuerdo con consideraciones definidas para la oxidación de compuestos orgánicos. La unidad consiste en dos cámaras continuas que funcionan en serie, separadas entre ellas mediante una pantalla perforada que asegura la uniformidad del flujo en la segunda cámara.

La estructura de la unidad será de hormigón armado, mientras que todas las aberturas, equipos y piezas serán de acero inoxidable AISI 304L o 316L cuando correspondan.

El caudal de diseño considerando es el caudal máximo que es capaz de tratar la Planta Potabilizadora:

$$Q_{Planta} = Q_{max,d,cp} = 168,000 \text{ m}^3/d = 7000 \text{ m}^3/h.$$

6.1.1. Cámara de inyección

Se trata de la primera cámara, donde se aplica el oxidante, diseñada de forma tal que favorezca el contacto del agua con el ozono.

Para mejorar la dilución del gas ozono en agua, se diseñará la cámara de forma de que la aplicación del oxidante suceda a contraflujo. Por lo tanto, se colocarán tabiques de hormigón armado para que el flujo en esta cámara sea ascendente. De esta manera, el ozono se aplicará desde la parte inferior del tanque en el sector donde el flujo descienda. La aplicación se realizará mediante difusores de burbujas finas sobre una columna de agua de 7 metros.

Los difusores cerámicos de burbuja fina escogidos tienen un área de aplicación unitaria de 0.066 m^2 . El emparrillado, las tuberías, las fijaciones y pernos serán de acero inoxidable AISI 316L. Se colocarán 35 unidades de difusores, en 7 filas de 5 cada una.

6.1.2. Pantalla perforada

Entre las cámaras de inyección y cámara de contacto, se diseña una pantalla perforada que permita una correcta distribución del caudal.

La misma se construye en hormigón armado, de 2 metros de ancho y 7 de altura, con 45 orificios circulares de 0.30 metros de diámetro, separados 0.07 metros en la horizontal y 0.19 metros en la vertical, y respetando una distancia de $H/6$ de la superficie del agua y $H/5$ del fondo, de acuerdo a recomendaciones de Acevedo Netto y Acosta (1975).

6.1.3. Cámara de contacto

Se trata de la segunda cámara que compone la unidad. Su función es asegurar el tiempo de contacto adecuado para que los compuestos efectivamente reaccionen con el ozono disuelto en el agua. El tiempo recomendado se encuentra en el rango 5 – 20 minutos.

La cámara se diseña para flujo horizontal, y se colocarán tabiques de hormigón armado para disminuir el área de la unidad.

6.1.4. Salida de la unidad

La salida de la unidad será mediante tubería de acero inoxidable 304L de 1500mm de diámetro con la cota de zampeado en el fondo de la unidad. Puesto que el nivel de agua será controlado por los filtros biológicos ubicados aguas abajo, se asegura una altura de pelo de agua de 7 metros en las condiciones de diseño.

Para el caudal de invierno, el nivel disminuirá 0.14 m pero no afectará el funcionamiento de la unidad, ya que el tiempo de residencia hidráulica es adecuado, según fuera visto anteriormente. Con respecto a la dilución del ozono en agua, esta diferencia de nivel no afectará la misma.

6.1.5. Generación de ozono

Debido a la inestabilidad del gas ozono, el mismo debe ser generado in situ, a través del proceso “descarga de corona”, mediante un equipo que utilice oxígeno como insumo.

El oxígeno gaseoso es conducido al equipo Wedeco PDOevo, dentro del cual pasa a través de dos electrodos a los que se le aplica una corriente de alto voltaje. Estos electrodos se encuentran separados por un dieléctrico de vidrio y un hueco de descargas.

Mediante la aplicación del voltaje en los electrodos, se da el pasaje de electrones a través del hueco de descargas, suministrando la energía necesaria para disociar las moléculas de oxígeno, formando así las de ozono. El equipo generador de ozono, Wedeco PDOevo, con capacidad para generar hasta 65 kg/h de ozono, utilizará oxígeno gaseoso como insumo por lo cual, se considera que el equipo tendrá una eficiencia de generación de ozono del 10 % del oxígeno consumido.

La cantidad de ozono generada puede modificarse de forma remota, mediante controlador anexado al sistema de control SCADA, variando según el caudal o la concentración de materia orgánica en la entrada.

El equipo elegido tiene dimensiones:

- Largo = 5.2 m
- Ancho = 1.35 m
- Altura = 2.0 m

Se colocará una sola unidad.

El oxígeno se almacenará líquido en un termo aislante con capacidad para 134 m^3 líquidos. Por lo tanto, el acopio será suficiente para asegurar al menos 12 días de producción continua de ozono. Si bien en el termo se almacenará oxígeno líquido, el mismo tiene la posibilidad de suministrar oxígeno en estado gaseoso.

6.1.6. Equipo refrigerador

Para optimizar la eficiencia del equipo, se deberá suministrar agua de enfriamiento a una temperatura de 15°C, provista por una unidad de enfriamiento mediante aire. Esta unidad se abastece con agua de la red y funciona en un ciclo cerrado, en el cual, el agua refrigerada es conducida hacia el generador y luego retorna al enfriador. Puede suceder que el agua deba ser repuesta luego de varios usos, aunque tiene una autonomía para funcionar durante los 2 meses de oxidación con ozono previstos. Luego se vaciará el equipo de refrigeración y antes de ponerlo en operación nuevamente, se volverá a abastecer.

Las dimensiones del equipo son:

- Largo: 2.19 m
- Ancho: 4.53 m
- Altura: 2.43 m

6.1.7. Destrucción del Ozono

Debido a que el ozono es un compuesto altamente corrosivo, la unidad estará equipada con un destructor de ozono que reduzca la concentración de ozono liberado al ambiente.

El ozono no disuelto se descompone en oxígeno antes de ser liberado, mediante un destructor catalítico de dióxido de magnesio.

Asimismo, las cámaras de inyección y de contacto contarán con extractores que permitan conducir el ozono residual hacia el destructor de ozono, mediante tuberías de acero inoxidable 316L de diámetro 32mm, equivalente a la del equipo destructor. Entre el compartimiento 2 y el 3, se colocará una abertura en la parte superior del tabique divisor para permitir que un extractor pueda extraer el ozono residual de toda la cámara de inyección.

A efectos de la elección de los extractores, se buscará que el caudal de aire extraído por cada uno no supere los 415 L/min, correspondiente a la mitad de la capacidad de destrucción del equipo. Según fuera informado por OSE, para estas condiciones se estima, de forma conservadora, una depresión en la cámara de ozono de 0,20 m causada por la extracción del aire con ozono.

El destructor escogido es de marca Ozonetech, modelo OD5000, con capacidad para destruir hasta 49.8 m³/h de ozono a concentración máxima de 0.3 kg/m³. A partir de estos datos, se determina que el equipo es capaz de destruir hasta el 29 % del ozono total generado.

Se verificó que el equipo escogido sea capaz de destruir el remanente de ozono en situaciones distintas a las de diseño.

Puesto que el equipo generador de ozono puede adecuar su dosis de acuerdo a la caracterización del agua de entrada, no se analizarán los casos de sobregeneración de ozono por reducción de caudal ni de concentración de carbono orgánico disuelto.

Por lo tanto, se determinará el valor de eficiencia de transferencia mínima que el equipo sea capaz de destruir, para el caudal de diseño y la concentración de COD mencionada anteriormente. Asimismo, se halla la eficiencia de transferencia mínima para caudal invernal y estival.

6.1.8. Mantenimiento

Para el mantenimiento de esta unidad, se colocarán tres tapas en el techo de la unidad, para poder ingresar a la cámara de inyección y a la cámara de contacto. Las tapas serán de tipo escotilla

hermética de acero inoxidable 316L, para asegurar que no escape ozono por las uniones.

El acceso a la cámara de contacto será con una escotilla de acero inoxidable, tipo BILCO, de dimensiones 914mm x 762mm.

En el caso del acceso a la cámara de inyección, se proporcionará una tapa de mayores dimensiones, que permita levantarla y poder acceder a los primeros dos compartimientos. En particular, esta escotilla de dimensiones 762mm x 2438mm, se colocará de forma que abarque los 1.5 m de la segunda cámara, con el fin de poder extraer la parrilla de los difusores, y quedarán 0.84 cm de abertura en el primer compartimiento, desde donde se podrá acceder al mismo.

Para el mantenimiento del tercer compartimiento, se colocará otra escotilla de dimensiones 914mm x 762mm, para poder acceder al mismo. Ingresando a este depósito, se podrá acceder al segundo depósito, por debajo del tabique que los separa. Esto se realiza así ya que el método de extracción de la parrilla no permite la colocación de una escalera para acceder directamente.

Como se mencionó, la parrilla podrá ser extraída para mantenimiento, mediante un sistema que retrae la misma hacia la cara donde se ubica la escotilla, y se eleva hacia fuera de la cámara atravesando la abertura provista por la escotilla.

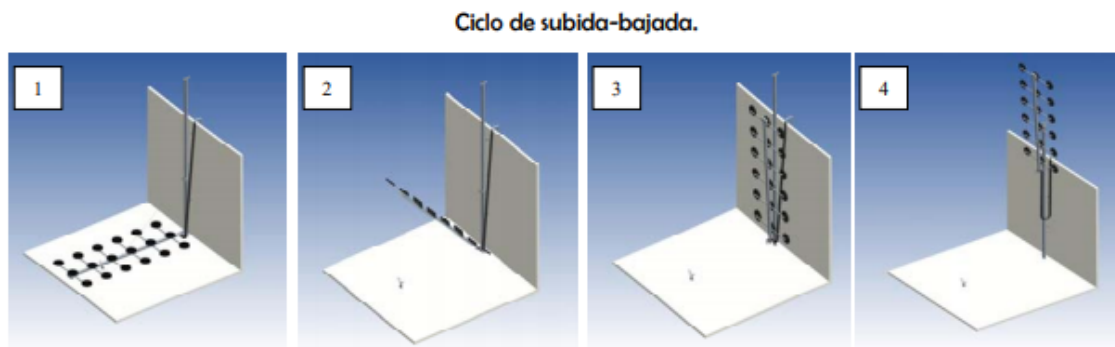


Figura 13: Procedimiento de extracción de parrilla para mantenimiento

El acceso a la parte baja de la unidad, en todos los casos, será mediante escaleras tipo marineras de acero inoxidable 316L.

Asimismo, en el techo se colocarán barandas de 1.20 m de altura para evitar accidentes.

La limpieza de sedimentos será manual, mediante remoción en seco y extracción mediante recipientes.

Para el desagote de la unidad, se prevé una tubería de fundición dúctil que descargue al sistema actual de desagüe. Su diseño se explicitará en el capítulo de desagües.

6.1.9. Sala de ozono

Adicionalmente a la unidad de oxidación con ozono, se construirá un sector donde se dispongan todos los equipamientos relativos a este proceso.

Este sector estará construido sobre losa de hormigón armado, de dimensiones 15 m x 6.5 m, y contará con un galpón techado de 57 m² donde se almacenará el generador de ozono y el equipo refrigerador, así como otros artefactos que no puedan permanecer en la intemperie. Para corroborar

una concentración de ozono segura dentro de esta sala, se colocará un equipo medidor de ozono en ambiente, el cual dará aviso si la concentración de ozono en aire supera las 0.1 ppm, que es la concentración límite para 8 horas de exposición, ante lo cual un operario ingresará al galpón, con todas las medidas de seguridad necesarias, para relevar cualquier fuga de ozono del generador.

El resto del área estará al aire libre y es donde se emplazará el termo criogénico de almacenamiento de oxígeno líquido, el cual será propiedad de la empresa proveedora del oxígeno.

6.2. Unidad de filtración biológica

6.2.1. Puesta en funcionamiento

La filtración biológica sustituirá la filtración convencional en el proceso de tratamiento, dejando prevista la posibilidad de utilizar los filtros actuales como post-contactores en caso de ser necesario como se explicará más adelante. No se considerará la opción de utilizar los filtros biológicos a demanda debido a la amplia variabilidad y duración del período de aclimatación, que puede extenderse hasta 6 meses. Los filtros deberán estar en constante funcionamiento para no generar detrimento de la capa biológica (Lauderdale y cols., 2011).

La instalación de la nueva unidad de filtración biológica constará de 8 filtros de 106 m², de 14,6 m de largo y 7,3 m de ancho, de funcionamiento descendente, nivel constante y tasa constante. Para lograr esto se generó un cronograma de puesta en funcionamiento de los filtros en función del caudal de funcionamiento máximo de la planta, comenzando al inicio del período de previsión con 5 filtros y finalizando a los 30 años con 8 filtros (ver Tabla 15).

Debido a la variabilidad estacional y temporal de caudal de producción de la planta, se analizan en todos los cálculos al menos dos escenarios de funcionamiento. El primer escenario considerado para el diseño es el de fin de período de previsión, que consiste en el caudal máximo de producción de la planta de 7000 m³/h, para el cual con 8 filtros se obtiene una tasa de filtración de 8,2 m/h. El otro escenario considerado es el de inicio de período de previsión en invierno, cuando la producción de la planta se estima en 2200 m³/h. Para este caudal de producción al inicio de período de previsión se preverán tener en funcionamiento 5 filtros, por lo que se obtiene una tasa de filtración de 4,1 m/h.

6.2.2. Configuración del filtro

6.2.2.1. Manto filtrante

El manto filtrante será una capa de carbón activado granular (CAG) de 2 m, para el cual se obtiene un EBCT de 15 minutos para el caudal máximo de la planta (7000 m³/h), mientras que para el inicio del período de previsión el EBCT para caudal mínimo (2200 m³/h) será de 45 minutos. El carbón activado granular a utilizar será un carbón que cumpla con las especificaciones indicadas en la Tabla 4.

Tabla 4: Tabla de características físicas y granulométricas del manto filtrante.

CAG	Malla	8x30
	D10	0,8 mm
	D90	1,2 mm
	D _{eq}	1,0 mm
	CU	1,28 mm
	CE	0,75 mm
	Abrasión	81
	Contenido de ceniza	menor a 0,5 %
	Densidad aparente	400-500 kg/m ³

Se sugiere el uso del carbón activado granular denominado *Calgon TN5* comercializado en el país por la empresa Biraden, cuyo proveedor es *Calgon Carbon*. Este carbón es levemente diferente al elegido en el prediseño realizado en el Tomo I del estudio en cuanto a su granulometría, ya que

se clasifica como malla 8x30 mientras que en el diseño inicial se había escogido uno de malla 12x40. El cambio se debe principalmente a la gran diferencia de costos, siendo el precio del nuevo carbón aproximadamente un tercio del original. El cambio en granulometría afecta al cálculo de pérdida de carga, pero no tiene impacto negativo en el funcionamiento de los filtros.

6.2.2.2. Manto soporte y falso fondo

El manto soporte será de arena y grava de 50 y 45 cm respectivamente. En base a recomendaciones de bibliografía, el manto soporte de grava deberá ser estratificado. Las características granulométricas del manto soporte, tanto de arena como de grava se indican en la Tabla 5. Se indica también, en la Tabla 6, el diámetro equivalente de cada una de los estratos del manto soporte de grava.

Tabla 5: Tabla de características físicas y granulométricas del manto soporte.

Arena	D_{10}	0,50 mm
	CU	1,65
	CE	0,8
	ρ_0	0,42
	Densidad aparente	1600 kg/m ³
Grava	CU	1,5
	CE	0,7
	ρ_0	0,45
	Densidad aparente	1800 kg/m ³

Tabla 6: Tabla de granulometría de capas del manto soporte de grava.

Espesor (m)	D_{10} (mm)
0,1	26
0,05	13
0,05	7
0,1	13
0,15	26

El falso fondo de los filtros cumple con varias funciones; soporte del manto de grava, captación y transporte de agua filtrada, y distribución del agua de lavado. Debido a que el lavado de los filtros se realizará primero con aire, luego agua y aire, y finalmente con agua a alta velocidad, se decide utilizar un falso fondo plástico. Se sugiere la utilización de falso fondos plásticos como los Leopold comercializados por la empresa Xylem de Tipo S de material PEAD, cuyas dimensiones se indican en la Tabla 7.

Si bien se sugiere el uso de la placa soporte I.M.S junto con los falsos fondos por ser favorable para la distribución del flujo de lavado y disminuir la altura necesaria de filtros al eliminar el uso de grava como medio soporte, experiencias detalladas por Lauderdale y cols. (2011) han demostrado resultados negativos, haciendo necesaria la sustitución de la capa I.M.S por manto de grava.

Tabla 7: Dimensiones de falso fondo Leopold Tipo S

Largo	48"	122 cm
Ancho	11"	28 cm
Altura	12"	30 cm

6.2.3. Sistema de entrada a filtros

El agua ozonizada será conducida por gravedad hacia un extremo del canal de entrada a los filtros y será descargada en una sección separada del canal general. A su vez, debido a que se prevé que no será necesario el uso continuo de la cámara de contacto con ozono, se cuenta con la posibilidad de realizar un by-pass de la unidad, bombeando directamente el agua desde el depósito de agua flotada hacia la misma zona de descarga que el agua ozonizada. Esta zona de descarga se continua por el canal general de entrada a los filtros, que tiene cota de fondo de 17,20 m, ancho 1,5 m y se extiende en todo el largo de la estructura de los filtros.

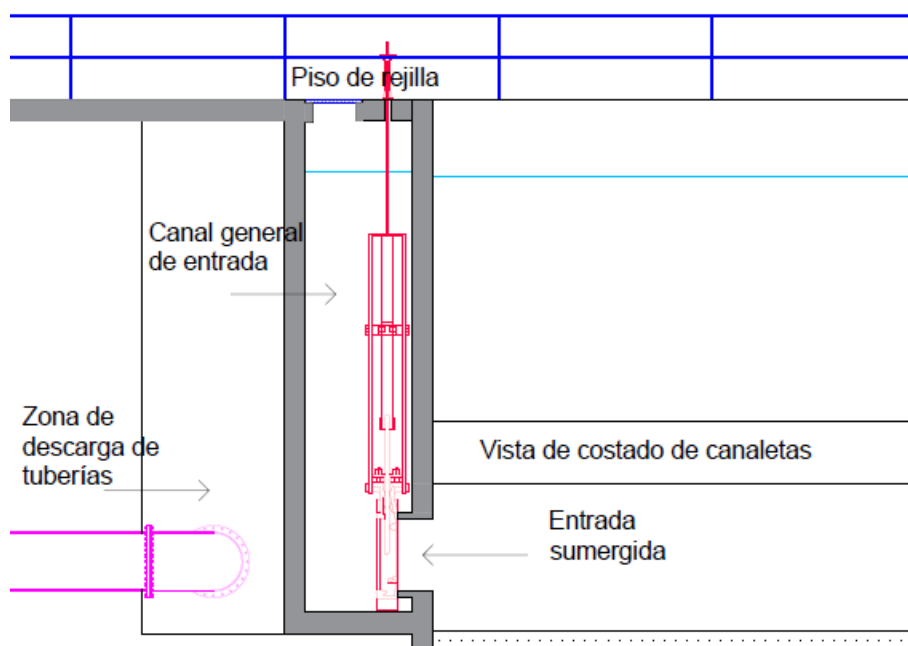


Figura 14: Esquema de entrada sumergida

Como se observa en el esquema de la Figura 14, la entrada a los filtros es sumergida para favorecer la distribución de agua. A su vez, tiene la ventaja que, es posible utilizar el nivel en el canal general como un indicador del funcionamiento de los filtros. La entrada a los filtros estará materializada con una abertura circular de un metro de diámetro, la cual se cerrará al momento de realizar el retrolavado, o en caso de sacar el filtro de funcionamiento. Será posible cerrar la entrada mediante una válvula guillotina de 1000 mm de diámetro nominal (Figura 15). La válvula guillotina tendrá un accionamiento neumático y también manual ubicado en la galería de los filtros.

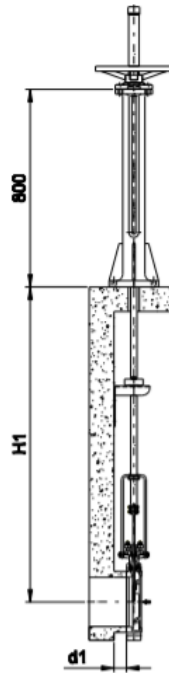


Figura 15: Esquema de válvula guillotina obtenido de catálogo de fabricante.

6.3. Equipamiento de control y manifold de agua filtrada

Para asegurar el correcto funcionamiento y control de los filtros biológicos, se instalarán una serie de equipos que permitan la medición en línea de los parámetros de control asociados al proceso, como ser turbidez en el agua filtrada, presión diferencial, caudal circulante, entre otros. Asimismo, se instalarán otros instrumentos que permitan controlar el proceso y realizar el mantenimiento necesario, tales como las válvulas mariposas para cierre y regulación.

6.3.1. Instrumentos de medición y control

6.3.1.1. Turbidímetro

Se elige un turbidímetro en línea para la salida de cada filtro biológico, con el fin de analizar la turbidez del agua filtrada en todo momento. El equipo deberá poder conectarse al controlador SCADA e informar en caso de sobrepasar el valor límite establecido de 0.1 NTU.

El turbidímetro escogido es de luz dispersa en dos canales (0° y 11°), con una protección mínima IP65 en la carcasa, mientras que el grado de protección del sensor será IP68.

6.3.1.2. Sensor de presión diferencial

Se colocará un sensor de presión diferencial con un extremo en la entrada de la tubería de salida de agua filtrada y el otro en la cota superior del manto filtrante (cota +16,93 m), de modo de poder monitorear la pérdida de carga en el manto filtrante.

El pasaje del cable a través de las paredes de hormigón se realizará con pasamuros de PVC.

Al igual que para los otros equipos, el sensor deberá poder conectarse a la interfaz SCADA.

El equipo escogido tiene una precisión del 0.055 % del rango de medición y un tiempo de respuesta de 80 ms. El extremo de medición es de acero inoxidable 316L.

6.3.1.3. Caudalímetro electromagnético

Se escoge un caudalímetro electromagnético de carretel bridado, de diámetro 400 mm, de alta precisión (0.25 % del caudal), con el sensor fabricado en acero inoxidable 316L y rango de presión PN10.

A su vez, presenta una interfaz que permite la comunicación con el controlador SCADA instalado en la Planta, con un tiempo de respuesta máximo de 20 ms.

Si bien este equipo puede funcionar a velocidades menores y mayores, se aconseja una velocidad en el pasaje por el caudalímetro de entre 1 y 3 m/s.

Se verifica la velocidad mínima para el caso de menor caudal de filtrado: $440 \text{ m}^3/\text{h}$ por filtro.

A su vez, se verifica la velocidad máxima para el caudal máximo por filtro: $875 \text{ m}^3/\text{h}$ por filtro.

De esta manera, se determina que para asegurar este rango de velocidad se debe reducir la tubería a 400 mm, resultando en 1 m/s la velocidad mínima para el caudal mínimo y 2 m/s la velocidad máxima para el caudal mínimo.

A su vez, debe cumplirse el criterio de distancia libre de tubería recta, 2 diámetros aguas abajo y 5 diámetros aguas arriba del caudalímetro.

6.3.1.4. Válvulas mariposas

Las válvulas mariposa serán de Fundición Dúctil o de Acero Inoxidable, de PN10, con bridas de fundición dúctil y sello de elastómero montado en el disco, con aprobación de uso en agua para consumo.

A su vez, deberán poder ser accionadas tanto neumática o eléctricamente según sea el caso, o manualmente mediante palancas en caso de fallas en los sistemas de accionamiento.

Para las válvulas mariposas que ofician de válvulas de cierre, se utilizará un actuador neumático, mientras que las utilizadas como válvulas de regulación serán actuadas de forma eléctrica.

6.3.1.5. Sensor de nivel

Se instalará un sensor de nivel continuo ultrasónico en el canal común de entrada a los filtros biológicos. El sensor deberá ser capaz de transmitir el nivel a la interfaz SCADA de la Planta.

6.3.1.6. Canilla para toma de muestras

Con el fin de poder tomar muestras del agua filtrada para su análisis en laboratorio, se prevé la instalación de una canilla con su respectiva válvula de paso.

Se colocará una canilla de 32 mm y su instalación será mediante la perforación de una brida ciega de acero inoxidable ubicada en una de las Te de paso que componen el manifold de cada filtro.

6.3.2. Válvula de control

De modo de mantener el nivel y el caudal constante en un filtro para un mismo caudal de funcionamiento de la planta, se utilizará una válvula que oficie de reguladora, ubicada aguas abajo del filtro en la tubería que recoge el agua filtrada. Se colocará una válvula por filtro. El funcionamiento de la válvula es el que se indica en la Figura 16. La válvula ejercerá una pérdida de carga igual a la diferencia entre la pérdida de carga final y la pérdida de carga inicial en la carrera de filtración.

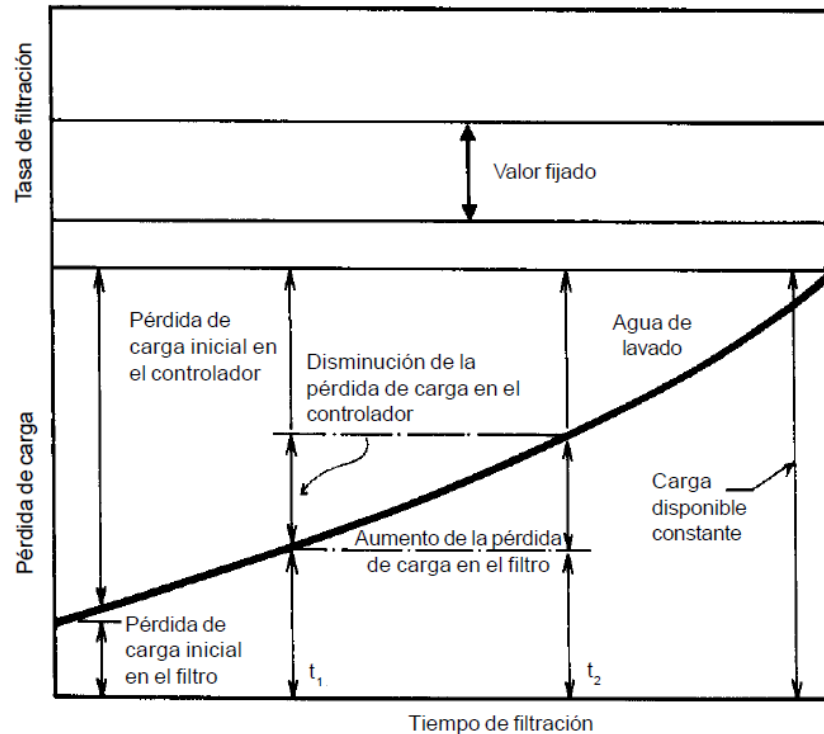


Figura 16: Esquema de funcionamiento de filtro a tasa y nivel constante con válvula de control.

La válvula seleccionada es una válvula mariposa de material fundición dúctil y diámetro nominal 500 mm. Para lograr la regulación necesaria la válvula funcionará desde un 7 % abierta hasta un 43 % abierta. Las carreras de apertura se indican en la Memoria de Cálculo.

La elección de una válvula mariposa por encima de otras válvulas de regulación propiamente dichas, se basa en el costo de ésta en comparación a las reguladoras, la disponibilidad en plaza tanto de accesorios como de repuestos, así como la facilidad y conocimiento en el país para el mantenimiento de la misma.

Será necesario un actuador eléctrico con posibilidad de abrir la válvula un 1 %.

6.3.3. Actuadores

Para la automatización de las válvulas se acoplarán actuadores en cada una. En todos los casos, tendrán además la posibilidad de ser accionadas manualmente.

A su vez, estos actuadores deberán poder conectarse a la interfaz SCADA para ser accionados de forma remota. Los actuadores a incorporar serán del tipo neumático u eléctrico.

6.3.3.1. Neumáticos

Los actuadores neumáticos tienen como ventaja su robustez, rapidez y menor costo, aunque tienen limitadas las cantidades de posiciones que pueden abarcar. Este sistema se abastece con la instalación de aire comprimido de la Planta.

Los actuadores neumáticos serán de simple efecto y se utilizarán en válvulas que únicamente cumplan la función de apertura y cierre.

6.3.3.2. Eléctricos

Los actuadores eléctricos tienen mayor precisión de posicionamiento. Por este motivo, se utilizarán en las válvulas de regulación de caudal.

Asimismo, como el rango de apertura de éstas válvulas será entre 7 % y 43 %, con un paso intermedio de 1 %, se deberán acoplar a un reductor de cuarto de vuelta y a un pre-reductor para poder satisfacer las condiciones mencionadas.

Estos actuadores se abastecen mediante energía eléctrica.

6.4. Lavado de filtros

6.4.1. Descripción de etapas

El lavado de los filtros se realizará a contracorriente, es decir de modo ascendente, siguiendo las siguientes etapas:

- Primera etapa de lavado con aire: Durante 2 minutos se inyectará un caudal de aire de 54 m/h en condiciones estándar de temperatura y presión (1 atm y 20°C).
- Segunda etapa de lavado “*collapse pulsing*”: Utilizando una tasa de aire 54 m/h y tasa de agua 6,1 m/h durante 5 minutos.
- Tercer etapa de lavado con agua a alta tasa: se realizará, durante 14 minutos, un retrolavado con un tasa tal que se obtenga un 50 % de expansión del manto, valor que depende de la temperatura (Ferrara, 1980). En verano se utilizará una tasa de 48 m/h y en invierno de 41 m/h.

El agua utilizada durante el lavado de filtros será bombeada desde el depósito de agua filtrada. Una vez finalizado el lavado de los filtros, se realizará una purga de agua hasta obtener un valor de turbidez menor a 0,1 NTU. La purga será conducida a desagüe.

Se preverá el manifold de tuberías y sistema de compuertas necesario para realizar el retrolavado de un filtro mientras que el resto continúa su funcionamiento.

6.4.2. Canaletas de recolección

La recolección de agua de lavado se realizará mediante tres canaletas por filtro. El fondo de las canaletas estará a 1,25 m del manto filtrante, posibilitando su expansión sin riesgo de arrastre de carbón. Las canaletas serán de 70 cm de alto y 65 cm de ancho, y descargarán en un canal común, de 1,5 m de ancho y 1,7 m de alto, que se encontrará opuesto a la zona de entrada de agua flotada para filtración. El agua de retrolavado recolectada por este canal será conducida al desagüe.

En la estructura donde se encontrarán los depósitos de agua flotada y filtrada, se ubicará una habitación para los sopladores necesarios para el lavado con aire. La tubería de lavado con aire será de 300 mm.

6.4.3. Compresor

Para el lavado con aire se utiliza un compresor de aire centrífugo libre de aceite, con potencia nominal entre 300kw y 1120kw, caudal en el rango 2975-10965 m^3/h y presión entre 20 y 230 psi. Se sugiere usar compresor centrífugo de la serie T del proveedor SULLAIR, modelo TRE que se adapta a los requerimientos.

Se colocan dos equipos; un equipo para la operación de lavado rutinario de los filtros y un segundo equipo de respaldo.

6.5. Funcionamiento de filtros

A continuación, se aclara la terminología abreviada de las distintas piezas que serán mencionadas en este capítulo:

- CI – compuerta ingreso
- VR – válvula de regulación
- VS – válvula de salida
- VD – válvula de desagüe
- VL – válvula de lavado
- CL – compuerta de lavado
- VA – válvula de aire
- FB – filtro biológico
- PLC – Controlador lógico programable (Programmable Logic Controller en inglés)

Puesto que la entrada a los filtros biológicos es sumergida, el nivel en el canal general de entrada de agua a filtros estará regido por el nivel en los filtros biológicos. Por ende, controlando el nivel en el canal general con un medidor de nivel se podrá monitorear de forma indirecta el nivel en los filtros.

Cada filtro contará con un extremo del sensor de presión diferencial ubicado en la cota superior del manto (+16,93 m). A la salida se ubicará un turbidímetro, el otro extremo del sensor de presión diferencial, una válvula mariposa cuya función es controlar el nivel y el caudal saliente, una derivación hacia el desagüe con una válvula de cierre propia, un caudalímetro electromagnético, y por última otra válvula mariposa para el cierre de la línea de agua filtrada.

6.5.1. Operación habitual

Durante la operación habitual de los filtros, la VS y la CI se encontrarán abiertas, y la VR se abrirá desde una abertura inicial a una abertura final a medida que transcurre la carrera de filtración. Mientras que la VL, la VD y la CL permanecerán cerradas.

Para el correcto funcionamiento de los FB, se debe mantener el nivel y la tasa constantes. Esta será la función de la válvula reguladora. Se establece un ángulo de apertura de inicio para la válvula reguladora que depende del caudal de funcionamiento, el cual fue calculado para diferentes escenarios asumiendo que la planta va a producir un caudal constante diario según las necesidades de la época. Durante la carrera de filtración se abrirá la válvula reguladora de modo de:

- Asegurar un caudal uniforme en cada FB a medida que transcurre la carrera de filtración, evitando la disminución de la tasa de filtración debido a la suciedad en el filtro.
- Asegurar un nivel constante en el FB, evitando su aumento por la pérdida de carga inducida por la colmatación del mismo.

El nivel en el canal común, y por ende en cada filtro biológico, va a ser constante, medido por el sensor y controlado por la válvula de regulación. De esta manera, al tener siempre la misma cota de pelo de agua, se espera que el caudal que atraviesa cada FB sea el mismo que en situación de 100 % de limpieza.

Cuando aumenta la pérdida de carga en un filtro, el aumento de nivel se va a ver reflejado en todos ellos y va a ser constatado mediante el sensor de nivel del canal común. La distinción sobre cuál filtro presenta un aumento de pérdida de carga mayor va a verse reflejado en la medición del caudal de salida. Aquel filtro que erogase menos caudal será el de mayor pérdida de carga. A su vez, se verifica que efectivamente sea el filtro con mayor pérdida de carga a partir del sensor de presión diferencial. En ese momento, la válvula del filtro que presenta mayor pérdida de carga se irá abriendo paulatinamente hasta equiparar el caudal de salida de todos los filtros.

El PLC va a dar 3 tipos de avisos: turbidez de salida alta (mayor a 0,1 NTU), tiempo entre retrolavados mayor a 24 horas o apertura de la válvula.

Los dos primeros son independientes del funcionamiento del sistema. Si alguno de ellos no cumple, se realiza el retrolavado.

En el caso de la apertura de válvula, se establece un porcentaje de apertura máximo, que equivale a la pérdida máxima que puede tener un filtro. Si se supera ese porcentaje, se realiza el retrolavado. En caso de que esta situación ocurra cuando otro filtro se encuentra siendo retrolavado, se cuenta con la posibilidad de superar el ángulo de apertura máximo y, postergar el lavado.

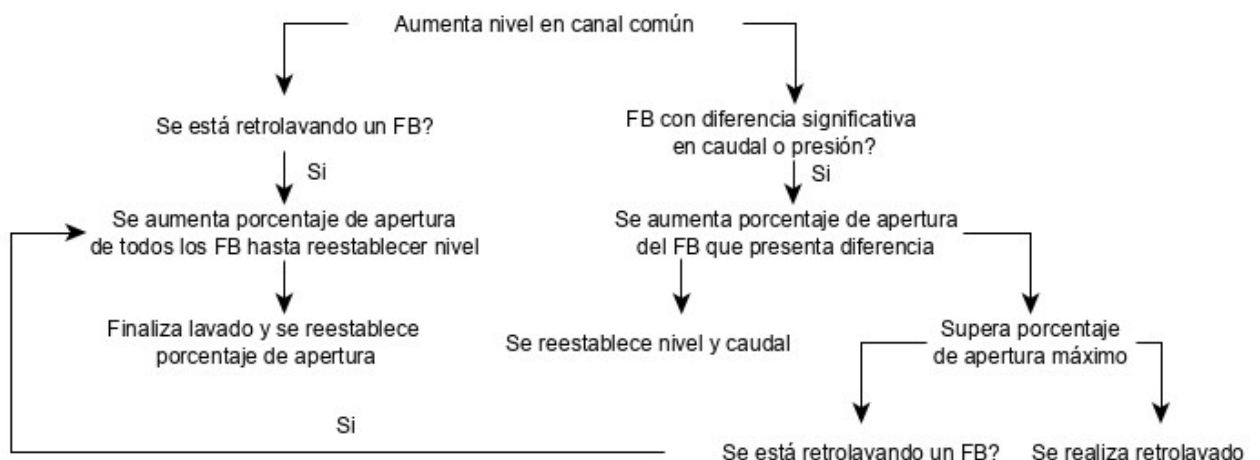


Figura 17: Esquema de funcionamiento de los FB

6.5.2. Retrolavado

La necesidad de realizar el lavado de un filtro puede darse por diversos motivos: colmatación del filtro que provoque una altura del nivel por encima del ángulo de apertura máximo de la válvula, nivel de turbidez en la salida mayor al “aceptable” o que haya transcurrido un tiempo mayor a 24 horas desde el lavado anterior.

El procedimiento de retrolavado de un filtro es el siguiente:

1. Se cierra CI.
2. Se cierra VS.
3. Se abre VD.

-
4. Baja el nivel del FB hasta 20 centímetros por encima del manto.
 5. Se abre VA y se inyecta aire (primer etapa del lavado).
 6. Se abre VL y se inyecta agua con aire hasta que llegue a 15 centímetros del borde superior de la canaleta de lavado (segunda etapa del lavado).
 7. Se cierra VA y se continúa bombeando agua de lavado por 15 minutos (tercer etapa de lavado).
 8. Se cierra VL.
 9. Se abre VD y cierra CL hasta que el turbidímetro del desagüe indique un valor menor a 0.1 NTU.
 10. Se restablece posición inicial.

6.6. Depósitos intermedios y equipos de bombeo

6.6.1. Depósito de agua flotada

El agua que sale de las unidades de flotación de cada ala de la planta será interceptada y derivada de su camino actual para ser llevada al depósito de agua flotada. En dicho depósito el agua podrá ser elevada a la cámara de contacto de ozono o a los filtros biológicos.

El depósito de agua flotada tendrá 10 m de ancho, 13,3 m de largo y 6,35 m de alto. Contará con un tabique deflector a la entrada de la tubería de agua flotada. Los equipos de bombeo tendrán sus tomas dentro del depósito, pero el equipo mismo estará ubicado en una sala al lado. La sala de bombas tendrá 7,9 m de ancho, y largo 22,5. En esta misma sala estarán los equipos de bombeo de agua de lavado.

El techo del depósito coincidirá con la losa de la galería existente. Por lo tanto, se podrá acceder desde la galería actual hacia la zona superior del depósito mediante una pasarela.

6.6.2. Equipos de bombeo de agua flotada

Se colocarán cuatro bombas de iguales características con la posibilidad de realizar bombeo tanto hacia el tanque de ozono como a los filtros biológicos. Tres de los equipos serán destinados a operación y uno de respaldo.

Los equipos a utilizar serán centrífugos, sumergibles para instalación de pozo seco, que permitan el funcionamiento para los caudales máximo y mínimo de planta.

Q (m ³ /h)	H (m)
7000	12,5
2200	8,5

Se sugiere utilizar equipos del proveedor Xylem de tipo CP 3531/765 3 1040. Se prevé el uso de variadores de frecuencia para adaptación a los diferentes caudales.

6.6.3. Depósito de agua filtrada

El depósito de agua filtrada cumplirá la función de almacenar agua hasta un nivel necesario para la impulsión para retrolavado de filtros.

El depósito será de 13,3 m de largo, 12,2 m de ancho y 4,52 m de alto, y tendrá tres compartimentos separados por dos tabiques vertederos. El primer vertedero cumplirá la función, junto con la válvula de control, de mantener el nivel constante dentro de los filtros. La función del segundo vertedero será la de almacenar el agua para el retrolavado. Además, la altura del primer vertedero se estableció de modo que se pueda conducir el agua por gravedad hacia los filtros actuales, en caso de ser necesario.

Como se mencionó previamente, el equipo de bombeo de agua para lavado estará en la sala de bombas, que se encuentra al lado del depósito.

6.6.4. Equipos de bombeo de agua de lavado

Se colocarán en el depósito tres bombas para el lavado de los filtros a modo de permitir el bombeo de los diferentes caudales de lavado y se colocará una cuarta bomba que oficie de respaldo.

Se utilizarán bombas centrífugas sumergibles en instalación de pozo seco, que permitan operar en los siguientes puntos de funcionamiento:

Q func. (m^3/h)	H func. (m)
648	3,6
4346	6,7
5088	7,1

Se sugiere utilizar equipos CP 3531/736 3 1240 del proveedor Xylem.

Mientras que para la etapa de lavado con agua en verano se prevé el uso de los tres equipos, en invierno el lavado se realizará utilizando dos bombas. Por otro lado, para el bombeo de agua durante la etapa de “*Collapse Pulsing*” se utilizará una sola bomba. Se prevé el uso de variadores de frecuencia para realizar ajustes de caudal que sean necesarios.

6.7. Tuberías de conducción

A continuación, se describen las conducciones abarcadas en el tramo entre la salida de la cámara de contacto con ozono y la llegada al depósito de agua filtrada, incluyendo todas las interconexiones dentro de la unidad de filtración biológica.

Las ilustraciones gráficas pueden observarse en los planos.

6.7.1. Tuberías de fundición dúctil

La fundición dúctil es un material dúctil y resistente tanto a esfuerzos mecánicos como a presiones, y permite ser cortado. Asimismo, se provee en las longitudes deseadas y con bridas en los extremos, de modo que las juntas serán bridadas.

Las interconexiones para agua flotada, agua de lavado, agua filtrada y de purga se materializarán mediante tuberías de fundición dúctil, de 800mm en el caso de las primeras dos, de diámetros variables para la tercera y de 500mm en el caso de la purga.

6.7.1.1. Tubería de agua flotada

La tubería de agua flotada conecta, mediante impulsión, el depósito de agua flotada con la unidad de interoxidación con ozono o con el canal común de ingreso a los filtros biológicos. El depósito mencionado recibe el agua luego de la flotación por aire disuelto.

Las bombas succionan del depósito mediante tuberías de 800mm de este material, con una válvula mariposa y un codo de succión en el extremo, e impulsan a través de una tubería de 800mm hacia la cámara de contacto con ozono o al canal común de los filtros. Según la necesidad de realizar la oxidación, se podrá escoger el destino final del agua, mediante la apertura o clausura de válvulas mariposas ubicadas en una derivación.

Se colocarán 4 bombas centrífugas con sus respectivas válvulas de retención y válvulas de mariposa al comienzo de la impulsión. Posteriormente, mediante piezas Te se unificarán en una única tubería de fundición dúctil de 800mm. El trazado continúa con cuatro codos de 90° bridados, una Te desde donde se deriva a los posibles destinos del líquido impulsado y, en caso de conducir el líquido a los filtros, otro codo de 90°.

Se destaca que en todo punto donde la tubería atraviese la estructura de hormigón se colocarán pasamuros de anclaje estancos.

6.7.1.2. Tubería de agua de lavado

Esta conducción succionará de un depósito mediante tubería de fundición dúctil de 600mm con su respectiva válvula mariposa. La impulsión se ejecutará en fundición dúctil de 800 mm mediante 4 bombas centrífugas con válvula de retención y válvula mariposa de cierre, y posteriormente las 4 salidas se interconectarán mediante piezas Te en una tubería única de 800mm.

A diferencia de la impulsión de agua flotada, esta tubería succiona agua del depósito de agua filtrada, para realizar el lavado de cualquiera de los 8 filtros biológicos, con una frecuencia mínima diaria de una vez por cada filtro.

La tubería única de 800mm cuenta con dos codos de 90° bridados y una Te para acoplarse a una tubería, de igual diámetro, desde donde se distribuye el agua de lavado a los distintos filtros, mediante 8 derivaciones desde las cuales salen las tuberías de ingreso de agua de lavado a los filtros.

Cada una de estas tuberías de ingreso cuenta con una válvula mariposa de cierre y su respectiva junta de montaje para el desarmado del tramo, en caso de mantenimiento o rotura.

6.7.1.3. Tubería de agua filtrada

El agua filtrada por cada filtro biológico es recolectada por una tubería bridada de fundición dúctil de 500mm, desde donde se conduce al depósito de agua filtrada.

El recorrido que realiza el agua filtrada desde la salida de los filtros hacia el depósito comienza en 500mm y está compuesto por un pasamuros de anclaje estanco, un tramo de tubería donde se mide la turbidez, otro tramo de tubería donde se mide la presión, un codo de 90°, una Te de paso, la válvula mariposa de regulación con su junta de montaje, otra Te de paso, una reducción a 400mm donde se instala el caudalímetro electromagnético, una ampliación a 500mm, una válvula de mariposa de cierre con su respectiva junta de montaje, una ampliación a 1000mm y una Te de paso lateral donde se unifican las salidas de los filtros en una tubería común de 1000mm.

Esta tubería común de 1000mm cuenta con una salida lateral materializada mediante una Te, seguida por una ampliación a 1200mm, un pasamuros, un codo y otro pasamuros hasta descargar en el depósito de agua filtrada.

La primera Te de paso cuenta con una brida ciega de acero inoxidable, perforada en 32mm para la instalación de una canilla para toma de muestras.

La segunda Te de paso permite derivar el agua filtrada al desagüe, lo cual se detallará a continuación.

6.7.1.4. Tubería de purga de los filtros biológicos

La tubería de purga comparte un tramo con la tubería de agua filtrada mencionada en el punto anterior, desde la salida de los filtros hasta la segunda pieza Te. Desde esta pieza se deriva el agua a ser purgada, mediante tubería de fundición dúctil de 500mm, con una válvula mariposa de cierre con su junta de desmontaje y una Te donde se conecta a la tubería de purga común que descarga al sistema de desagüe.

6.7.2. Tuberías de acero inoxidable

Las tuberías de salida de la unidad de oxidación con ozono y de aire comprimido serán materializadas en acero inoxidable 304L y las juntas serán soldables mediante soldadura sanitaria.

Este tipo de soldadura consiste en generar una atmósfera protectora a partir de un gas inerte, habitualmente argón (provisto por la misma empresa proveedora del oxígeno líquido), bajo la cual el arco eléctrico se establece entre un electrodo no consumible de Tungsteno y el acero.

De esta forma, se genera un cordón de soldadura de gran calidad, sin escorias puesto que se utilizan electrodos no consumibles y que no provoca cambios significativos en la composición ni propiedades del acero inoxidable.

Cómo se mencionó, se colocarán tuberías de acero inoxidable 304L en la conducción desde la unidad de interoxidación con ozono y la entrada a los filtros biológicos, y para la tubería de aire para lavado.

6.7.2.1. Tubería de salida de unidad de interoxidación

Esta tubería será de 1500mm de diámetro y las distintas piezas serán fabricadas a pedido, cumpliendo con las mismas condiciones que las tuberías. En particular, el trazado contará con 3

pasamuros de anclaje y 2 codos de 90°.

Todo material en contacto con el ozono será de hormigón y acero inoxidable. En particular, éste último será 316L dentro de la cámara de ozonización. Puesto que, como ya fuera explicado, la vida útil del ozono en el agua es de 20 minutos, se espera que cuando el flujo de agua alcance la salida de la cámara, la concentración de ozono será baja por lo cual, y debido a la gran diferencia de costo entre el acero inoxidable 316L y 304L, se opta por materializar la salida con este último

6.7.2.2. Tubería de aire para lavado

Esta tubería se realizará en acero inoxidable gama milimétrica, de diámetro interior 300mm y 2mm de espesor. Las piezas que forman el trazado también serán de gama milimétrica, con idéntico diámetro interior y espesor. Específicamente, la conducción contará con un pasamuros, una Te para conexión a una tubería de distribución, desde la cual salen 8 tuberías que distribuyen el aire a los falsos fondos para el lavado. Estas 8 tuberías cuentan con tres codos, una válvula mariposa y un pasamuros de anclaje.

Este material presenta varias ventajas que amerita su elección para esta conducción, como que no se corroe, mantiene la calidad del aire y produce una reducida pérdida de presión en comparación a otros materiales por su interior liso.

A su vez, estas tuberías permiten ser perforadas, por lo cual, la inyección de aire en los falsos fondos Leopold se realizará mediante perforaciones en una tubería que atraviesa transversalmente los filtros biológicos y se soldarán unas tuberías de 73mm del mismo material.

6.7.3. Anclajes

6.7.3.1. Pasamuros

En todo punto donde la tubería atraviese las estructuras de hormigón, se colocarán pasamuros de anclaje estancos. Según sea necesario, se adicionará un sellador impermeabilizante en la superficie de contacto entre el pasamuros y el hormigón.

6.7.3.2. Macizos de anclaje

Las tuberías de conducción internas de la planta trabajan a presión, por lo cual están sometidas a distintos esfuerzos por parte del fluido dentro de las mismas.

En muchos casos, estas fuerzas se equilibran o no presentan un inconveniente para el funcionamiento habitual de la red. En otros casos, como en los puntos donde se producen cambios de dirección, el empuje ocasionado por el agua puede provocar el desplazamiento de tuberías, comprometiendo a la red y causando daños estructurales en la misma.

Para resolver esta problemática, se plantea la colocación de macizos de anclaje de hormigón en los puntos identificados como más comprometidos. Los macizos de anclaje serán, como se mencionó, de hormigón y su función es la de contrarrestar con su propio peso el empuje provocado por el agua sobre la tubería.

En particular se identificaron los siguientes puntos:

Se llama C1FILTRADA y C2FILTRADA a los codos de la tubería de agua filtrada, cuyos números se identifican en la imagen antecedente. Asimismo, se identifican como C1FLOTADA y C2FLOTADA a los codos de la tubería de agua flotada.

Pieza	Volumen del macizo (m3)
CODO1M	2,1
CODO2M	8,5
T1	6
T2	6
C1FLOTADA	3,83
C2FLOTADA	3,77
C1FILTRADA	1,66
C2FILTRADA	1,85

6.8. Otras modificaciones

6.8.1. Subestación

Las modificaciones en la Planta Potabilizadora requerirán de un mayor abastecimiento de energía eléctrica para su operación, dado que incorpora varios equipos con funcionamiento eléctrico como ser: generador de ozono, impulsión por bombeo continuo, luminaria, válvulas de accionamiento eléctrico.

Por lo tanto, se plantea la construcción de una nueva subestación con capacidad para abastecer de energía eléctrica a los nuevos equipos.

Se estima un consumo energético pico de 1215 kw/h y un costo de consumo anual de 115.000 USD.

6.8.2. Agua de servicio

Se considerarán necesarios dos usos de agua de servicio: agua de limpieza de filtros y agua de limpieza del ozono.

La limpieza de los filtros consiste en la limpieza de las canaletas de recolección y el eventual riego de la superficie del manto filtrante para mejorar el retrolavado. La periodicidad de estos lavados se considera menor que la del retrolavado de los filtros, y nunca se podrán limpiar dos filtros al mismo tiempo, ya que se prevé sacar solo un filtro por vez para el retrolavado. Por lo tanto no habrá simultaneidad de uso.

Se colocarán cuatro puntos de toma con mangueras de 10 metros, tal que cada manguera llegue a dos filtros consecutivos. Se exigirá una presión de 18 mca y un caudal de 0,35 L/s.

La limpieza de la cámara de contacto de ozono se estima que sea una vez por año, por lo que no será una actividad rutinaria. De todas formas será necesario contar con una cañería de distribución y un sistema de mangueras que permita a los operarios limpiar el fondo de la cámara una vez que haya sido vaciada.

Se colocará una toma en la zona superior a la entrada de la cámara de ozono, donde se conectará una manguera de 100 m, de forma que sea posible cubrir toda la longitud de la cámara. Se exigirá una presión de 5 mca en la punta de la manguera y un caudal de 0,2 L/s.

6.8.3. Modificaciones en el terreno

Se construirá un terraplén en la zona donde se encuentra la cámara de ozono, con la finalidad de ubicar la cota de fondo de la misma a una elevación de 16,79 metros. Las pendientes de los taludes serán de 29 % y 35 % para los casos en que no se tiene acceso vehicular, siendo de 7 % para el talud por el cual ingresan camiones.

Para facilitar la descarga del ozono del camión cisterna, se debe ubicar el mismo en una zona plana, por lo que se se terraplena a su vez una explanada de balasto de 17,4 m x 12 m.

6.8.4. Caminería

Se prevé extender la caminería actual, de forma de permitir el acceso a las nuevas estructuras proyectadas. La caminería será diseñada para permitir el ingreso de camiones cisterna, requeridos para el abastecimiento de la unidad de oxidación con ozono.

Se proyecta caminería con radio de giro de 14 metros, que acorde a lo establecido por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials-1994) asegura la correcta maniobrabilidad para camiones grandes. La caminería perimetral a construir será de balasto, de 7 metros de ancho y radios de giro de 14 metros. Se prevé un acceso a la nueva subestación, mediante caminería de 7 metros de ancho. Además, se proyectan caminos de 6 metros de ancho para permitir el acceso tanto a la cámara de contacto de ozono, como a la sala de accesorios. Estas estructuras se encuentran por encima del nivel del terreno natural, se prevén pendientes máximas de 7 % para permitir el acceso de camiones a la zona.

Además se prevé un camino de acceso vehicular a la zona de tuberías de los filtros biológicos y un camino peatonal de hormigón conectando la zona de la cámara de ozono y sala de accesorios con la estructura de los depósitos y la zona de manifold. El camino peatonal de hormigón que permite la circulación desde la estructura de depósitos y escaleras hacia la sala de ozono consistirá en un tramo horizontal seguido de una rampa de 3 m que termina al pie del talud. Debido a que el talud tiene pendiente 29 %, no es posible continuar el camino con una rampa. Por lo tanto, se construirá una escalera de hormigón. Tanto el tramo horizontal como la rampa y la escalera tendrán un ancho de 2 m.

6.8.5. Circulación

Se prevé el acceso a la nueva unidad de filtración biológica desde la zona de tratamiento existente mediante una galería que se construirá a igual nivel que la galería actual. Desde la nueva galería se accederá a un bloque de escaleras, las cuales permitirán el acceso a los diferentes nuevos niveles.

En el bloque de escaleras se colocarán escaleras de hormigón de 1,3 m de ancho para cómoda circulación, con una huella de 30 cm y una altura máxima de escalón de 20 cm. Las mismas tendrán una baranda metálica que acompañe su trayecto, con un pasamanos a 1,20 m y una baranda intermedia de 60 cm. De acuerdo con la normativa vigente, no se podrá exceder el número de 18 escalones consecutivos, previendo en su intermedio un descanso.

Además se colocaran pasarelas y escaleras metálicas para accionar, maniobrar o para control de equipos y/o accesorios que se encuentren elevados. Dichas escaleras tendrán un ancho mínimo de 70 cm, con barandas de 1,2 m de altura y baranda intermedia de 60 cm.

6.8.6. Iluminación

De acuerdo con la normativa de prevención de accidentes de trabajo (Decreto 406/88), en los espacios cerrados donde no se tenga iluminación natural se deberá contar con iluminación artificial. La intensidad mínima depende del uso de las salas, por lo que se preverán al menos 20 lux en exteriores, 50 lux en pasajes y escaleras, 100 lux en depósitos, 200 lux en salas de maquinas y 300 lux en salas de control con computadoras.

6.8.7. Desagües

Los filtros biológicos descargarán al sistema de desagüe los efluentes generados durante la purga y durante el lavado, los cuales serán conducen a la misma cámara mediante tuberías distintas.

La composición de este efluente excederá los límites establecidos en el Decreto 253/79 para el vertido a curso de agua, por lo cual se recomienda prever una etapa de sedimentación previa al vertido. A pesar de esto, y en lineamiento con lo realizado por OSE, este efluente ingresará al sistema de desagüe y será vertido a un bañado afluente de la laguna, ubicado en la zona sur del

predio, entendiendo que OSE ha realizado estudios de la capacidad de depuración del bañado para este efluente y que tendrá impactos no significativos en la calidad del cuerpo de agua.

6.8.7.1. Desagüe de lavado de filtros biológicos

El desagüe del lavado se recoge y conduce por una canaleta común de 1,5 m de ancho hasta la tubería de desagüe, diseñada para cumplir con el caudal de lavado: $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

La tubería se coloca al final de la canaleta, seguida por un codo y desciende hasta la cámara desde donde ingresa al sistema de desagüe actual.

Esta tubería será de fundición dúctil diámetro 700mm. El tirante en el canal será 1,17 m, mientras que el tirante en el tramo horizontal de la tubería de bajada será el crítico, 0,62 m.

La tubería que sale de la cámara y va hacia la cámara donde se junta con el caudal de purga, será de fundición dúctil diámetro 700mm, 30 m de largo y pendiente 3 %.

6.8.7.2. Desagüe de purga de filtros biológicos

En el caso del caudal de purga, correspondiente a $0,25 \text{ m}^3/\text{s}$ en la situación de diseño, la tubería de desagüe se materializará en fundición dúctil y tendrá un largo de 6m, diámetro nominal de 500mm y pendiente de 1 %.

6.8.7.3. Desagüe de derrame de galería de control de filtros biológicos

La galería de control de los filtros biológicos es la sala donde se ubica el manifold de la salida del agua filtrada y de la purga.

En esta sala pueden ocurrir derrames esporádicos debido a roturas en los accesorios, tuberías o por el desarmado de la red para mantenimiento.

Para prever el desagüe de estos derrames, se colocarán 6 cámaras con tapas abiertas de 1,80 x 1,80 m, en el medio y con la pendiente de fondo de la galería orientadas hacia ellas.

Las 6 cámaras se interconectarán mediante tuberías de PVC enterradas, con pendiente hacia la última cámara, donde se colocará una bomba de achique para impulsar el líquido derramado hacia el sistema de desagüe. La cámara donde descargará es la misma que recibe el desagüe de la purga de los filtros.

6.8.7.4. Desagüe de unidad de oxidación con ozono

Una vez que cese la necesidad de oxidar el agua con ozono deberá realizarse el vaciado de la unidad. La unidad cuenta con un volumen total de 903 m^3 , de los cuales 840 m^3 corresponden a la cámara de contacto y 63 m^3 a la cámara de inyección.

Para vaciar por una única tubería ambas unidades, se colocarán orificios de 50 mm en el fondo de la pantalla perforada y del primer tabique, con la pendiente del fondo orientada hacia ellos y en lados opuestos de la cámara para evitar cortocircuitos. De esta forma, el agua remanente será conducida hacia la cámara de contacto y desde allí descargará al sistema de desagüe.

El material de la tubería será de fundición dúctil, por lo cual, previo al desagüe se dejará el agua dentro de la cámara durante un tiempo prudente de forma que el ozono presente en el agua haya reaccionado y el sobrante haya sido destruido, de manera de no provocar daños en la tubería.

La tubería de desagüe se colocará en una de las caras laterales de la unidad, a ras del piso, con cota de zampeado igual a la del fondo de la unidad. La altura de pelo de agua inicial será de 7 metros.

Para salvar las diferencias de altura entre la cota del terreno modificado y la cota natural donde se emplaza la cámara del sistema de desagüe actual, se colocarán dos cámaras, la primera inmediatamente luego de la evacuación del líquido de la cámara y otra intermedia.

Por este motivo, el desagüe quedará materializado mediante dos tuberías de FD de 300mm de diámetro, ambas de largo 15.5 m aproximadamente y pendiente 4%. Por lo tanto, esta unidad desaguará por completo en 3:30 horas, con caudal máximo de $0,169 \text{ m}^3/\text{s}$ y velocidad máxima de 3,4 m/s.

6.8.7.5. Desagüe por rebalse de depósito de agua flotada

Se prevé el desagüe y conducción del rebalse del depósito de agua flotada, ante eventuales cortes de luz o roturas que impidan el funcionamiento habitual de las bombas.

La peor situación será cuando se deban evacuar $7000 \text{ m}^3/\text{h}$.

El rebalse se realizará mediante tubería ubicada en el depósito a la cota 15,83 m, seguida por un codo, de modo que se genere una caída libre hasta una cámara, desde donde es conducida al sistema actual por una tubería de FD de largo 12,2 m, diámetro 900 mm y pendiente de 3%.

6.8.7.6. Desagüe por rebalse de depósito de agua filtrada

De igual manera, se prevé el desagüe del depósito de agua filtrada. Este depósito descarga por gravedad a la cisterna de agua a elevar. Puede suceder que, por error de los operarios, la llave se encuentre cerrada, por lo cual se prevé el rebalse.

Al igual que para el caso anterior, se diseña con un caudal de $7000 \text{ m}^3/\text{h}$, y se materializará de forma similar a la anterior, con salida del depósito a la cota 15,98 m, por caída libre hasta una cámara, desde donde se conduce a una cámara anterior a la de descarga del rebalse de agua flotada, mediante tubería de FD de largo 6,5 m, diámetro 900 mm y pendiente de 3%.

La conexión entre ambas cámaras se modificará, sustituyendo la tubería actual de PVC 160 mm, por una de FD de 900 mm.

6.8.7.7. Simultaneidad en desagües

Para evaluar el funcionamiento de las interconexiones entre cámaras y al sistema actual, se evaluó la posibilidad de que estos desagües sucedan en el mismo momento.

Los desagües por rebalse suceden en situaciones poco ocurrentes, tales como un error del operario en dejar cerrada la llave de paso de la tubería de descarga del depósito filtrado hacia el sistema, situación que solo puede darse si se cierra previamente, lo cual no está previsto con regularidad, únicamente en caso de que se utilicen los filtros actuales como postcontactores. En el caso del rebalse del depósito de agua flotada, el rebalse sucedería cuando ocurra un corte de luz que impida el funcionamiento de las bombas, entendiéndose que la probabilidad de que ocurra este evento junto al error de operación mencionado anteriormente es prácticamente nula. Cabe destacar que, en caso de corte de luz general que impida el funcionamiento también de las bombas que impulsan el agua tratada de la cisterna hacia los depósitos de Punta Ballena, la propia cisterna cuenta con su mecanismo de desagüe por rebalse ya existente.

La purga se realizará cuando el agua filtrada arrastre compuestos y sólidos del manto filtrante que provoque una turbiedad mayor a la deseada, y se controlará que no sea a la misma vez que el lavado de los filtros.

Asimismo, no se prevé que exista simultaneidad con el desagote del derrame de líquido en la galería de control debido a roturas o mantenimiento.

Por último, el desagote de la unidad de ozonización se realizará luego de que cese el episodio de floraciones algales, para mantenimiento y limpieza de la unidad, mediante el accionamiento de una llave de paso. Se verificará que el rebalse de los depósitos no ocurra en simultaneo con esta acción.

Es importante aclarar que los desagües por rebalses, derrames o por vaciado de unidad de ozono serán esporádicos, mientras que el de lavado y purga serán periódicos, tantas veces por día como filtros operativos existan.

6.8.8. Conexión al sistema de desagüe actual

Dado que no se prevé la simultaneidad en los desagües, y que el sistema de desagüe actual se encuentra diseñado para el caudal de diseño actual de la planta, idéntico al del presente proyecto, se admite que tendrá la capacidad para conducir y evacuar los caudales mencionados anteriormente.

6.8.9. Desagüe de aguas pluviales

La captación de aguas de los techos de las estructuras proyectadas se realiza mediante canaletas de chapa galvanizada N^{circ}24 ubicadas sobre uno de los laterales. Las canaletas tendrán pendiente hacia puntos, donde se ubicarán columnas de bajada de pluviales, que desaguarán a boca de desagüe abierta y finalmente será conducida por tubería enterrada hasta la descarga en cuneta.

Los techos de hormigón se proyectan con pendiente de 2 %, mientras que para el caso de los filtros biológicos que presentan techo de chapa a un agua, la pendiente será de 8 %. Las columnas de bajada se ubican cada 12 metros.

En cuanto a los pluviales del techo de la sala de ozono descargarán sobre la losa de hormigón contigua. Los pluviales del techo y pluviales escurridos sobre la propia losa, se evacuan previendo una pendiente de 1 % de la misma para finalmente ser captados por una reguera. Se prevé colocar una reguera también al pie del talud sobre el que se ubica la cámara de contacto de ozono. Ambas regueras tendrán un ancho mínimo de 0,15 metros por motivos constructivos.

Las columnas de bajada y tuberías enterradas serán de PVC. Las dimensiones de canaletas, columnas de bajada y tuberías de conducción hacia cuneta se presentan en los planos.

Las cunetas proyectadas conducirán tanto los pluviales generados en los techos de las nuevas estructuras proyectadas y la losa contigua a la sala de ozono como los que provengan de la nueva caminería. La cuneta será empastada de sección trapezoidal, taludes 1v:1h, profundidad 0,7 metros y ancho de fondo 0,5 metros.

Las aguas provenientes de la cuneta se captan con un cabezal en el punto bajo, para que finalmente ingresen a una tubería que conducirá hacia la descarga en la cañada ubicada próxima a la zona. La tubería hacia la descarga en la cañada se proyecta con pendiente de 2 % y diámetro de 500 mm.

Se proyectan además alcantarillas de cruce en la zona donde se ubica caminería de acceso. Las alcantarillas serán de diámetro 500 mm. En caso de contar con tapada reducida, se coloca

protección de hormigón de 20 cm de espesor.

En las zonas de descarga, tanto de tuberías hacia cuneta como en la descarga a la cañada se coloca una protección de hormigón para evitar que ocurra erosión.

7. Memoria de cálculo

7.1. Unidad de interoxidación con ozono

7.1.1. Cámara de inyección

En esta cámara, el tiempo de residencia hidráulico (TRH) no es un criterio de diseño. Se deben tener en cuenta otras consideraciones, como la aplicación del gas a contraflujo, por lo cual se colocarán tabiques de forma de que el flujo sea vertical.

Como consecuencia, se debe respetar una velocidad vertical en el flujo menor a 1 m/s. La cámara se diseña con un ancho útil y separación entre tabiques de 2 y 1,5 metros respectivamente. Por lo tanto, la velocidad vertical del flujo de agua es de 0,65 m/s.

La aplicación del oxidante se realiza mediante difusores de burbuja fina, por lo que se estima una eficiencia teórica de 95 %.

Tabla 8: Diseño cámara de inyección

Cámara de inyección de Ozono		
Tabiques	Nº	2
Ancho Tabiques	m	0,1
Separación tabiques	m	1
Ancho cámara	m	2
Altura útil	m	7
Altura total	m	8
Velocidad vertical	m/s	0,65

7.1.2. Pantalla perforada

Como la pantalla será de 2 metros de ancho y 7 metros de altura (definida por la altura del pelo de agua), la sección donde se ubican los orificios será de $8,8 \text{ m}^2$, de dimensiones 2 m x 4,4 m.

Considerando un caudal circulante de $1,94 \text{ m}^3/\text{s}$, la pantalla queda definida mediante los siguientes parámetros:

Tabla 9: Parámetros de diseño de pantalla difusora

Pantalla difusora		
Cantidad de orificios	Nº	45
Diámetro de orificios	m	0,30
Área de orificio	m2	0,07
Área de pasaje	m2	3,18
Velocidad	m/s	0,59
Pérdida de carga	mca	0,05
Distribución		
Orificios en ancho	Nº	5
Orificios en largo	Nº	9
Ancho libre	m	0,50
Largo libre	m	1,70
Distancia horizontal entre orificios	m	0,07
Distancia vertical entre orificios	m	0,19

La pérdida de carga se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{Q^2}{C^2 \cdot A^2 \cdot 2g}$$

Siendo Q el caudal en m3/s, C el coeficiente de orificio sumergido de valor 0,6, A el área total de pasaje en m2 y g la aceleración gravitacional de valor 9,8 m/s².

Resultando:

$$\Delta H = 0,05m$$

7.1.3. Cámara de contacto

Puesto que se trata de una cámara con pantalla perforada en la entrada, dos o más tabiques y salida controlada, se considera un factor de baffle de 0,70 (EPA, 1999).

La cámara de contacto queda diseñada a partir de los siguientes parámetros:

Tabla 10: Diseño de cámara de contacto

Cámara de contacto		
TRH	min	7,14
Factor de baffle	adim	0,7
TRH ajustado	min	7,2
Volumen útil	m^3	840
Altura útil	m	7
Altura total	m	8
Largo	m	15
Ancho total	m	8,3
Ancho útil	m	8
Ancho tabiques	m	0,1
Tabiques	Nº	3
Módulos	Nº	4
Ancho c/módulo	m	2

Se verifica el tiempo de residencia hidráulico para los caudales correspondientes a invierno y verano actuales, siendo 23 y 12 respectivamente. Sobrepasar el tiempo recomendado para el caudal invernal por 3 minutos no implicará problemas en la operativa, además de ser poco probable la presencia de olor y sabor en el agua en esta época.

7.1.4. Generación de ozono

La cantidad de ozono a generar quedará definida a partir de la dosis necesaria y la eficiencia de transferencia.

Se buscará generar cerca de 7 mg/L de ozono. Para un caudal de 7000 m^3/h , y considerando una eficiencia de transferencia de 95 % para difusores de burbuja fina y una columna de agua de 7 m, el equipo deberá generar 51,6 kg/hora, equivalente a 1239 kg/día.

Tabla 11: Parámetros de generación de ozono

Generación de ozono		
Parámetro	Unidad	Valor
Eficiencia de Transf.	%	95
Generación O3	kg/s	0,015
Generación O3	kg/h	51,5
Generación O3	kg/d	1236

Puesto que se estima que el equipo tendrá una eficiencia de generación de ozono promedio del 10 % del oxígeno consumido. Se utilizarán 516 kg/h de oxígeno. Considerando una densidad de oxígeno líquido de 1,14 kg/L, el consumo equivale a 452,5 L/h.

A continuación, se presentan los cálculos:

Tabla 12: Cálculos relativos a necesidad de Oxígeno Líquido

Equipo generador	Wedeco - PDOevo	
Capacidad máxima	kg/h	300
Eficiencia de generación	% de LOx	6 - 15
Eficiencia adoptada	%	10
Consumo de LOx	kg/h	515,79
Densidad LOx	kg/L	1,14
Consumo de LOx	L/h	452,45
	m^3 /día	10,86
	m^3 /semana	76,01
	m^3 /mes	325,76
Tanque criogénico para almacenamiento de LOx		
Capacidad min	m^3	134,00
Diámetro	m	4,50
Altura	m	8,43

7.1.5. Destrucción del Ozono

A partir de la eficiencia de transferencia indicada anteriormente, se determina el flujo másico del ozono residual como 2,58 kg/h.

Debido a que el ozono es un compuesto altamente corrosivo, la unidad estará equipada con un destructor de ozono que reduzca la concentración de ozono liberado al ambiente.

El ozono no disuelto se descompone en oxígeno antes de ser liberado, mediante un destructor catalítico de dióxido de magnesio.

El destructor escogido es de marca Ozonetech, modelo OD5000, con capacidad para destruir hasta 49,8 m^3 /h de ozono a concentración máxima de 0,3 kg/m^3 . Multiplicando el caudal y la concentración máxima, se determina que el destructor tiene una capacidad máxima de destrucción de 14,94 kg/h, equivalente al 29 % de la generación máxima total de ozono.

A continuación, se presentan los resultados de los cálculos:

Tabla 13: Cálculos relativos a destrucción de ozono residual

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal de diseño	m^3/h	7000
	m^3/s	1,94
Dosis de O ₃	mg/L	7,00
	kg/h	49,00
Eficiencia de transf	%	95
Generación de O ₃	kg/h	51,58
Ozono residual mínimo	kg/h	2,58
Equipo destructor		OD5000
Capacidad max.	L/min	830
	m ³ /h	49,8
Conc. Máx. de O ₃	kg/m ³	0,3
Capac. Max. de Destr.	kg/h	14,94
Conc. Nominal De O ₃	kg/m ³	0,145
Capac. Nominal de Destr.	kg/h	7,221

Se verificará que el equipo escogido sea capaz de destruir el remanente de ozono en situaciones distintas a las de diseño.

Como se mencionó anteriormente, el equipo es capaz de adecuar su dosis según la caracterización del agua de entrada, es por esto que únicamente se analizará la capacidad de destrucción relativa a la eficiencia de transferencia dada por los difusores.

Por lo tanto, se presentará el caso en el que el caudal es el de diseño, la concentración de COD mencionada anteriormente, y se buscará el valor de eficiencia de transferencia mínima que el equipo sea capaz de destruir.

Considerando el flujo másico máximo que puede ser destruido por el destructor escogido, correspondiente a 14,94 kg/h, se determina que la eficiencia de transferencia mínima que genera ese flujo de ozono residual es de 76 %.

Si el caudal de diseño fuese el de la situación actual en verano, 4300 m^3/h , la eficiencia mínima de transferencia es 66 %. Análogamente para la situación invernal, la eficiencia mínima sería de 50 %.

7.2. Unidad de filtración biológica

7.2.1. Configuración de filtros

7.2.1.1. Diseño de manto filtrante

Los parámetros de diseño del manto filtrante son la tasa de filtración (Ecuación 1) y el tiempo de contacto del lecho vacío (empty bed contact time o EBCT) (Ecuación 2).

El caudal de diseño será la capacidad máxima actual de la planta: 7000 m³/h. De acuerdo con Arboleda Valencia y cols. (2000), la tasa de filtración para filtros biológicos debe encontrarse entre 5 y 10 m/h. Por otro lado, según Brown y cols. (2015), el EBCT debe encontrarse entre 3 y 20 minutos. Además, la remoción de materia orgánica depende del EBCT y de la temperatura. Por lo que para el rango de temperatura de la planta de Laguna del Sauce, convendría mantener un EBCT mayor a 12 minutos (Brown y cols., 2015).

De esta forma, se seleccionó una tasa de filtración de 8,2 m/h y un EBCT de 15 minutos para el horizonte de proyecto.

El siguiente paso en el diseño fue la determinación de la cantidad de filtros necesarios. Para ello se buscó una configuración que cumpliera con las tasas de filtración tanto en operación normal como durante el lavado de un filtro. Se eligió un batería de 8 filtros, obteniendo un caudal por filtro de 875 m³/h, y por lo tanto un área de filtro de 106 m² necesaria para alcanzar la tasa de filtración elegida. De forma de cumplir con el área de filtro obtenida, éstos se diseñan con 14,6 m (576") de largo y 7,3 m (286") de ancho. Al momento de la limpieza de un filtro, el resto de los filtros estarían sometidos a una tasa de 9,4 m/h, la cual se encuentra dentro del rango adecuado.

$$TasaFiltracion = Caudal/Area \quad (1)$$

A partir del EBCT seleccionado, con la Ecuación 2 se determina la altura de manto necesaria: $h = 2$ m.

$$h = EBCT \times TasaFiltracion \quad (2)$$

En la Tabla 14 se presentan los valores de los parámetros de diseño para los distintos caudales de funcionamiento considerados.

Tabla 14: Parámetros de diseño para los distintos caudales de funcionamiento.

	Caudal (m ³ /h)	Tasa de filtracion (m/h)	EBCT (min)
Verano a fin de período de previsión	7000	8,2	15
Invierno a fin de período de previsión	4500	5,3	23
Invierno a inicio de período de previsión	2200	2,6	46

Como se puede observar en la Tabla 14 los valores de EBCT para el escenario de invierno de fin de período de previsión se encuentra fuera del rango considerado. Sin embargo, esto no presenta un problema ya que, de acuerdo con Brown y cols. (2015), la remoción de la materia orgánica es función de la temperatura y por lo tanto se necesita más tiempo cuando la temperatura es menor. Por lo que esta diferencia entre tiempos de contacto de invierno y verano es adecuada.

De todas formas, en el caso del escenario de invierno al inicio del período de previsión, tanto el valor de tasa de filtración como de tiempo de contacto se encuentran fuera del rango considerado

como apropiado. Por ende, se propone utilizar solo 5 filtros durante los primeros 5 años, aumentar a 6 filtros hasta los 20 años, luego usar 7 filtros, y finalmente al llegar a 30 años usar los 8 filtros. Para esta puesta en funcionamiento diferida se obtienen los siguientes valores de funcionamiento.

Tabla 15: Parámetros de diseño para diferentes caudales de funcionamiento durante el período de previsión.

		Caudal (m^3/h)	Cantidad	Tasa (m/h)	EBCT (min)
A 30 años	Verano	7000	8	8,2	15
A 30 años	Invierno	4300	8	5,1	24
A 20 años	Verano	6500	7	8,7	14
A 20 años	Invierno	3950	7	5,3	23
A 10 años	Verano	6000	6	9,4	13
A 10 años	Invierno	3600	6	5,6	21
A 5 años	Verano	5800	5	10,9	11
A 5 años	Invierno	3350	5	6,3	19
Al inicio	Verano	4500	5	8,5	14
Al inicio	Invierno	2200	5	4,1	29

7.2.1.2. Diseño de manto soporte y falso fondo

Por debajo del manto de CAG se ubica el manto soporte de arena y grava. El ancho del manto de arena se estima como 1/4 del ancho del manto de CAG, a partir de filtros reales pilotos (Evans y cols., 2010). Por lo que si el manto de CAG es de 2 m, el manto de arena será de 50 cm.

De acuerdo con ENOHSa (2001), como el lavado de filtros se realizará con aire y agua, el manto soporte de grava debe ser estratificado. Tomando la configuración del manto de grava sugerido por ENOHSa (2001), indicada en la Tabla 6, la altura total del manto de grava será de 45 cm.

De acuerdo con Xylem (2019), utilizando un canal de entrada de agua de lavado de tipo *Flat Bottom*, canal que se encuentra al mismo nivel que el falso fondo y en un costado (ver esquema de Figura 20), la máxima cantidad de bloques Leopold que se pueden colocar en línea son 12, obteniendo un largo de 48 pies o 14,63 m. El falso fondo estará formado entonces por 12 bloques Leopold a lo largo y 26 a lo ancho, resultando en un total de 312 bloques por filtro.

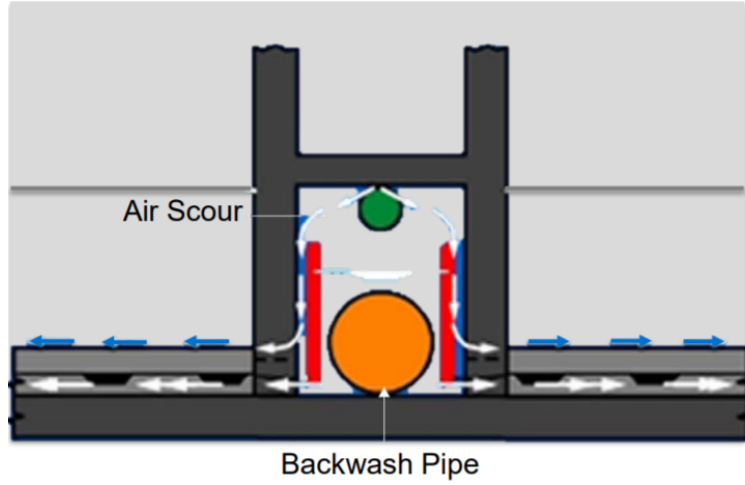


Figura 20: Esquema de entrada de agua de lavado de tipo *Flat bottom* (Xylem, 2019).

7.2.2. Pérdida de carga en filtración

7.2.2.1. Pérdida de carga en manto filtrante

Se busca determinar la evolución de pérdida de carga que ocurrirá en el manto filtrante de modo de determinar la carga que deberá compensar la válvula de control a lo largo de la carrera de filtración. Se diseña para realizar un retrolavado de filtros cada aproximadamente 24 horas, por lo que se deberá determinar la carga que genera el filtro en 24 horas. Debido a que se trata de un filtro biológico, estimaciones normales de evolución de pérdida de carga no son aplicables.

Es posible estimar la pérdida de carga que tendrá el filtro al inicio de la carrera de filtración a partir de sus características físicas y granulométricas, utilizando la Ecuación 3 denominada ecuación de Kozeny, recomendada para flujos laminares (AWWA, 1990), donde:

- Δh es la pérdida de carga
- L es el ancho del manto
- V es la tasa de filtración
- ρ_0 la porosidad inicial
- CE el coeficiente de esfericidad
- D_{eq} el diámetro equivalente
- ν la viscosidad cinemática

$$\frac{\Delta h}{L} = \frac{5\nu}{g} \frac{(1 - \rho_0)^2}{\rho_0^3} \left(\frac{6}{CE \cdot D_{eq}} \right)^2 \cdot V \quad (3)$$

De esta forma, para el caudal máximo se espera una pérdida de carga de 37 cm al inicio de la carrera de filtración, mientras que para el caudal mínimo 18 cm. Utilizando la Ecuación 4 se verifica que el flujo es laminar ya que el número de Reynolds es menor a 3 en ambos escenarios extremos: $Re_{caudal\ máximo} = 2,3$ y $Re_{caudal\ mínimo} = 1,1$.

$$Re = \frac{D_{eq} \cdot V}{\nu} \quad (4)$$

Para determinar la evolución de la pérdida de carga a lo largo de la carrera de filtración se recurre a la bibliografía existente de filtros biológicos. De acuerdo con Peter M. Huck (2000), la evolución de pérdida de carga cumple con una función exponencial de la forma:

$$H = H_0 \cdot e^{\alpha \cdot t}, \quad (5)$$

donde H_0 es la pérdida de carga inicial hallada previamente y t el tiempo transcurrido de carrera de filtración.

Para estimar el coeficiente α se utilizaron dos fuentes bibliográficas que realizaron experiencias de filtración biológica con mantos y operaciones de filtro similares. Lauderdale y cols. (2011) presentan experiencias con filtros biológicos de carbón activado granular de diámetro efectivo 1,1 mm, similar al propuesto en este trabajo, pero diseñados para retrolavar cada 18 horas. Utilizando los datos de pérdida de carga inicial y pérdida de carga a 18 horas, se estima el coeficiente α como 0,101. Por otro lado, Goldgrabe y cols. (1993) presenta experiencias de filtros piloto con carbón activado granular de diámetro efectivo y altura menor, pero con relación entre EBCT y tasa de funcionamiento similar. En dicho trabajo se presenta la evolución de pérdida de carga desde el comienzo de la carrera de filtración hasta cumplir las 48 horas. Tomando estos resultados prácticos, y considerando que la pérdida de carga es lineal con la altura del manto, se halló el coeficiente α como 0,102. De esta forma, utilizando el último coeficiente α presentado por ser el más restrictivo y la Ecuación 5 se puede determinar la evolución de la carrera de filtración para los escenarios que sean pertinentes.

A continuación se indica la evolución de pérdida de carga para diferentes escenarios de funcionamiento de la planta. En la Tabla 16 para caudal de 2200 m³/h a inicio de período de previsión con 5 filtros, en la Tabla 17 para caudal de 3600 m³/h a los 10 años de puesta en funcionamiento con 6 filtros, en la Tabla 18 para caudal de 3950 m³/h a los 20 años de puesta en funcionamiento con 7 filtros, y en la Tabla 19 para final de período de previsión on 7000 m³/h y 8 filtros. En la Figura 21 se muestra un gráfico con todas las carreras de filtración presentadas.

Tabla 16: Evolución de pérdida de carga con caudal 2200 m³/h y 5 filtros.

Tiempo (hrs)	Δh (m)
0	0,18
6	0,96
12	1,24
18	1,62
24	2,1

Tabla 17: Evolución de pérdida de carga con caudal 3600 m³/h y 6 filtros.

Tiempo (hrs)	Δh (m)
0	0,25
6	1,3
12	1,69
18	2,2
24	2,87

Tabla 18: Evolución de pérdida de carga con caudal 3950 m³/h y 7 filtros.

Tiempo (hrs)	Δh (m)
0	0,24
6	1,23
12	1,59
18	2,07
24	2,70

Tabla 19: Evolución de pérdida de carga con caudal 7000 m³/h y 8 filtros.

Tiempo (hrs)	Δh (m)
0	0,37
6	1,90
12	2,47
18	3,21
24	4,18

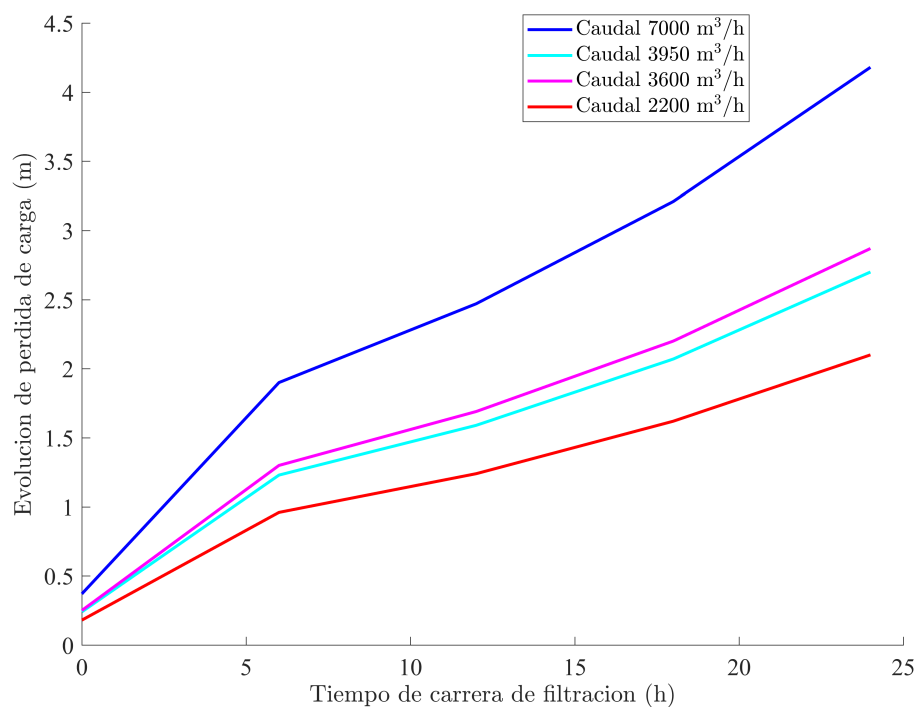


Figura 21: Evolución de pérdida de carga del medio filtrante para distintos escenarios.

De acuerdo con Peter M. Huck (2000), cuando los filtros se lavan utilizando el método de *collapse pulsing* seguido por un retrolavado con agua que genere una expansión de al menos 20 %,

entonces el incremento de pérdida de carga inicial en consecuentes lavados es despreciable. Sin embargo, cuando no se utiliza aire para el lavado se alcanza hasta un 40 % más de pérdida de carga inicial. En este trabajo se propone un lavado con *collapse pulsing* seguido de un retrolavado que genera expansión de 35 %, pero de todas formas se considera pertinente, para tener un margen de seguridad, dejar una reserva en la válvula de control del 20 % de la pérdida de carga final, de modo que en caso de ser necesario se tenga el respaldo. Por lo tanto, las reservas necesarias se indican en la Tabla 20.

Tabla 20: Reserva para diferentes escenarios.

Escenario	Δh (m)
2200 m ³ /h y 5 filtros	0,84
3600 m ³ /h y 6 filtros	0,54
3950 m ³ /h y 7 filtros	0,57
7000 m ³ /h y 8 filtros	0,42

7.2.2.2. Pérdida de carga en manto soporte y falso fondo

La pérdida de carga en el manto de arena se obtiene considerando al manto como un medio granular fijo no uniforme sin estratificar. La pérdida de carga se determina con la ecuación de Ergun (1952) (Ecuación 6):

$$\frac{\Delta H}{L} = 150 \frac{v}{g} \frac{(1 - \rho_0)^2}{\rho_0^3} V \left(\frac{1}{CED_{eq}} \right)^2 + 1,75 \frac{(1 - \rho_0)}{\rho_0^3} \frac{V^2}{g CED_{eq}} \quad (6)$$

El D_{eq} se calcula como la promedio del diámetro efectivo (D_{10}) y el diámetro D_{90} , donde el diámetro D_{90} es el tamaño de tamiz que deja pasar el 90 % de la muestra durante el ensayo granulométrico y se puede calcular con la Ecuación 7.

$$D_{90} = D_{10} \cdot 10^{1,67 \log(CU)} \quad (7)$$

De esta forma, la pérdida de carga durante la filtración a través del manto de arena para el escenario de caudal máximo a fin de período de previsión es de 18,7 cm mientras que para inicio de período de previsión en invierno se calcula una pérdida de carga de 9,3 cm.

La pérdida de carga del manto soporte de grava se calcula considerando el mismo como un medio conformado por varias capas de manto granular no uniforme sin estratificar y aplicando la ecuación de Ergun (1952) (Ecuación 6) a cada capa. De esta forma, para el caudal máximo y las características del manto soporte de grava detalladas en la Tabla 5 y Tabla 6, se obtiene una pérdida de carga total de 0,43 mm (ver resultado de cada capa en Tabla 21), mientras que para el caudal mínimo un total de 0,18 mm (ver resultado de cada capa en Tabla 22).

Tabla 21: Pérdida de carga de manto soporte de grava para caudal máximo.

Caudal (m ³ /h)	7000
Tasa filtro (m/h)	8,2
Δh 1 (mm)	0,038
Δh 2 (mm)	0,054
Δh 3 (mm)	0,17
Δh 4 (mm)	0,11
Δh 5 (mm)	0,056
Δh total (mm)	0,43

Tabla 22: Pérdida de carga de manto soporte de grava para caudal mínimo.

Caudal (m ³ /h)	2200
Tasa filtro (m/h)	4,1
Δh 1 (mm)	0,014
Δh 2 (mm)	0,022
Δh 3 (mm)	0,077
Δh 4 (mm)	0,044
Δh 5 (mm)	0,020
Δh total (mm)	0,18

De acuerdo con Arboleda Valencia y cols. (2000), la pérdida de carga en falsos fondos Leopold se puede calcular con la Ecuación 8:

$$H = KQ^M \quad (8)$$

Donde:

- H es la pérdida de carga en pulgadas.
- Q la tasa de filtración en galones por minuto por pulgadas al cuadrado.
- K y M son constantes que dependen del largo del filtro y se obtienen de la tabla de la Figura 22.

En este caso, el largo del filtro es de 48 pies. En la tabla no se indican los valores de las constantes específicamente para 48 pies. La escala no es lineal, por lo que se utilizaron para el cálculo los valores correspondientes a un largo de 45 pies.

Figura 22: Tabla de valores de constantes K y M (Arboleda Valencia y cols., 2000).

Longitud del lateral en pies					
	55	45	35	25	15
K (Plástico)	0.107	0.0989	0.100	0.0726	0.0651
K (Cerámica)	0.360	0.370	0.510	0.950	1.050
M (Plástico)	1.952	1.938	1.901	1.972	1.968
M (Cerámica)	1.850	1.730	1.550	1.300	1.200

La pérdida de carga calculada para el caudal máximo de fin de período de previsión es de 0,04 mm, mientras que para el caudal mínimo es de 0,02 mm, por lo que se considera despreciable.

7.2.3. Sistema de entrada a filtros

Una vez obtenido el nivel en los filtros, la cota de pelo de agua en el canal general se determina sumándole al nivel de los filtros la pérdida de carga generada por la entrada sumergida.

Para cuantificar la pérdida de carga se consideró una tubería de hormigón de un metro de diámetro y 50 cm de largo, con una válvula guillotina en el extremo. Aplicando la Ecuación 9 con el caudal máximo de 7000 m³/h se determina la pérdida de carga distribuida como 0,04 mm, y con la Ecuación 10 y el despiece de la Tabla 23 la pérdida de carga localizada como 8,3 mm. Por lo tanto, la pérdida de carga total debido a la entrada sumergida de los 8 filtros para el caudal máximo es de 67 mm. Sumando 67 mm al nivel de los filtros se obtiene el nivel en el canal general. En el escenario de caudal de funcionamiento 2200 m³/h y 5 filtros, la pérdida de carga debido a la entrada sumergida de 5 filtros es de 17 mm.

$$H = 10,67 \frac{Q^{1,852}}{C} \frac{L}{D^{4,87}} \quad (9)$$

Donde:

- Q es el caudal total dividido la cantidad de filtros.
- D el diámetro de entrada.
- C el coeficiente de rugosidad que depende del hormigón.
- L el largo de la tubería.

$$h_i = k_i \frac{v^2}{2g} \quad (10)$$

Donde:

- h_i es la pérdida de carga localizada generada por la obstrucción i .
- v es la velocidad en la tubería.
- k_i es un coeficiente adimensional que depende de la obstrucción.

Tabla 23: Despiece de entrada a filtros.

Pieza	Cantidad
Entrada a tubería	1
Salida de tubería	1
Válvula guillotina abierta	1

7.3. Equipamiento de control y manifold de agua de filtrada

7.3.1. Pérdida de carga en manifold

En esta sección se desarrolla el cálculo de pérdida de carga que ocurre en el manifold de tuberías de agua filtrada para el escenario de máximo caudal de producción de la planta. Se introduce una nomenclatura de los filtros para mejor comprensión del cálculo realizado: el filtro uno es el filtro más alejado de la planta actual, y el filtro ocho es el filtro que se encuentra más cerca de la planta actual.

El agua filtrada que sale de un filtro es recolectada por una tubería de fundición dúctil de 500 mm de diámetro nominal. Estas tuberías de cada filtro se unen en una tubería común de 1000 mm de diámetro nominal que luego se convierte en una tubería de 1200 mm para transportar el caudal total hasta el depósito de agua filtrada. El primer tramo de tubería de 500 mm es igual para todos los filtros. Tiene una derivación al desagüe, para la purga o vaciado de los filtros, y una zona de reducción de diámetro debido al caudalímetro. Debido a la forma en que los filtros fueron diagramados, se presenta un filtro hidráulicamente más comprometido (el filtro uno), y un filtro hidráulicamente menos comprometido (el filtro siete). Se presenta el cálculo de ambos.

La conducción del agua filtrada del filtro uno comienza con el tramo común (tramo 1) de 500 mm con una ampliación de diámetro 500 mm a diámetro 1000 mm y un codo de 1000 mm. En el siguiente tramo (tramo 2) se conduce el agua del filtro en cuestión hasta que se llega a la tee que incorpora el agua del siguiente filtro (filtro dos) a la tubería de agua filtrada común. A partir de este punto (tramos 3) el caudal de circulación es el doble del caudal por filtro hasta que se llega a la tee que incorpora el caudal del tercer filtro. Así hasta llegar al séptimo filtro. En el séptimo filtro (tramo 8) se tiene una cruz de diámetro 1000 mm donde se incorpora el caudal total filtrado. Desde esta cruz sale una ampliación de tubería 1000 mm a 1200 mm, la cual conduce el caudal total hacia el depósito de agua filtrada. En la Tabla 24 y Tabla 25 se indican el desglose de la pérdida de carga de cada tramo descripto, concluyendo en una pérdida de carga total de 77 cm.

Tabla 24: Tabla de desglose de cálculo de pérdida de carga en manifold para filtro 1.

Tramo uno	Caudal (m ³ /h)	875	
	Diametro (mm)	500	
	J (m/m) para 500 mm	0,00324	
	Diametro (mm)	400	
	J (m/m) para 400 mm	0,00959	
	Largo de 500 mm (m)	11,8	
	Largo de 400 mm (m)	3,46	
	ΔH_{dist} (m)	0,0714	
	Despiece	Pieza	Cantidad
		Entrada a tubería	1
		Codo de 90	1
		T directa	2
		Válvula de cierre abierta	1
		Reducción	1
		Ampliación	2
Tramo dos	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,184	
	ΔH_{total} (m)	0,255	
	Caudal (m ³ /h)	875	
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00011	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0008	
	Despiece	Pieza	Cantidad
		Codo de 90	1
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0015	
	ΔH_{total} (m)	0,0023	
Tramo tres	Caudal (m ³ /h)	1750	
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,0004	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0008	
	Despiece	Pieza	Cantidad
		Te directa	1
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0059	
	ΔH_{total} (m)	0,0067	
Tramo cuatro	Caudal (m ³ /h)	2625	
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00084	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0064	
	Despiece	Pieza	Cantidad
		Te directa	1
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0132	
	ΔH_{total} (m)	0,0196	

Tabla 25: Continuación de Tabla 24

Tramo cinco	Caudal (m^3/h)	3500	Cantidad
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00144	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0109	
	Despiece	Pieza	
		Te directa	
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0235	
	ΔH_{total} (m)	0,0344	
Tramo seis	Caudal (m^3/h)	4375	Cantidad
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00217	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0165	
	Despiece	Pieza	
		Te directa	
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0366	
	ΔH_{total} (m)	0,0531	
Tramo siete	Caudal (m^3/h)	5250	Cantidad
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00305	
	Largo (m)	7,6	
	ΔH_{dist} (m)	0,0231	
	Despiece	Pieza	
		Te directa	
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,0528	
	ΔH_{total} (m)	0,0759	
Tramo ocho	Caudal (m^3/h)	7000	Cantidad
	Diametro (mm)	1000	
	J (m/m)	0,00305	
	Largo (m)	0	
	ΔH_{dist} (m)	0	
	Despiece	Pieza	
		Te indirecta	
		Ampliacion	
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,125	
	ΔH_{total} (m)	0,125	
Tramo nueve	Caudal (m^3/h)	7000	Cantidad
	Diametro (mm)	1200	
	J (m/m)	0,00213	
	Largo (m)	19	
	ΔH_{dist} (m)	0,00338	
	Despiece	Pieza	
		Codo 90	
		Salida de tubería	
	$\Delta H_{localizada}$ (m)	0,196	
	ΔH_{total} (m)	0,199	

La conducción del filtro hidráulicamente menos comprometido, el filtro siete, consiste en el primer tramo de 500 mm con la ampliación a 1000 mm (tramo 1), luego la cruz que incorpora el caudal total, la ampliación a 1200 mm y la conducción hasta el depósito de agua filtrada con la tubería de 1200 mm (tramo 8 y 9). Por lo que la pérdida de carga total en el manifold del filtro siete es de 58 cm.

7.3.2. Elección de válvula de control

7.3.2.1. Evolución de pérdida de carga en válvula de control

Una vez determinada la pérdida de carga de la filtración es posible determinar la cota de pelo de agua que habrá en los filtros. El agua filtrada es conducida por gravedad hacia el depósito de agua filtrada, el cual cuenta con un vertedero. Por lo tanto el nivel de los filtros se puede calcular como:

$$\text{Nivel en filtros} = \text{Nivel en vertedero} + \Delta h,$$

donde Δh es la pérdida de carga total en el manifold y filtro. Como se observa en la Figura 21, la pérdida de carga se estima con una evolución temporal exponencial, y por lo tanto a medida que transcurre la carrera de filtración el nivel en los filtros tenderá a crecer. La función de la válvula de control es ejercer una pérdida de carga igual a la diferencia entre la pérdida de carga final y la pérdida de carga actual, como se indica en el gráfico de la Figura 16, y así mantener el nivel en filtros constante.

Para determinar la evolución de la carga que debe imponer la válvula, se debe observar la evolución de pérdida de carga de un filtro. En la Tabla 26 se indica la evolución de pérdida de carga que debería imponer la válvula de modo de mantener aproximadamente el mismo nivel en el filtro en toda la carrera de filtración, en los cuatro escenarios evaluados.

Tabla 26: Pérdida de carga que debe imponer la válvula y nivel en filtros resultante.

Caudal (m ³ /h)	Cantidad de filtros	Tiempo (h)	Pérdida de carga en filtración (m)	Carga de válvula (m)	Nivel en filtro (m)
7000	8	inicial	0,55	4,65	23,02
		6 h	2,09	3,12	23,02
		12 h	2,66	2,54	23,02
		18 h	3,40	1,80	23,02
		24 h - final	4,37	0,84	23,02
3950	7	inicial	0,36	3,00	20,67
		6 h	1,34	2,01	20,67
		12 h	1,71	1,64	20,67
		18 h	2,19	1,16	20,67
		24 h - final	2,81	0,54	20,67
3600	6	inicial	0,38	3,19	20,78
		6 h	1,43	2,14	20,78
		12 h	1,82	1,74	20,78
		18 h	2,33	1,24	20,78
		24 h - final	2,99	0,57	20,78
2200	5	inicial	0,28	2,34	19,75
		6 h	1,05	1,57	19,75
		12 h	1,34	1,28	19,75
		18 h	1,71	0,91	19,75
		24 h - final	2,19	0,42	19,75

Adicionalmente, se desea que el filtro funcione a nivel aproximadamente constante para cualquier caudal de funcionamiento de la planta. Por lo tanto, como el escenario de caudal máximo 7000 m³/h genera la mayor pérdida de carga, en el resto de los escenarios de menor caudal la válvula deberá ejercer una pérdida de carga de base, o reserva como se llama previamente, mayor. En la Tabla 27 se indica finalmente la evolución de pérdida de carga que debería imponer la válvula en la carrera de filtración de modo que el nivel en los filtros sea aproximadamente constante. Finalmente, utilizando datos de fabricante de pérdida de carga en función de la apertura de la válvula se determina la apertura que deberá tener la válvula de modo de cumplir, en lo posible, con la pérdida de carga necesaria calculada. En la Tabla 28 se indica la evolución resultante de pérdida de carga ejercida por la válvula, con su respectivo porcentaje de apertura y el nivel resultante en los filtros.

Tabla 27: Pérdida de carga que debe imponer la válvula y nivel en filtros resultante para mantener nivel aproximadamente constante.

Caudal (m ³ /h)	Cantidad de filtros	Tiempo (h)	Pérdida de carga en filtración (m)	Carga de válvula (m)	Nivel en filtro (m)
7000	8	inicial	0,55	4,65	23,02
		6 h	2,09	3,12	23,02
		12 h	2,66	2,54	23,02
		18 h	3,40	1,80	23,02
		24 h - final	4,37	0,84	23,02
3950	7	inicial	0,36	5,00	23,12
		6 h	1,34	4,01	23,12
		12 h	1,71	3,64	23,12
		18 h	2,19	3,16	23,12
		24 h - final	2,81	2,54	23,12
3600	6	inicial	0,38	5,19	22,78
		6 h	1,43	4,14	22,78
		12 h	1,82	3,74	22,78
		18 h	2,33	3,24	22,78
		24 h - final	2,99	2,57	22,78
2200	5	inicial	0,28	5,84	23,25
		6 h	1,05	5,07	23,25
		12 h	1,34	4,78	23,25
		18 h	1,71	4,41	23,25
		24 h - final	2,19	3,92	23,25

Tabla 28: Tabla de porcentaje de apertura y pérdida de carga en válvula.

Caudal (m ³ /h)	Canti- dad de filtros	Tiempo (h)	Perdida de carga en filtración (m)	Porcentaje de apertura	Perdida de carga en válvula (m)	Nivel en filtro (m)
7000	8	inicial	0,55	29 %	4,94	23,32
		6 h	2,09	33 %	3,27	23,18
		12 h	2,66	36 %	2,44	22,92
		18 h	3,40	38 %	1,89	23,11
		24 h - final	4,37	43 %	1,09	23,27
3950	7	inicial	0,36	20 %	5,20	23,39
		6 h	1,34	23 %	4,15	23,33
		12 h	1,71	25 %	3,45	23,00
		18 h	2,19	26 %	3,10	23,13
		24 h - final	2,81	27 %	2,75	23,40
3600	6	inicial	0,38	21 %	5,48	23,68
		6 h	1,43	24 %	4,29	23,54
		12 h	1,82	25 %	3,90	23,54
		18 h	2,33	27 %	3,11	23,26
		24 h - final	2,99	28 %	2,70	23,51
2200	5	inicial	0,28	7 %	5,92	23,33
		6 h	1,05	11 %	5,07	23,25
		12 h	1,34	12 %	4,86	23,33
		18 h	1,71	14 %	4,43	23,27
		24 h - final	2,19	17 %	3,80	23,13

7.3.2.2. Estudio de cavitación

Como se detalla previamente, se seleccionó como válvula de regulación una válvula mariposa. Utilizando datos de fabricante de apertura y coeficiente de pérdida de carga, se determinó la evolución de apertura de la válvula mariposa de diámetro nominal 500 mm necesaria para imponer la pérdida de carga de la Tabla 27 y así mantener el nivel en los filtros aproximadamente constante.

Para asegurar el correcto funcionamiento de la válvula se calcula el coeficiente de cavitación, a partir de la expresión:

$$C = \frac{P_{aa} - P_v}{P_{AA} - P_{aa}} \quad (11)$$

Donde:

- P_{AA} es la presión aguas arriba de la válvula.
- P_{aa} es la presión aguas abajo de la válvula.

- P_v es la presión de vapor, considerada como 0,2385 mca a temperatura estándar (20 °C)

Se comienza por determinar la presión aguas arriba de válvula. Para esto se determina la altura de la columna de agua y se resta el término de velocidad:

$$P_{AA} = H_{AA} - \frac{v^2}{2g} \quad (12)$$

La velocidad se determina con el área de la sección de la tubería ubicada aguas arriba de la válvula. Una vez que se obtiene la presión aguas arriba de la válvula, restando la pérdida de carga introducida por la misma, se conoce la presión aguas abajo.

Se realiza el estudio la cavitación de la válvula para cuatro escenarios diferentes (5, 6, 7 y 8 filtros funcionando) desde el comienzo hasta el fin de la carrera de filtración.

En la Tabla 29 se presentan los valores determinados para el coeficiente de cavitación en los diferentes escenarios y momentos de la carrera de filtración junto con el porcentaje de apertura correspondiente.

Tabla 29: Tabla de porcentaje de apertura y coeficiente de cavitación.

Caudal (m ³ /h)	Cantidad de filtros	Tiempo (h)	Perdida de carga en filtración (m)	Porcentaje de apertura (%)	Coeficiente de cavitación	Perdida de carga en válvula (m)	Nivel en filtro (m)
7000	8	inicial	0,55	29 %	2,6	4,94	23,32
		6 h	2,09	33 %	4,4	3,27	23,18
		12 h	2,66	36 %	6,2	2,44	22,92
		18 h	3,40	38 %	8,3	1,89	23,11
		24 h - final	4,37	43 %	15,2	1,09	23,27
3950	7	inicial	0,36	20 %	2,3	5,20	23,39
		6 h	1,34	23 %	3,2	4,15	23,33
		12 h	1,71	25 %	3,6	3,45	23,00
		18 h	2,19	26 %	4,8	3,10	23,13
		24 h - final	2,81	27 %	5,7	2,75	23,40
3600	6	inicial	0,38	21 %	2,3	5,48	23,68
		6 h	1,43	24 %	3,2	4,29	23,54
		12 h	1,82	25 %	3,6	3,90	23,54
		18 h	2,33	27 %	4,8	3,11	23,26
		24 h - final	2,99	28 %	5,7	2,70	23,51
2200	5	inicial	0,28	7 %	2,0	5,92	23,33
		6 h	1,05	11 %	2,49	5,07	23,25
		12 h	1,34	12 %	2,64	4,86	23,33
		18 h	1,71	14 %	3,0	4,43	23,27
		24 h - final	2,19	17 %	3,7	3,80	23,13

En la Figura 23 se indican los gráficos de evolución de coeficiente de cavitación para la carrera de filtración junto con la curva de zona segura y la de zona no segura de funcionamiento.

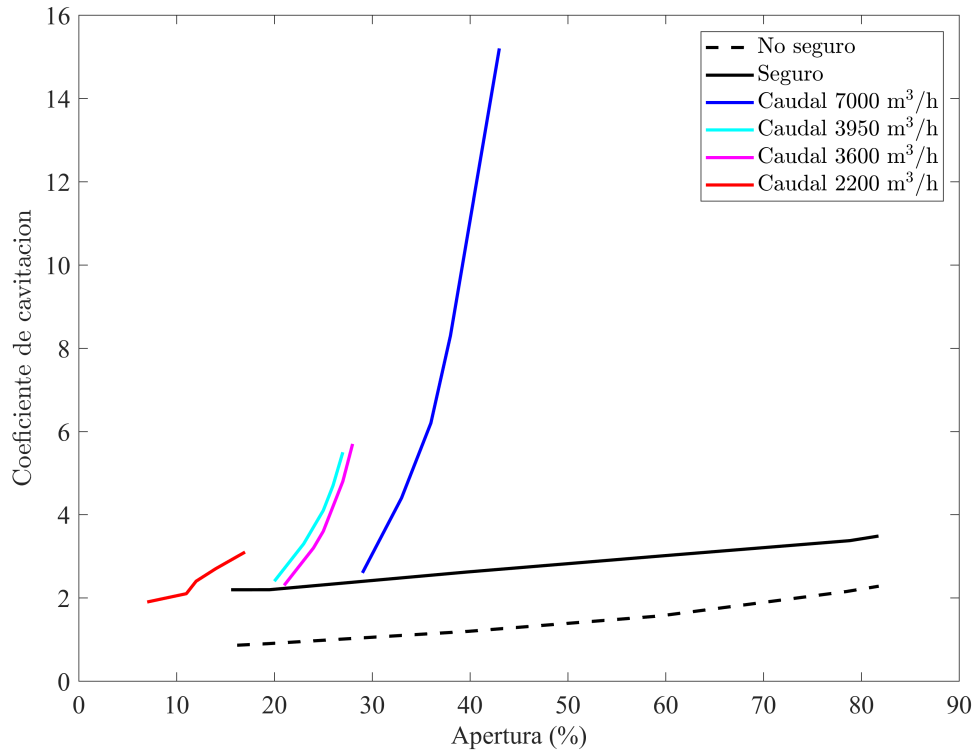


Figura 23: Gráfico de evolución de coeficiente de cavitación en la carrera de filtración.

A partir de los valores de coeficiente de cavitación obtenidos para los escenarios de 6, 7 y 8 filtros funcionando se comprueba que no existe cavitación de la válvula. Se observa que durante toda la evolución de la carrera de filtración, el índice de cavitación para los tres escenarios mencionados permanece dentro de la zona segura. Para el caso de caudal de mínimo, con cinco filtros en funcionamiento, la apertura de la válvula es muy baja, por lo que no es posible estudiar la cavitación a partir de la gráfica presentada. En este caso se realiza el estudio utilizando una segunda metodología, propuesta por el proveedor Belgicast, de manera de poder definir si la válvula presentará cavitación para el caudal mínimo durante la carrera de filtración.

Para realizar el estudio en este caso se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta P < K_c(P_{AA} - P_v) \quad (13)$$

Donde K_c es un valor dado por el proveedor en función de la apertura de la válvula (Figura 24). La válvula cavitara cuando se cumpla que $K_c > \frac{\Delta P}{(P_{AA} - P_v)}$.

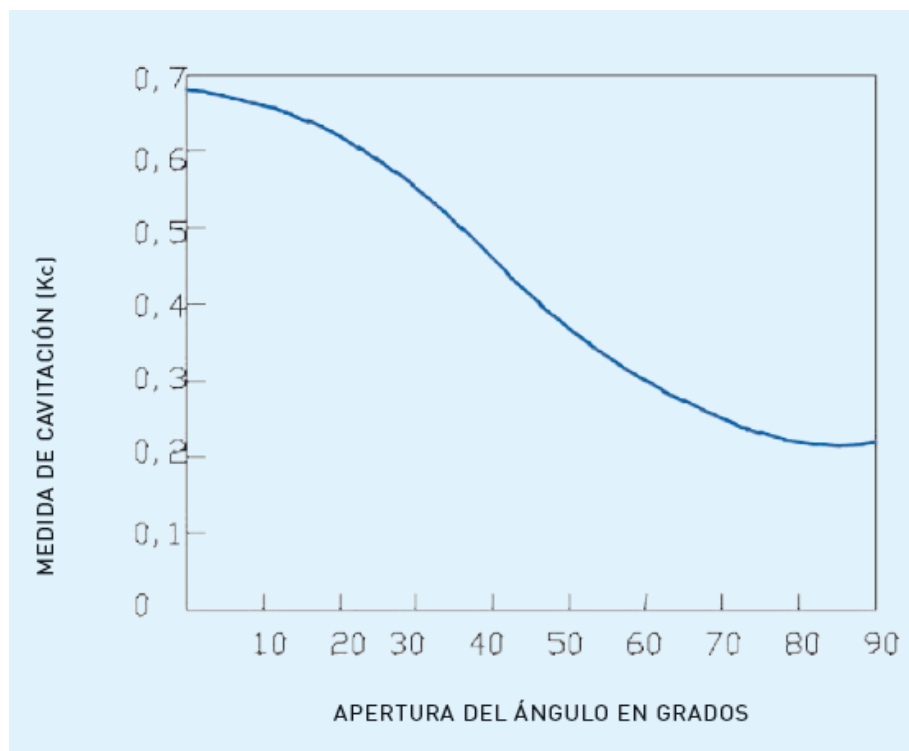


Figura 24: Coeficiente de cavitación de válvula mariposa en función de la apertura (Belgicast, 2012)

La apertura de la válvula para el caudal de $2200 \text{ m}^3/\text{h}$ varía entre 7 % y 17 %. Se observa en la Figura 24 que para ese rango de aperturas el coeficiente dado por el proveedor está entre 0,6 y 0,7. Aplicando la fórmula Ecuación 13 se obtienen los siguientes valores para el coeficiente K_c :

Tabla 30: Valores de coeficiente K calculado.

Tiempo (h)	Porcentaje de apertura (%)	K calculado
Inicial	7	0,39
6	11	0,33
12	12	0,32
18	14	0,29
24	17	0,25

En todos los casos el coeficiente de cavitación hallado se encuentra por debajo del coeficiente dado por el proveedor, por lo que se concluye que la válvula no cavita durante la carrera de filtración para el escenario de caudal mínimo.

7.4. Lavado de filtros

El lavado de los filtros será a contracorriente, es decir, en sentido ascendente y contará con tres etapas. Se opta por este tipo de lavado para lograr eliminar el exceso de biomasa acumulada en el biofiltro, ya que las partículas biológicas presentan mayor adherencia al manto que las partículas no biológicas. La primer etapa esta dada por la inserción de únicamente un flujo de aire a contracorriente, en esta etapa se busca lograr fricción entre las partículas del manto para favorecer el desprendimiento de contaminantes, así como el exceso de biomasa adherida. En la segunda etapa de lavado el objetivo es continuar con el desprendimiento de las partículas del manto mediante un efecto denominado “Collapse Pulsing”, el cual consiste en la formación de burbujas de aire que al explotar dentro del manto permiten el desprendimiento de las partículas y el exceso de biomasa adherida. Este efecto se logra al inyectar, en forma simultánea, aire y agua a baja tasa. En la tercer etapa se detiene la inyección de aire y se aumenta la tasa de agua, en esta instancia se busca obtener una expansión del manto que permita el correcto arrastre de las partículas.

Tanto el agua como el aire se inyectan en la parte inferior del filtro y son distribuidos de forma uniforme por el sistema de falso fondo utilizado. El agua de lavado se recolecta en la parte superior del filtro mediante canaletas provistas con vertederos laterales a ambos lados.

7.4.1. Primera etapa: Lavado con aire

En esta primera etapa, se comienza por bajar el nivel de agua hasta aproximadamente 20 cm por encima de la parte superior del manto filtrante y se inyecta aire durante un intervalo de entre 1 a 2 minutos a una tasa de 54 m/h (Emelko y cols. (2006)).

7.4.2. Segunda etapa: Lavado con agua y aire

En base a estudios realizados por Amirtharajah, para que se logre el efecto de “Collapse Pulsing”, las tasas de agua y aire aplicadas deben relacionarse según la expresión:

$$0,45Q_a^2 + 100 \left(\frac{V}{V_{mf}} \right) = 41,9 \quad (14)$$

Donde:

- Q_a es la tasa de aire en scfm/sqft
- V es la tasa de agua
- V_{mf} es la velocidad mínima de fluidificación para las partículas D60.

La inyección de agua y aire de forma simultánea se realiza manteniendo el nivel del pelo de agua por debajo del nivel de vertido. Deberá detenerse la inyección de aire cuando la cota del pelo de agua ascienda a 15 cm por debajo del borde de las canaletas de recolección.

La velocidad de agua durante esta etapa de lavado debe permanecer por debajo de la velocidad de fluidificación del manto (considerando partículas de diámetro equivalente), AWWA (1990) recomienda una velocidad menor a la mitad de la velocidad mínima de fluidificación.

La velocidad de fluidificación del manto corresponde a la velocidad para la cual la pérdida de carga del manto fijo iguala la pérdida de carga del lecho fluidificado, correspondiente a un valor constante. Se determina la pérdida de carga en el primer caso utilizando la ecuación de Ergun

definida anteriormente para medio granular fijo, no uniforme, sin estratificar (Ecuación 6). Para el caso de lecho fluidificado, la pérdida de carga es igual al peso de las partículas dentro del agua:

$$\frac{\Delta H}{L} = \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \epsilon_o) \quad (15)$$

- ΔH es la pérdida de carga en m.
- L el ancho del manto en m.
- ρ_s es la densidad de las partículas.
- ρ es la densidad del agua.
- ϵ_o la porosidad inicial.

Los valores de D10, D90, CU y CE se definen dentro de los rangos dados por el proveedor del carbón y teniendo en cuenta valores típicos para carbones activados de malla 8x30 obtenidos de literatura (AWWA (1990)), como se presentan en la Tabla 31.

Tabla 31: Especificaciones del carbón activado utilizado

CU	1,28
D10 (m)	0,0008
D90 (m)	0,0012
D60 (m)	0,0010
Deq (m)	0,001
CE	0,75
Densidad (kg/m3)	1500

Se determina la velocidad mínima de fluidificación para escenarios de invierno y verano, considerando la viscosidad dinámica y cinemática del agua con los valores indicados a continuación:

	Invierno (8°C)	Verano (21°C)
ν (kg/m3)	1,00E-06	9,98E-07
μ (pa.s)	1,39E-03	1,00E-03

Aplicando las ecuaciones anteriores y graficando la pérdida de carga en función de la tasa de lavado para el manto filtrante de carbón activado granular se obtiene las gráficas que se muestran en la Figura 25, a partir de las que se deduce que, tanto para los casos de invierno y verano la velocidad mínima de fluidificación es de 15,5 m/h.

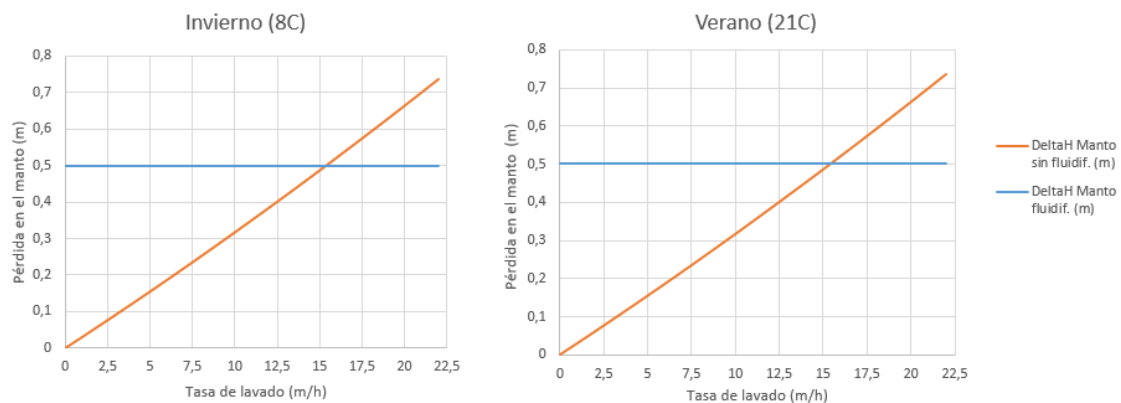


Figura 25: Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado.

Se tiene que la tasa de agua en esta etapa es menor a $7,75 \text{ m/h}$. Por otro lado, se determina la velocidad de fluidificación de las partículas D60, a modo de aplicar la Ecuación 14 para conocer el caudal de aire. Realizando un procedimiento análogo al utilizado para el diámetro equivalente, se obtienen las gráficas de la Figura 26 para las partículas D60 y se obtiene una velocidad mínima de fluidificación de $16,1 \text{ m/h}$ para los escenarios de invierno y verano.

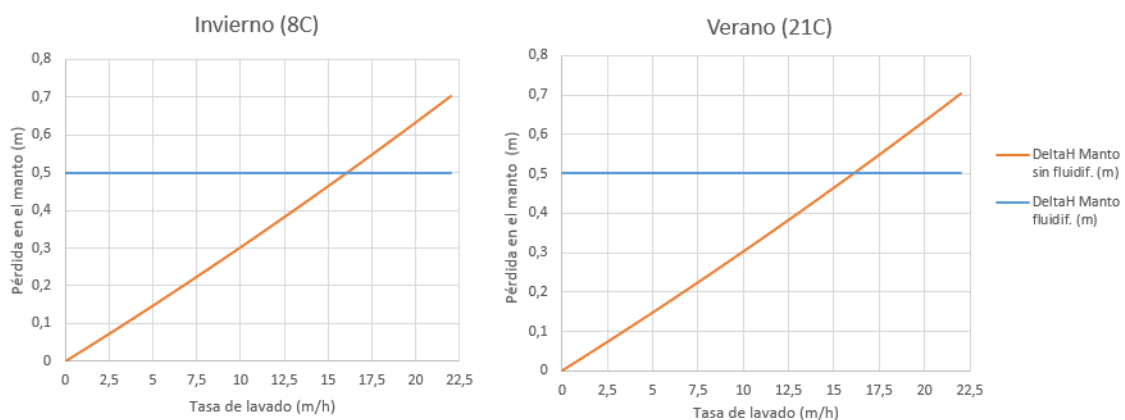


Figura 26: Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado para partículas D60.

Utilizando la Ecuación 14 con la velocidad mínima de fluidificación hallada, y tomando la tasa de aire recomendada $q_a = 3 \text{ cfm/sqft} = 54 \text{ m/h}$ (Emelko y cols., 2006), se obtiene una tasa de agua de $6,08 \text{ m/h}$.

7.4.3. Tercera etapa: Lavado con agua

En esta última etapa de lavado se aumenta la tasa de agua hasta obtener la expansión del manto de carbón activado adecuada para lograr la correcta limpieza del mismo. Para que el lavado del manto sea eficiente se busca que todas las partículas del mismo fluidifiquen. Se determina la

mínima velocidad de fluidificación de las partículas D90 del manto para los escenarios de invierno y verano y se elige una tasa de lavado superior a los valores hallados.

En la Figura 27 se presenta las gráficas de pérdida de carga en función de la tasa de lavado para partículas D90, a partir de las que se deduce que la mínima velocidad de fluidificación es de 21,5 m/h tanto para el escenario de invierno, como el de verano.

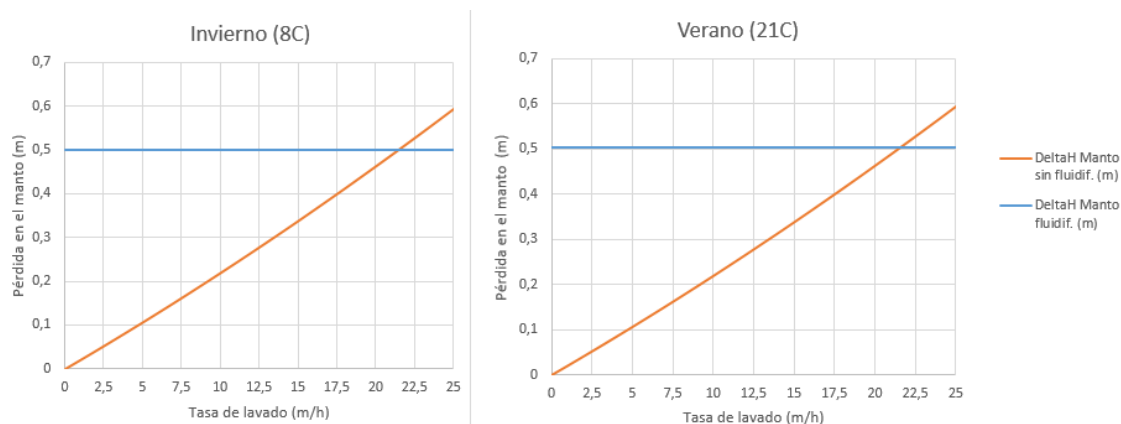


Figura 27: Pérdida de carga del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado para partículas D60.

Una vez determinada la velocidad mínima de fluidificación de todas las partículas del manto, se escoge la tasa de lavado que genera una expansión del manto de 50 %. A modo de estimar las tasas requeridas, se utiliza gráfica presentada en la Figura 28 en la que se muestra la expansión en función de la tasa de lavado, a diferentes temperaturas, para un carbón activado de malla 8x30 y características similares al carbón seleccionado.

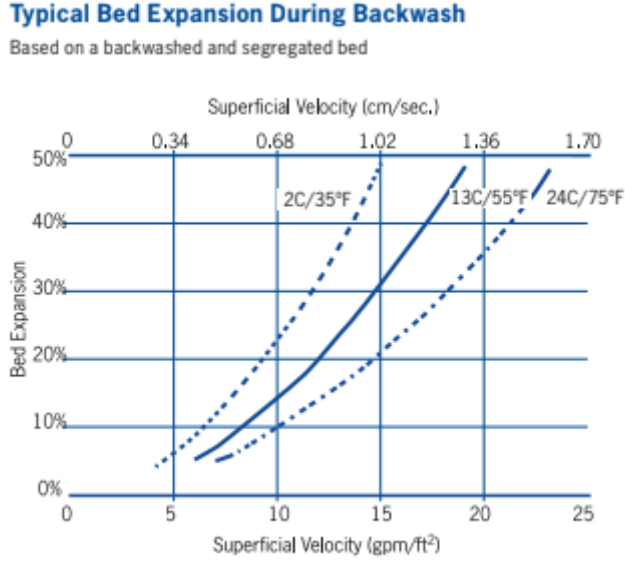


Figura 28: Expansión del manto de carbón activado en función de la tasa de lavado.

Para el escenario de invierno (temperatura 8°C) se estima una tasa de lavado próxima a 1,15 cm/seg, lo que corresponde a 41,4 m/h; mientras que para el escenario de verano se estima una tasa de 1,5 cm/seg, equivalente a 54 m/h.

Una vez obtenido el valor estimado de las tasas en función de los gráficos provistos por proveedor, se procede a realizar el cálculo de expansión utilizando el método de Cleasby para obtener las tasas de lavado para las diferentes temperaturas de los escenarios considerados con mayor precisión:

$$E = \frac{\epsilon - \epsilon_o}{1 - \epsilon} \quad (16)$$

Donde ϵ es la porosidad del manto expandido y ϵ_o es la porosidad del manto sin expandir. Para determinar ϵ se utilizan las siguientes expresiones:

$$\log \left(K \frac{(\epsilon D_{eq})^3}{(1 - \epsilon)^2} \right) = 0,565 - 1,5(\log \psi)^2 + 1,093(\log N_R) + 0,180(\log N_R)^2 - 0,00392(\log N_R)^4 \quad (17)$$

Con:

$$K = \frac{\rho(\rho_s - \rho)g\psi^3}{216\mu^2}$$

$$N_R = \frac{\rho\psi}{6\mu} \frac{nuD_{eq}}{(1 - \epsilon)}$$

Donde:

-
- Deq es el diámetro equivalente
 - ψ es el coeficiente de esfericidad
 - ρ es la densidad del agua en kg/m^3
 - ρ_s es la densidad de las partículas del manto
 - g es la aceleración gravitatoria
 - μ es la densidad dinámica del agua
 - ν es la densidad cinemática del agua
 - u es la tasa de lavado en m/s.

El proceso de resolución del sistema anterior es iterativo. Una vez que se determina el valor de ϵ que verifica las ecuaciones anteriores se conoce la expansión del manto utilizando la Ecuación 16. En la Tabla 32 se presentan las tasas de lavado propuestas y las expansiones obtenidas para los distintos diámetros de partículas en los dos escenarios estudiados.

Tabla 32: Tasa de lavado y expansión de las partículas del manto de CAG en función del tamaño y época del año.

	Invierno	Verano
Tasa (m/h)	41	48
Expansión D10 (%)	82	79
Expansión Deq (%)	49	47
Expansión D90 (%)	32	30

La expansión calculada para el diámetro equivalente de las partículas es próxima al 50 % para los dos escenarios estudiados. Además, se verifica la fluidificación de la totalidad del manto de carbón activado.

7.4.4. Expansión del manto soporte

En primer lugar, se halla de igual forma que para el carbón activado la velocidad mínima de fluidificación del manto soporte de arena, para determinar si este fluidifica durante el lavado. Se obtiene $V_{mf} = 26m/s$ tanto para invierno como para verano, a partir de lo que se concluye que existe fluidificación del manto de arena.

A continuación, se determina nuevamente a partir del método de Cleasby la expansión del manto para las tasas de lavado de invierno y verano, considerando el diámetro equivalente de las partículas. Además se determina expansión para partículas finas (D10) y gruesas (D90). Los resultados de expansión obtenida para cada escenario y cada diámetro de partícula se presentan en la Tabla 33.

Tabla 33: Tasa de lavado y expansión de las partículas del manto de arena según tamaño y época del año.

	Invierno	Verano
Tasa (m/h)	41	48
Expansión D10 (%)	72	67
Expansión Deq (%)	24	22
Expansión D90 (%)	7	5

Por otra parte, se verifica que no existe fluidificación del manto de grava. Se determinó la velocidad mínima de fluidificación para las partículas de menor diámetro del manto, obteniéndose un valor ampliamente superior a las tasas de lavado utilizadas.

7.4.5. Canaletas de recolección

El agua de lavado se recolecta mediante canaletas con vertederos ubicadas en la parte superior del filtro, por encima de la cota del manto expandido. Las canaletas de recolección descargan libre hacia un canal común, a partir del cual el agua es conducida a desagüe.

La ubicación de las canaletas deberá ser tal que se asegure, que no exista pérdida de material del medio durante el lavado del filtro, así como la adecuada distribución del flujo de agua de lavado.

Se define el número y dimensiones de canaletas en función de las tasas de lavado consideradas y de la máxima separación admisible entre las mismas para asegurar una distribución uniforme del flujo.

Se estudia la opción de colocar dos canaletas de recolección en los dos laterales largos del filtro. En este caso considerando la tasa de lavado de verano (48 m/h) para el dimensionado de las canaletas, se obtiene un caudal por canaleta de $2625 \text{ m}^3/\text{h}$. Se elige un ancho de fondo de 0,8 m y se determina el tirante máximo dentro de la canaleta con la Ecuación 18.

$$H_o = \left(\frac{Q}{1,38Bc} \right)^{(2/3)} \quad (18)$$

Donde Q corresponde al caudal máximo en la canaleta en m^3/s y Bc al ancho de canaleta en metros.

A partir de la expresión anterior se obtiene un tirante de 0,76 metros. Sin embargo, estudiando el perfil de flujo dentro de la canaleta, tomando como hipótesis inicial que el flujo es gradualmente variado y considerando descarga libre con tirante crítico al canal común, se obtiene el perfil presentado en la Figura 29, que presenta un tirante máximo de 0,51 metros.

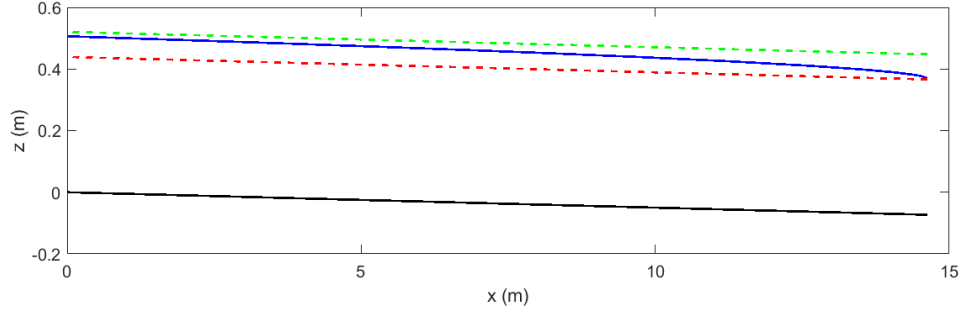


Figura 29: Perfil de flujo en canaleta de recolección, considerando dos canaletas y flujo gradualmente variado.

Sin embargo, en este caso por tratarse de canaletas con vertederos longitudinales, el caudal es variable en función de la progresiva del canal, por lo que la derivada parcial del caudal es distinta de cero y la teoría de flujo gradualmente variado no es válida. A modo de estar del lado de la seguridad, para determinar el tirante máximo posible dentro de la canaleta, se agrega al valor hallado inicialmente el término cinético, entendiéndose que el valor máximo de tirante que puede presentarse es igual a la energía en ese punto cuando la velocidad es nula. Se obtiene un tirante de 0,61 metros. Se definen, finalmente, canaletas de dimensión 0,8 m x 0,7 m. Las canaletas cuentan con pendiente de fondo de 0,5 % y pendiente transversal de 5 %. El espesor de las paredes y del fondo en el punto ubicado más aguas arriba de la canaleta se considera 0,15 m. Este espesor del fondo de canaleta es variable para obtener la pendiente de fondo deseada.

Se determina el tirante sobre el vertedero de descarga de la canaleta. En este caso, al encontrarse las canaletas ubicadas contiguas a los laterales del filtro, los vertederos se ubican en un único lado, siendo el largo total de descarga de 14,63 metros. Aplicando la Ecuación 19 se obtiene $H_o = 0,09$ m para la tasa de lavado en verano y $H_o = 0,05$ m para la tasa de invierno.

$$H_o = \left(\frac{Q}{1,838 L_V} \right)^{(2/3)} \quad (19)$$

Donde Q corresponde al caudal en la canaleta en m^3/s y L_V al largo de vertido en metros.

Una vez dimensionadas las canaletas, se define la ubicación de las mismas. La cota de fondo de las canaletas deberá ubicarse por encima de la máxima expansión del manto. Para evitar la pérdida de material del filtro durante el proceso de lavado se considera la expansión de las partículas de menor granulometría de los mantos de arena y carbón activado. Se determina la expansión para el escenario de invierno por ser superior a la expansión en el escenario de verano para las tasas elegidas. A partir del porcentaje de expansión de las partículas D10 del manto de CAG (82 %) y del manto de arena (72 %) se tiene una expansión total de 2 metros. Se coloca la cota de fondo de canaletas por encima de la cota máxima de expansión del manto (CMe), determinada como la cota del manto sin expandir (Ecuación 20) más la expansión hallada.

$$CMo = CF_{Filtro} + e_{Losa} + H_{FF} + e_G + e_A + e_{CAG} \quad (20)$$

Donde

-
- CM_o es la cota superior del manto sin expandir
 - CF_{Filtro} la cota de fondo de los filtros
 - e_{Losa} el espesor de la losa (0,30 m)
 - H_{FF} la altura de los bloques Leopold del falso fondo (0,305 m)
 - e_G el espesor del manto de grava (0,45 m)
 - e_A el espesor del manto de arena (0,50 m)
 - e_{CAG} el espesor del manto de carbón (2 m) activado

Se obtiene $CM_o = 16,93$ m y por lo tanto $CMe = 18,93$ m. Se coloca el fondo de canaletas a cota 19 metros. Finalmente, sumando el espesor del fondo y la altura de canaleta se obtiene una altura superior de canaletas de 19,85 m y una cota de vertido de 19,90 m para invierno y 19,94 m para verano.

Por último se estudia la distancia horizontal entre canaletas, para determinar si es necesario colocar una tercer canaleta central. Algunas recomendaciones de autores son:

- Arboleda: Distancia entre bordes adyacentes de canaletas no mayor a 2 metros y distancia a las paredes del filtro no mayor a 1 metro.
- ENOHSA: La separación entre los bordes o coronamientos de las canaletas colectoras, debe ser como mínimo de 1 m y de un máximo igual a seis veces la altura libre del agua sobre el nivel del manto filtrante expandido, no debiendo exceder de 3 m.
- Logsdon y Cleasby: La distancia horizontal que recorre el agua en lavado con manto fluidificado debe ser menor a 0,9 m (distancia entre bordes de canaleta menor a 1,8 m).
- Kawamura: $S_{min} = \frac{V_{mf} H_f \pi}{TL}$ y $S_{max} = H_f \pi$, siendo V_{mf} la velocidad mínima de fluidificación, H_f la distancia entre la cota de descarga en las canaletas de lavada y la cota del manto expandido y TL la tasa de lavado.

La separación entre canaletas está definida como: $S = A_f - 2(A_C + 2e)$, donde A_f es el ancho del filtro, A_C el ancho de canaletas y e el espesor de las paredes de canaletas. Se obtiene una separación de 5,1 m.

Aplicando las recomendaciones dadas por Kawamura se tiene que la separación máxima entre bordes de canaletas es de 3,47 m considerando la tasa de lavado de verano y 3,07 m para la tasa de invierno, mientras que la separación mínima es 0,74 m para verano y 0,79 m para invierno.

Al colocar únicamente dos canaletas a cota 19 m no se cumplen las recomendaciones de distancia máxima. Para la recomendación de Kawamura, aumentando la cota de fondo de canaletas a 19,7 m se logra cumplir con la separación máxima ($S_{max} = 5,67$ m y $S_{max} = 5,27$ m para verano e invierno respectivamente). Sin embargo se opta por colocar una tercer canaleta central a modo de cumplir con las restantes recomendaciones y asegurar la adecuada distribución del flujo durante el lavado. Se descarta también la opción de colocar dos canaletas separadas de los laterales del filtro, ya que no se logra cumplir a la vez con las recomendaciones de separación máxima entre bordes adyacentes y de distancia máxima a borde de filtro dadas por Arboleda. Se utilizan, por lo tanto, tres canaletas por filtro para realizar la recolección del agua de lavado.

Se colocan dos canaletas ubicadas a 1 metro de los laterales del filtro paralelas a la dirección de mayor longitud, y una tercer canaleta central. El caudal por canaleta en este caso es $1750 \text{ m}^3/h$, el largo de vertido nuevamente corresponde al doble del largo de canaleta (29,3 m) y el tirante de

agua en la descarga hacia la canaleta es de 0,043 m en verano y 0,039 en invierno. Se define la base de las canaletas de 0,6 m y se determina el tirante máximo nuevamente con la Ecuación 18, obteniéndose un valor de 0,7 m.

Al estudiar el flujo en la canaleta, de forma análoga al procedimiento realizado para dos canaletas, se obtiene un tirante en el punto aguas arriba de 0,49 m (Figura 30) y al agregarle el término cinético se obtiene 0,57 m. Se definen canaletas de 0,6 m de baso y 0,65 m de ancho.

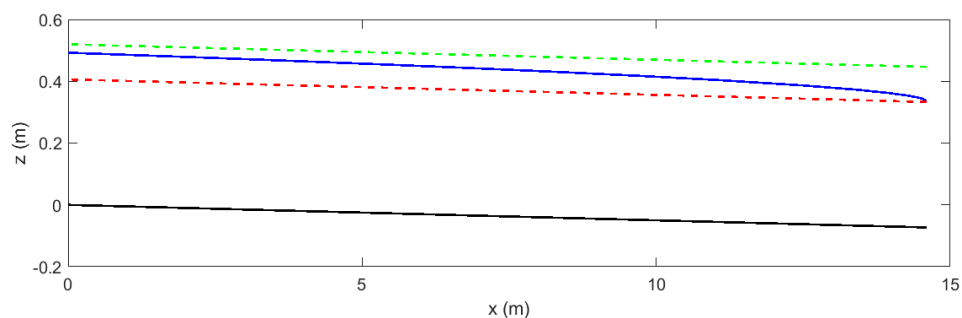


Figura 30: Perfil de flujo en canaleta de recolección, considerando tres canaletas y flujo gradualmente variado.

Finalmente se define la ubicación de las canaletas, la ubicación vertical de las mismas coincide con la determinada para el caso de dos canaletas, ya que está dada por la máxima expansión del manto. En cuanto a la ubicación en planta de las canaletas, se disponen las dos canaletas externas a 1 m de los laterales, acorde a la recomendación de Arboleda, obteniéndose una distancia entre las mismas de 1,28 m, valor que verifica todas las recomendaciones presentadas anteriormente.

Tabla 34: Resumen de ubicación y dimensionado de canaletas.

Número de canaletas	3
Ancho (m)	0,6
Altura (m)	0,65
Pend. longitudinal (%)	0,5
Pend. transversal (%)	5
Dist. al borde (m)	1
Dist. entre canaletas (m)	1,28

7.4.6. Pérdida de carga en el filtro durante el retrolavado

Se determina la pérdida de carga en el filtro durante la tercer etapa del retrolavado para las diferentes componentes del filtro, en los dos escenarios considerados (verano e invierno). Además se determina la pérdida de carga generada durante la segunda etapa de lavado.

La pérdida de carga máxima en los mantos de arena y carbón activado para la tercer etapa de lavado corresponde a la pérdida determinada anteriormente para lecho fluidificado, mientras que para la segunda etapa la pérdida de carga se obtiene con la ecuación de Ergun, ya que la tasa en este caso no es suficiente para que ocurra la fluidificación de los lechos.

Se determina la pérdida de carga en el manto de grava estratificado, en este caso se utiliza la ecuación de Ergun (Ecuación 6) sin importar la etapa de lavado considerada ya que el manto de grava no alcanza la fluidificación en ningún caso. Para realizar el cálculo se considera cada estrato como no uniforme sin estratificar. El procedimiento es análogo al realizado para el cálculo de pérdidas durante la filtración variando únicamente la tasa. Para cada estrato se determina el diámetro equivalente de forma análoga que para los mantos de arena y CAG y finalmente se realiza la sumatoria de pérdidas de carga de los cinco estratos.

Por último resta determinar la pérdida de carga en el falso fondo. Se utiliza un procedimiento análogo al utilizado para el cálculo de pérdidas durante la filtración, considerando los mismos escenarios.

En la Tabla 35 se resume los valores obtenidos de pérdida de carga en los diferentes elementos del filtro y se presenta el valor de pérdida de carga total para las diferentes etapas y los dos escenarios considerados. Para la etapa de lavado con agua y aire, se presentan diferencias mínimas para invierno y verano debido a la variación de la viscosidad del agua, sin embargo se presenta un único resultado ya que las diferencias son despreciables.

Tabla 35: Resumen de pérdida de carga en las diferentes etapas y escenarios de lavado.

	Primer etapa		Segunda etapa
	Invierno	Verano	
ΔH_{FF} (m)	0,0003	0,0003	0,0001
ΔH_{grava} (m)	0,0008	0,0011	0,0000
ΔH_{arena} (m)	0,4642	0,4645	0,1670
ΔH_{CAG} (m)	0,5003	0,5018	0,3170
$\Delta H_{filtro\ total}$ (m)	0,9655	0,9677	0,4839

7.4.7. Tubería de aire

La tubería de aire será de acero inoxidable, debido a que es un material que no se corroe, presenta alta resistencia mecánica y alta resistencia a temperaturas elevadas y genera poca pérdida de presión al presentar baja rugosidad.

Para el dimensionado de la tubería de aire, acorde a recomendación de ENOHSA (2001) se calcula con un diámetro constante, tal que la velocidad de escurrimiento se encuentre entre 15 y 30 m/s.

Como se mencionó en las secciones 7.4.1 y 7.4.2, tanto la tasa de aire en la primera etapa como en la segunda de lavado es de 54 m³/h. Esta tasa corresponde a un caudal de 1,61 m³/h dado para condiciones normalizadas de temperatura y presión. Sin embargo, se debe determinar el caudal en la tubería para la condición de presión del aire comprimido. Se realiza un predimensionado de la tubería de aire, tomando como punto de partida el caudal 1,61 m³/h, una vez definida la presión en la misma se recalcula la velocidad. Se comienza por elegir una tubería de 300 mm de diámetro, obteniéndose una velocidad inicial de 22,7 m/s. En la sección siguiente se determina la presión en la tubería y se verifica la elección de la misma.

7.4.8. Compresor de aire

La inyección de aire en la primera y segunda etapa de lavado se realiza mediante un compresor de aire. Para definir el compresor se determina la presión de aire necesaria para obtener la tasa

buscada y la potencia del motor.

El aire se inyecta mediante una tubería en un canal ubicado en la parte inferior de los filtros, por el cual también ingresa el agua para lavado. La tubería de aire, una vez que ingresa al canal se extiende a lo largo de todo el lateral del filtro y divide el caudal total de aire en tuberías de menor diámetro que ingresan en cada uno de los bloques del falso fondo del lateral.

Tanto en la etapa de lavado con aire, como en la de lavado en simultáneo con agua y aire, la presión requerida deberá ser tal que supere la presión absoluta en el fondo del filtro, es decir, la suma de la presión atmosférica, la columna de agua al momento del lavado y las pérdidas de carga desde la salida del compresor hasta la salida de aire en el fondo del filtro.

La pérdida de presión en la tubería se estiman mediante la ecuación de Darcy Weisbach y Colebrook (21).

$$\Delta P = f \frac{L}{D_H} \frac{\rho v^2}{2} \quad (21)$$

Donde

- ΔP : Pérdida de presión por circulación (Pa)
- L : Longitud de la tubería (m)
- v : Velocidad del fluido (m/s)
- ρ : Densidad del fluido (Kg/m³)
- f : Factor de fricción (adimensional)
- D_H : Diámetro hidráulico de la tubería (m). Para una tubería cilíndrica ($D_H = \frac{4S}{P}$, siendo S la sección de pasaje del fluido (m) y P el perímetro mojado (m)). Para una tubería cilíndrica coincide con el diámetro.

Para determinar la pérdida de presión por fricción resta conocer el factor de fricción, que depende del régimen del flujo mediante el número de Reynolds, y de la rugosidad relativa de la tubería, definidos como:

$$Re = \frac{\rho v D_H}{\mu} \quad (22)$$

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon_a}{D_H} \quad (23)$$

Donde μ es la viscosidad dinámica (Kg/m s) del fluido y ϵ_a la rugosidad absoluta de la tubería (m).

El factor de fricción se relaciona con el número de Reynolds y la rugosidad relativa siguiendo la ecuación de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0,86858 \ln \left(\frac{\epsilon_r}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (24)$$

Se utiliza un valor de rugosidad absoluta del acero inoxidable de 5×10^{-5} m y se resuelve de forma iterativa la ecuación de Colebrook, obteniéndose un valor de coeficiente de fricción de 0,01508. Finalmente aplicando la Ecuación 21 se obtiene una pérdida de presión de 1289 Pa, lo que equivale a 0,13 mca.

Las pérdidas de carga localizadas se determinan como:

$$\Delta P = K_T \frac{\rho v^2}{2} \quad (25)$$

Siendo K_T la suma de los coeficientes de pérdida de carga de todos los accesorios presentes en el tramo de tubería que recorre el aire. A partir del despiece presentado en la Tabla 36 se obtiene un valor de K_T de 4,0 y un valor de pérdida presión localizada de $\Delta P = 1,53 Pa = 0,16 mca$.

Tabla 36: Despiece de tubería de aire.

K	Cantidad
Entrada a tubería	1
Codo 90	3
T directa	4
T indirecta	1
Salida de tubería	1
Valvula de cierre	1

La presión dada por la columna de agua presente en el filtro es de 3,45 mca y 5,97 mca para la primera y segunda etapa de lavado respectivamente. La diferencia esta dada por la diferencia en la cota del pelo de agua en cada una de las etapas de lavado. Las pérdidas de carga se estiman en 0,19 mca, por lo que sumando la pérdida de presión total a las alturas geométricas detalladas anteriormente, se obtiene un ΔP total de 3,64 mca y 6,16 mca y en cada caso.

Para conocer el caudal requerido por el compresor se parte por la tasa escogida para el lavado (54 m/h), se determina el caudal a partir del área del filtro ($A=106,6 \text{ m}^2$). El caudal determinado está dado para condiciones de presión y temperatura normalizadas (20°C y 1 atm), por lo que se utiliza la *Ley de los gases ideales* (Ecuación 26) para conocer el caudal la presión de salida determinada.

$$PV = nRT \quad (26)$$

Donde:

- P: Presión del gas
- V: Volumen del gas
- n: Número de moles de gas
- R: Constante de los gases ($0,082 \frac{L \cdot atm}{mol \cdot K}$)
- T: Temperatura del gas

Siendo n y R constantes para un mismo gas, se cumple la relación:

$$\frac{PV}{T} = cte$$

La condición inicial queda dada por $P=1$ atm, $T=293$ K y $V=54\text{m}^3/\text{h}$. Asumiendo que la variación de temperatura no es significativa se despeja el volumen de aire en la salida de la tubería, obteniéndose $V=3608\text{ m}^3/\text{h}$.

Una vez conocida la presión requerida y el caudal de aire, se determina la potencia del compresor como:

$$Pot(kw) = \gamma(N/m^3)Q(m^3/s)H(mca) \quad (27)$$

Considerando el peso específico del aire como $1,204\text{ kg}/\text{m}^3$ para condiciones normalizadas de temperatura y presión, se determina mediante conservación de la masa el peso específico para la condición de presión en la salida del aire; se obtiene un peso específico de $1,927\text{ kg}/\text{m}^3$. Considerando eficiencia del compresor del 100 % ($\eta=1$) la potencia obtenida para la primer y segunda etapa de lavado con aire es de 264 kw y 312 kw respectivamente.

A partir de los valores de caudal, presión de aire y potencia de motor requeridos se opta por utilizar un compresor de aire centrífugo libre de aceite, con potencia nominal, presión de trabajo y caudal acorde a los valores obtenidos.

Se corrobora finalmente la tubería de aire elegida. Siendo el caudal en la misma de $3608\text{ m}^3/\text{h}$, y el diámetro 300 mm, se obtiene una velocidad de 14 m/s y se concluye que el diámetro de tubería escogido es adecuado. Finalmente se realiza la misma verificación para las tuberías de menor diámetro que distribuyen el aire a cada bloque del falso fondo. En este caso se tiene $Q = Q_{tot}/n_{bloques} = 3608\text{ m}^3/\text{h}/26 = 138,7\text{ m}^3/\text{h}$ y un diámetro interior de 66 mm, por lo que la velocidad obtenida es de 11 m/s. Este valor se encuentra por debajo de la recomendación de ENOHSa pero acorde a proveedores de tuberías para instalación de aire comprimido, la velocidad es adecuada e incluso favorable para minimizar pérdidas por fricción y generación de turbulencia (Nitin G. Shanbhag, 2014).

7.5. Depósitos intermedios y equipos de bombeo

7.5.1. Depósito de agua flotada

Para la determinación de la cota de pelo de agua del depósito de agua flotada se realizó el calculo para dos escenarios: el escenario de caudal de verano al final del período de previsión (caudal máximo de producción de la planta) y el caudal de invierno al inicio del período de previsión. De esta forma, la cota de pelo de agua en el primer escenario será de 15,10 m y en el segundo de 15,68 m.

Para definir la cota de fondo de depósito de agua flotada se deben tener en cuenta dos consideraciones. Por un lado el fondo del depósito deberá estar a una cota tal que permita la conexión entre la unidad de agua flotada y el mismo, por otro lado, la altura del pelo de agua en el mismo deberá ser suficiente para garantizar la sumergencia mínima requerida en las tomas de agua de las bombas.

La tubería de 1000 mm que recoge las tuberías de 800 mm provenientes de las unidades de flotación de cada ala de la planta se encuentra a una cota de zampeado inicial de 13,45 m. Considerando una pendiente de 1,0 % y un largo de tubería de 7,3 m, la cota de zampeado de la tubería a la llegada del depósito será de 13,38.

La cota de pelo de agua más baja se obtiene en el caso de caudal máximo de funcionamiento, siendo de 15,10 m. El fondo del depósito se ubicó de modo de cumplir con el nivel mínimo de agua necesario para que no ocurran turbulencias en la tubería de succión.

La succión de las bombas se realizará con un codo de 800 mm (ver esquema en Figura 31), de modo de disminuir la sumergencia necesaria.

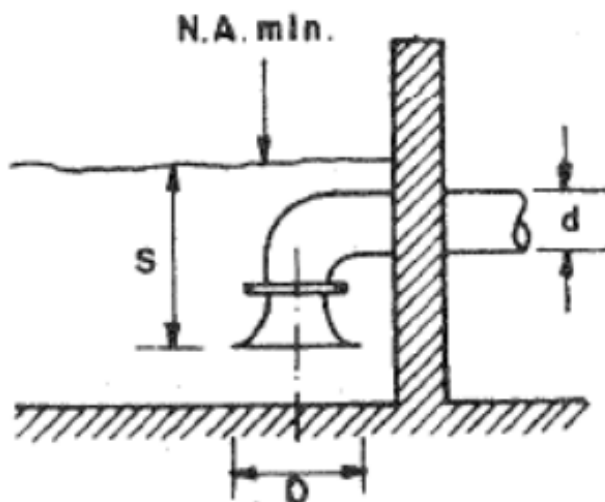


Figura 31: Esquema de codo de succión (Milton Tomoyuki, 2000)

De acuerdo con Metcalf y Eddy (1981), la sumergencia mínima depende de la velocidad en la succión. La máxima velocidad de succión ocurre cuando la planta produce su caudal máximo

(7000 m³/h) y se utilizan tres bombas para elevar el agua hacia el ozono o los filtros biológicos. En este caso, para tuberías de succión de 800 mm se obtiene una velocidad de 1,29 m/h. Para una velocidad de hasta 1,5 m/h se necesita una sumergencia de 1,0 m (Metcalf y Eddy, 1981). Por otro lado, Paterson y Noble (1982) presenta un cálculo de sumergencia (Ecuación 28) en función del diámetro (D) y el número de froude (F) donde a se encuentra entre 1 y 1,5 y b entre 2 y 2,5. Para este caso el número de froude es de 0,46, por lo que la sumergencia mínima será de 1,54 m. Para estar del lado de la seguridad, se considerará la última recomendación de sumergencia de 1,54 m.

$$\frac{S}{D} \geq a + b \cdot F \quad (28)$$

Para el rebalse del depósito se utilizará una tubería de 900 mm ubicada a una cota de zampado de 15,98 m. La ubicación de dicha tubería fue verificada hidráulicamente para el caso de caudal de verano a fin de período de previsión ya que es el caudal que genera un diseño más comprometido.

El rebalse se realizará mediante una salida de tubería con un codo de modo que se genere una caída libre. De esta forma, el tirante en la tubería será el tirante crítico. Realizando un balance de energía entre la sección anterior a la tubería de rebalse (dentro del depósito) y la sección de tubería donde se genera el tirante crítico, se determina la altura ($H_{deposito}$) necesaria dentro del depósito para desaguar el caudal máximo. El balance será el presentado en la Ecuación 29, donde E_c es la energía crítica y Δ_h la pérdida de carga por entrada a tubería.

$$H_{deposito} = E_c + \Delta_h \quad (29)$$

Considerando una tubería de 900 mm y el caudal máximo de 7000 m³/h, el tirante crítico es de 80,2 cm y la velocidad crítica de 3,239 m/s. Utilizando la Ecuación 30 se determina la energía crítica (E_c) de 1,34 m.

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (30)$$

La pérdida de carga por entrada a tubería se calcula con la Ecuación 33 donde ki es 0,50, resultando en una pérdida de carga de 24 cm.

Se obtiene que el tirante necesario dentro del depósito para desaguar el caudal máximo a través de una tubería de 900 mm con caída libre será de 1,58 m.

La cota máxima de operación de agua dentro del depósito de agua flotada es 15,68 m, que sucede en el escenario de inicio de período de previsión en invierno. Por lo que se colocará la cota de zampado de la tubería de rebalse a 30 cm de dicha cota. La cota inferior de la losa que se encuentra arriba del depósito de agua es de 17,90 m, por lo que se tiene una revancha de 20 % del valor calculado, pues la distancia del techo a la cota de zampado de la tubería de rebalse es de 1,92 m.

Respecto a la ubicación de la succión, se considera la recomendación de bibliografía de ubicar la succión respecto al fondo a una distancia igual a 0,75 veces el diámetro. Por lo tanto, colocando el fondo del depósito en 11,25 m, la succión estará a 11,85, el nivel de sumergencia que es igual al nivel de mínimo de alarma es 13,39 m. Considerando unos 15 cm de revancha se encuentra el nivel mínimo del depósito a 13,54, nivel donde se apagaran las bombas.

A continuación de detallan los niveles del depósito:

-
- Nivel de rebalse: 15,98 m
 - Nivel máximo: 15,83 m
 - Nivel de operación máximo: 15,68 m
 - Nivel de operación mínimo: 15,10 m
 - Nivel mínimo: 13,54 m
 - Nivel de alarma: 13,39 m
 - Cota de succión: 11,85 m
 - Cota de fondo de depósito: 11,25 m

El ancho del depósito se diseño de modo de cumplir con los requerimientos necesarios de distancia entre ejes de bombas y distancia entre eje de bomba y paredes. De acuerdo con el manual de fabricante de la bomba elegida (elección de equipo de bombeo en sección siguiente), la distancia entre ejes de succión debía ser al menos 1,2 m, y la distancia entre eje de succión y paredes de 0,6 m. Con un ancho de depósito de 7,6 m, se tienen 1,9 m entre ejes de succión y 0,95 m entre eje de succión y paredes en las bombas laterales.

Como se puede observar en los planos, debido a la disposición de la entrada de agua flotada al depósito y de la succión de las bombas, se trata de una entrada excéntrica que puede generar rotación en el flujo. Para solucionar esto se colocará un tabique de extremo a extremo de ancho 2,6 veces el diámetro de succión (valor recomendado fabricante del equipo de bombeo). De acuerdo con el manual del fabricante, la distancia mínima que debe existir entre la entrada excéntrica y el tabique deflector se calcula con la Ecuación 31, donde Q el caudal en m³/s. Ubicando el tabique deflector a 2,2 m, siendo el tabique de 20 cm de ancho, el ancho total del depósito será de 10 m.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{1,8\pi}} \quad (31)$$

7.5.2. Equipos de bombeo de agua flotada

Se determinan los equipos de bombeo del depósito de agua flotada considerando la posibilidad de bombear tanto hacia el tanque de ozono para que posteriormente el agua sea conducida por gravedad hasta los filtros biológicos, como la de realizar la impulsión directamente hacia los filtros biológicos, by-passeando el tanque de ozono.

Se decide trabajar con tres equipos para que sea posible la adaptación a la amplia variabilidad anual de los caudales de planta y se prevé un equipo extra de respaldo.

La curva de instalación se determina en cada caso, considerando el desnivel geométrico entre la cota del pelo de agua en el depósito y la cota de pelo de agua definida en cada una de las unidades, las pérdidas de carga distribuidas y localizadas determinadas con las ecuaciones 32 y 33 respectivamente.

$$H = 10,67 \frac{Q^{1,852}}{C} \frac{L}{D^{4,87}} \quad (32)$$

Donde:

-
- Q es el caudal de circulación.
 - D el diámetro de la tubería.
 - C el coeficiente de rugosidad que depende del material de la tubería.
 - L el largo de la tubería.

$$h_i = k_i \frac{v^2}{2g} \quad (33)$$

Donde:

- h_i es la pérdida de carga localizada generada por la obstrucción i .
- v es la velocidad en la tubería.
- k_i es un coeficiente adimensional que depende de la obstrucción.

Se definen los equipos en función del caudal máximo al final del período de previsión (7000 m^3/h) y se verifica el funcionamiento para el caudal mínimo.

Para determinar las pérdidas en la impulsión para el caso de los filtros biológicos se considera el filtro más comprometido, es decir, el que presenta el recorrido hidráulico más largo. La longitud de la tubería que conecta el depósito de agua flotada con los filtros biológicos y con la cámara de ozono es 67 m y 52 m respectivamente.

El despiece de la tubería para cada uno de los casos se presenta en las Tablas 37 y 38, donde se distinguen dos tramos ya que el tramo inicial conduce el caudal de únicamente un equipo y el segundo tramo conduce la totalidad del caudal.

Tabla 37: Despiece de impulsión al tanque de ozono.

Pieza	Tramo 1	Tramo 2
Entrada a tubería	1	0
Codo 90	2	4
T directa	0	3
T indirecta	0	1
Salida de tubería	0	1
Válvula mariposa	1	1
Válvula de retención	1	0
Amplificación busca	1	0

Tabla 38: Despiece de impulsión a filtros biológicos.

Pieza	Tramo 1	Tramo 2
Entrada a tubería	1	0
Codo 90	2	5
T directa	0	3
T indirecta	0	1
Salida de tubería	0	1
Válvula mariposa	1	1
Válvula de retención	1	0
Amplificación busca	1	0

Tabla 39: Pérdidas de carga en impulsión hacia tanque de ozono y filtros biológicos.

	Ozono	Filtros biológicos
ΔH_{Distr} (m)	0,796	1,025
ΔH_{Loc} (m)	2,998	3,226
ΔH_{Geom} (m)	8,69	8,22
	12,484	12,471

Se decide utilizar equipos CP 3531/765 3 1040 del proveedor Xylem. En la Figura 32 se presentan las curvas de las bombas, funcionando de manera individual y en paralelo para el bombeo hacia el tanque de ozono.

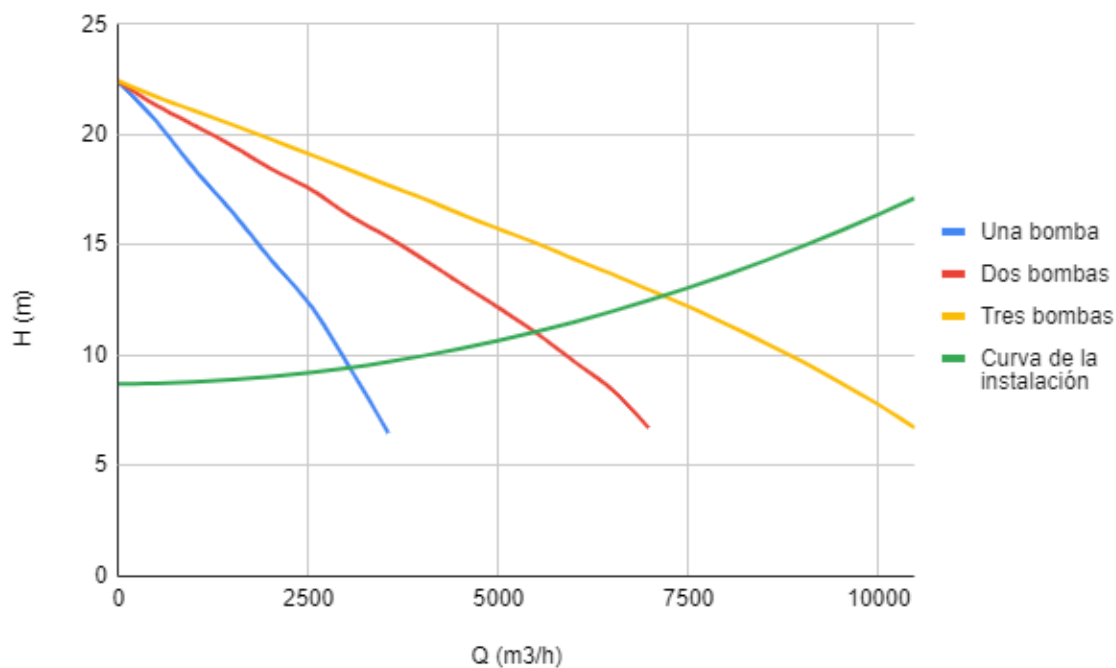


Figura 32: Curva de la instalación DAC - Ozono y curvas de las bombas.

El Punto de máximo rendimiento del equipo es $Q = 2382\text{m}^3/\text{h}$. En la Tabla 40 se presenta el punto de funcionamiento de las bombas y el apartamiento del punto de máximo rendimiento en cada caso.

Tabla 40: Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente o en paralelo.

	Q func (m ³ /s)	Q func (m ³ /h)	H func (m)	Qfunc/Q _{max,r}
Una bomba	0,84	3030	9,42	1,27
Dos bombas	0,76	2734	11,16	1,15
Tres bombas	0,67	2405	12,83	1,01

Una vez analizado el funcionamiento de los equipos para el bombeo desde el depósito de agua flotada hacia el tanque de ozono, se estudia el funcionamiento para el bombeo hacia los filtros biológicos. En la Figura 33 se presentan la curva de instalación y de las bombas para este caso.

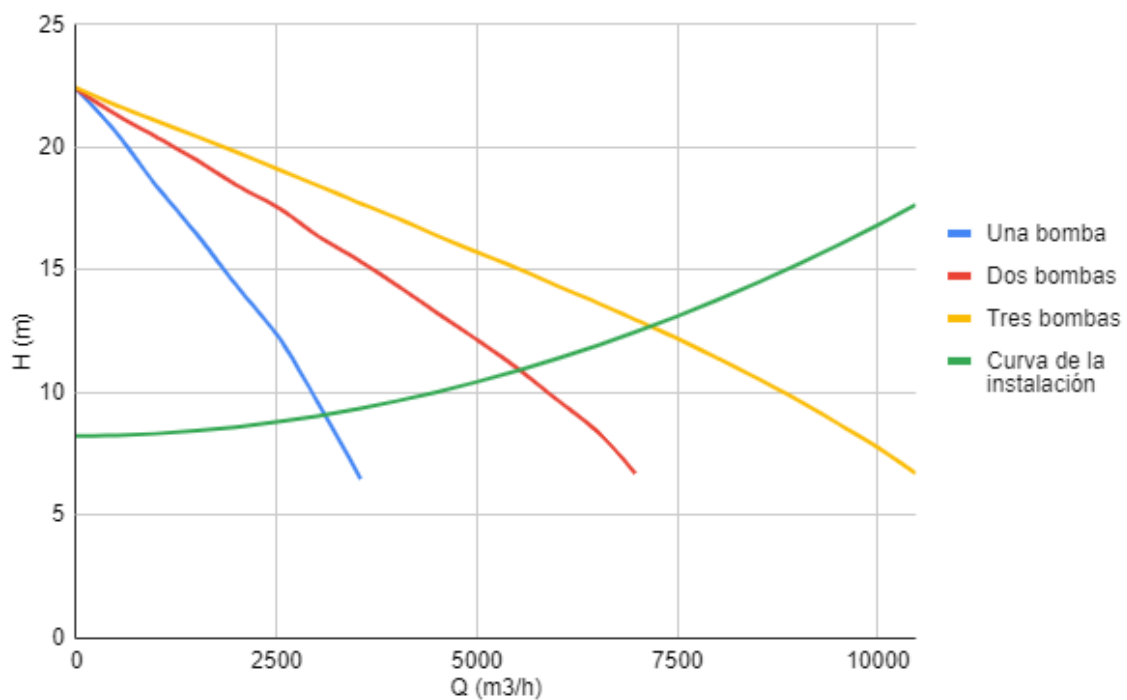


Figura 33: Curva de la instalación DAC - Filtros biológicos y curvas de las bombas.

En la Tabla 41 se presenta, para el bombeo desde el depósito de agua flotada hacia los filtros, el punto de funcionamiento de las bombas y el apartamiento del punto de máximo rendimiento.

Tabla 41: Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente o en paralelo.

	Q func (m ³ /s)	Q func (m ³ /h)	H func (m)	Qfunc/Q _{max,r}
Una bomba	0,84	3021	9,49	1,27
Dos bombas	0,76	2737	11,23	1,15
Tres bombas	0,66	2365	12,87	0,99

Se observa que para el caso de dos y tres equipos funcionando en paralelo el punto de funcionamiento se encuentra dentro del rango adecuado ($0,8Q_{\max,r}$ - $1,2Q_{\max,r}$). sin embargo para el caso de un equipo funcionando de forma individual el caudal de funcionamiento excede el límite superior. Esta condición puede mejorarse con el uso de variadores de frecuencia (Figura 34).

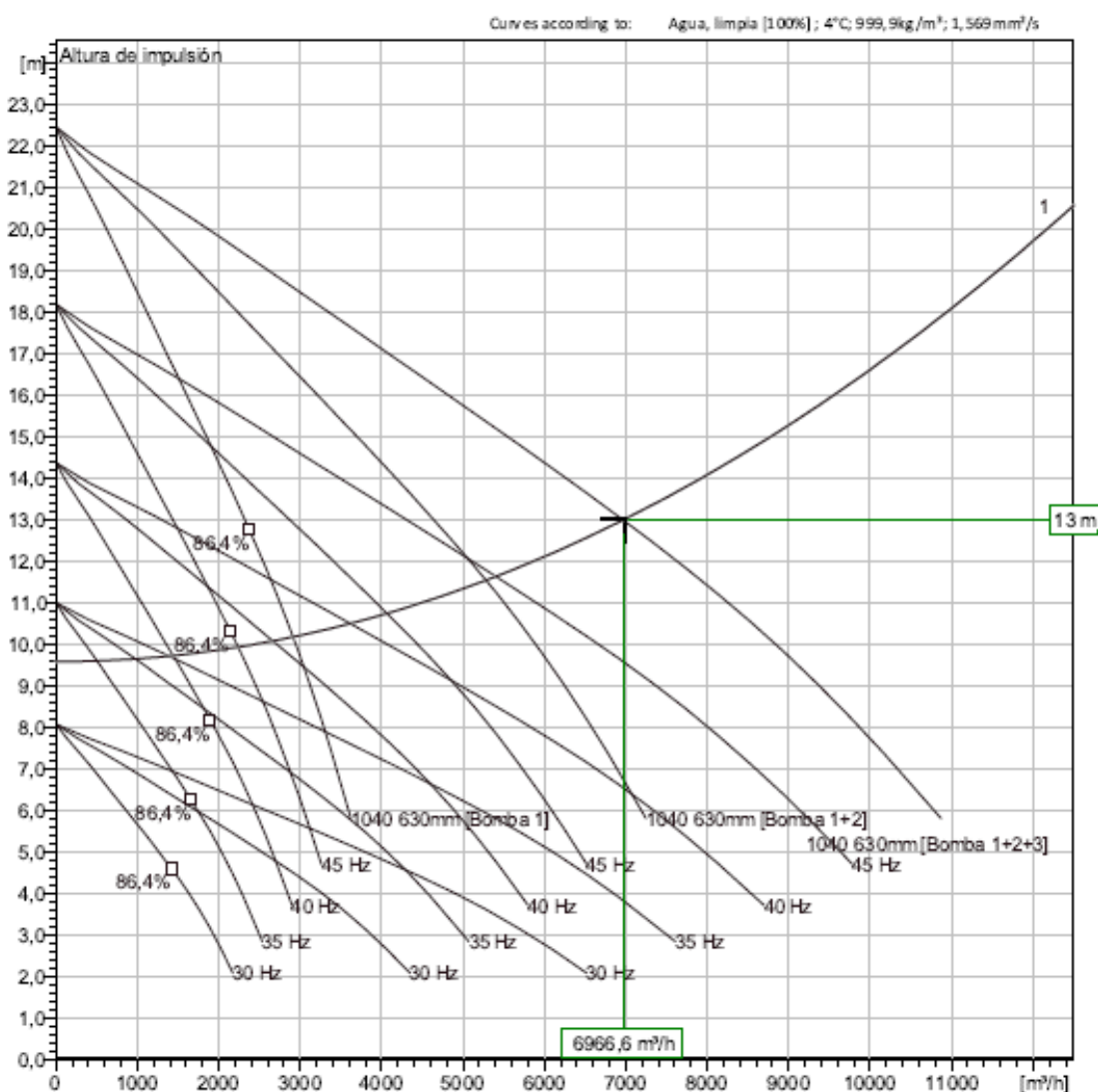


Figura 34: Curvas de equipos para bombeo para diferentes frecuencias.

Al tratarse de bombas de pozo seco, es importante verificar la condición de no cavitación. Para ello se realiza el cálculo de NPSH disponible y se compara con el NPSH requerido por la bomba, que es función del punto de funcionamiento. Como se presentan tres funcionamientos diferentes (cuando funciona una bomba sola, dos bombas y tres bombas), se deberá realizar la verificación de todos los funcionamientos.

El NPSH disponible se calcula a partir de la Ecuación 34.

$$NPSH_{disponible} = \frac{P_{atm} - P_{vapor}}{\rho g} 10^5 + Ha - \Delta H_{succion} \quad (34)$$

Donde:

- P_{atm} es la presión atmosférica (1 bar).
- P_{vapor} es la presión de vapor que depende de la temperatura (para 15°C es 0,02 bar).
- Ha la altura de succión.
- $\Delta H_{succion}$ es la pérdida de carga en la succión.

El NPSH requerido se obtiene de datos del fabricante en función del caudal de funcionamiento de la bomba. En la Figura 35 se muestra el gráfico de NPSH requerido en función del caudal para la bomba elegida.

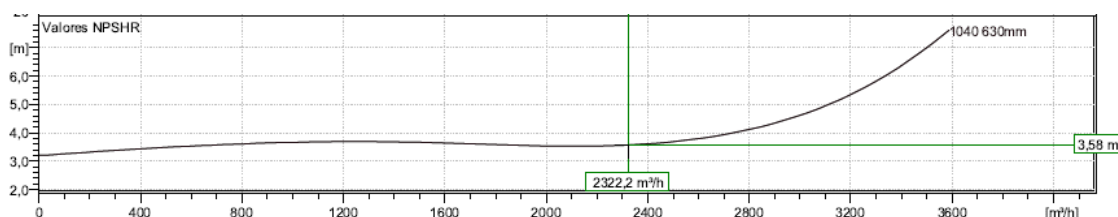


Figura 35: Curva de NPSH requerido en función del caudal.

En la Tabla 42 y Tabla 43 se indican los resultados de NPSH disponible y requerido para los tres puntos de funcionamiento de la bomba elegida en el caso de bombear del DAC al Ozono y del DAC a los filtros biológicos respectivamente. Para verificar la condición de no cavitación se exige que el NPSH disponible sea al menos 50 cm mayor o igual que el NPSH requerido.

Tabla 42: Verificación de no cavitación en el bombeo desde el depósito de agua flotada a la cámara de ozono.

	DAC - Ozono		
	Una bomba	Dos bombas	Tres bombas
Q (m³/h)	2965	2676	2331
DH distr (m)	0,002	0,001	0,001
DH loc (m)	0,178	0,145	0,110
DH tot (m)	0,180	0,147	0,111
NPSHd (m)	12,3	12,3	12,4
NPSHr (m)	4,5	3,9	3,5

Tabla 43: Verificación de no cavitación en el bombeo desde el depósito de agua flotada hasta los filtros biológicos.

	DAC - FB		
	Una bomba	Dos bombas	Tres bombas
Q (m ³ /s)	3292	3064	2719
DH distr (m)	0,002	0,002	0,001
DH loc (m)	0,220	0,191	0,150
DH tot (m)	0,222	0,192	0,151
NPSHd (m)	12,405	12,435	12,476
NPSHr (m)	5,8	4,6	4,0

Se verifica que en todos los casos el NPSH disponible es superior al NPSH requerido, por lo que no se presenta cavitación de las bombas en ninguno de los escenarios.

7.5.3. Depósito de agua filtrada

El depósito de agua filtrada almacenará agua para su uso como agua de limpieza a contracorriente de los filtros.

El depósito tendrá tres compartimentos separados por dos tabiques vertederos. El primer vertedero cumplirá la función, junto con la válvula de control, de mantener el nivel constante dentro de los filtros. La función del segundo vertedero será la de almacenar el agua para el retrolavado. Además, el primer vertedero se ubicó de modo que se pueda conducir el agua por gravedad hacia los filtros actuales, en caso de ser necesario. Tanto el primer compartimento como el tercero tendrán un ancho de 1,5 m.

El primer vertedero del depósito en el sentido del flujo tendrá una cota de vertedero de 16,90 m de modo que el tirante aguas arriba del mismo será de 17,08 m y 16,99 m para el escenario de caudal de verano a fin de período de previsión y caudal de invierno a inicio del período de previsión respectivamente. El segundo vertedero tendrá cota 16,40 m con un tirante aguas arriba de 16,58 m y 16,49 m para el escenario de caudal de verano a fin de período de previsión y caudal de invierno a inicio del período de previsión.

El cálculo de la tubería de rebalse es análogo al de la tubería de rebalse del depósito de agua flotada. La diferencia es que al ser la cota máxima de agua dentro del tercer compartimento del depósito es de 15,33 m, se colocará la tubería de rebalse de 900 mm en cota de zameado 15,83 m, obteniendo así una revancha de 30 %, ya que la distancia del techo a la cota de zameado es de 2,07 m.

Para determinar la cota de fondo del depósito se debió garantizar las mismas distancias desarrolladas para el depósito de agua flotada. En el depósito de agua filtrada las tuberías de succión son de 600 mm con un codo de succión al igual que en el depósito de agua flotada (ver esquema de succión en Figura 31). La máxima velocidad de succión ocurre cuando se utilizan 3 bombas en paralelo en la tercer etapa de lavado solo con agua en verano. En este caso, para las tuberías de 600 mm se obtiene una velocidad en la succión de 1,67 m/h. Para una velocidad de hasta 1,8 m/h se necesita una sumergencia de 1,4 m de acuerdo con Metcalf y Eddy (1981). Un resultado similar se obtiene aplicando la Ecuación 28 recomendada por Paterson y Noble (1982), donde la sumergencia mínima es 1,42 m. Por lo tanto, la sumergencia será de 1,42 m.

Utilizando recomendaciones de bibliografía, se coloca la succión a una distancia del fondo igual

a 0,75 veces el diámetro de succión. Ubicando el fondo del depósito a 13,38 m, la succión estará a una cota de 13,83 m.

Como el agua pasa por el depósito de agua filtrada y continúa por gravedad hasta el tanque cisterna, el nivel máximo se encuentra limitado por la cota de vertedero.

A continuación se indican los niveles del depósito:

- Nivel máximo (caudal máximo): 16,58 m
- Nivel máximo (caudal mínimo): 16,49 m
- Nivel mínimo: 15,40 m
- Nivel de alarma: 15,25 m
- Cota de succión: 13,83 m
- Cota de fondo de depósito: 13,38 m

Siguiendo el criterio de distancia mínima entre ejes de succión y distancia mínima de eje de succión de bombas laterales a paredes del pozo de succión descrito en la sección 7.5.1, se diseña el depósito de agua para lavado con un ancho de 9 m. De esta forma se tienen 1,9 m entre ejes de succión y 1,65 m entre eje de succión y paredes. Sumando el ancho del primer y tercer compartimento, considerando un ancho de vertedero de 10 cm, se obtiene que el ancho del depósito de agua filtrada para lavado será de 12,2 m.

7.5.4. Equipos de bombeo de agua filtrada

Se definen los equipos de bombeo a utilizar en función de los tres caudales de lavado; el caudal de agua utilizado para el lavado con agua y aire ($648 \text{ m}^3/\text{h}$), y los caudales de agua utilizados en la tercer etapa del lavado en verano y en invierno; $5088 \text{ m}^3/\text{h}$ y $4346 \text{ m}^3/\text{h}$ correspondientes a tasas de 48 m/h y 41 m/h respectivamente.

La carga a vencer, corresponde además de las pérdidas distribuidas y localizadas en la impulsión y el desnivel geométrico, a las pérdidas de carga en el manto del filtro y falso fondo durante el lavado.

Las pérdidas en el lecho de los filtros biológicos y en el falso fondo se calcularon en la Sección 7.4.6 y se encuentran resumidas en la Tabla 35 para los tres escenarios.

Para determinar pérdida de carga en la tubería se distingue entre dos tramos de diferentes diámetros ($\phi 600$ y $\phi 800$). Los largos de tubería considerados para determinar pérdidas de carga distribuidas en la impulsión se presentan en la Tabla 44 y los despieces de cada tramo considerados para determinar las pérdidas localizadas en las Tabla 45. Para la determinación de pérdidas distribuidas y localizadas se considera la impulsión hasta el filtro más comprometido.

Tabla 44: Largo de tuberías de impulsión.

L ϕ 600 (m)	0
L ϕ 800 (m)	67,6

Tabla 45: Despiece de impulsión hacia filtros.

Pieza	Cantidad (ϕ 600)	Cantidad (ϕ 800)
Entrada a tubería	1	0
Codo 90	1	4
T directa	1	7
T indirecta	0	1
Salida de tubería	0	1
Válvula mariposa	0	0
Válvula de retención	1	0
Ampliación brusca	1	0

En la Tabla 46 se presenta el total de carga a vencer en el bombeo de agua de lavado de filtros para los tres escenarios planteados.

Tabla 46: Pérdidas de carga total en bombeo para retrolavado.

	Tercera etapa de lavado		Segunda etapa de lavado
	Invierno	Verano	
Δ_H Falso fondo (m)	0,0003	0,0003	0,00
Δ_H grava (m)	0,0008	0,0011	0,00
Δ_H arena (m)	0,4642	0,4645	0,17
Δ_H CAG (m)	0,5003	0,5018	0,32
Δ_H filtro total (m)	0,9655	0,968	0,48
Δ_H distribuida (m)	0,430	0,575	0,013
Δ_H localizada (m)	2,138	2,311	0,037
Δ_H total (m)	6,744	7,064	3,594

Se opta por utilizar tres equipos de bombeo en paralelo para permitir la adaptación a los tres caudales de lavado y se prevé colocar un cuarto equipo de respaldo. A partir de los caudales y pérdida de carga hallados anteriormente se eligen equipos CP 3531/736 3 1240 del proveedor Xylem. Las curvas de las bombas y la curva de la instalación se presentan en la Figura 36.

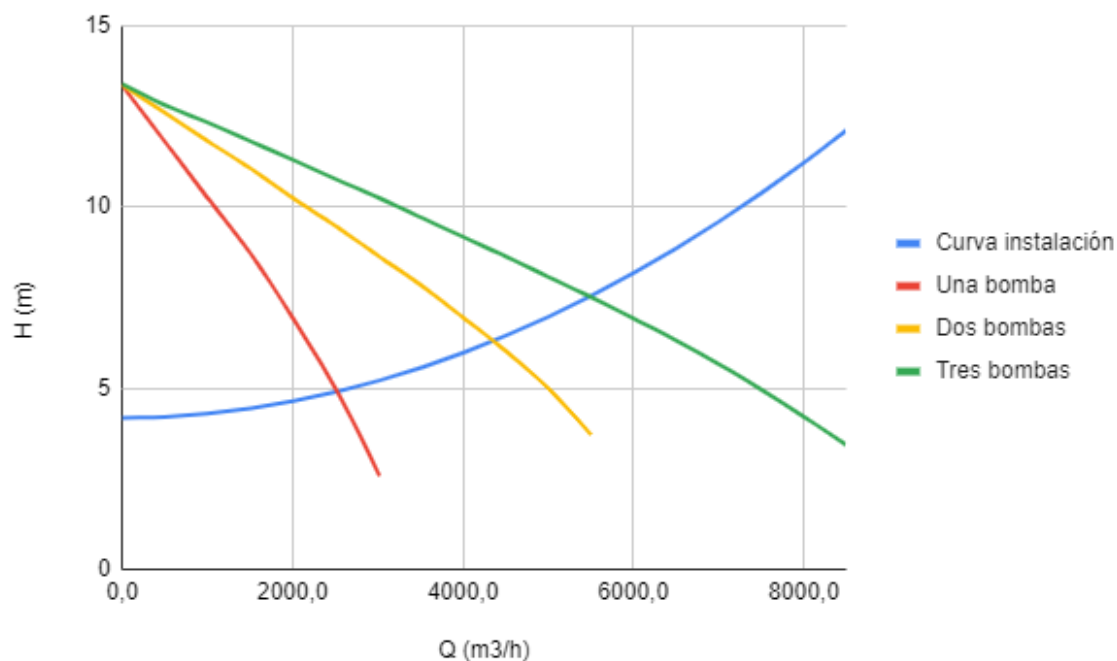


Figura 36: Curva de la instalación DAL - filtros biológicos y curvas de las bombas.

El punto de máximo rendimiento de los equipos corresponde a un caudal de $1808 \text{ m}^3/\text{h}$.

El punto de funcionamiento de las bombas, para los casos de funcionamiento individual o en paralelo y el alejamiento del punto de máximo rendimiento se presentan en la Tabla 47.

Tabla 47: Punto de funcionamiento de las bombas trabajando individualmente y en paralelo.

	Q func. (m^3/h)	H func. (m)	Q func. / $Q_{\text{max},r}$
Una bomba	2479	5,0	1,36
Dos bombas	2155	6,3	1,18
Tres bombas	1681	8,1	0,92

Para el caudal de lavado de la segunda etapa de verano se utilizan los tres equipos, para el caudal de invierno dos equipos, mientras que para el caudal de la segunda etapa de lavado opera solo uno de los equipos. En este último caso el caudal de funcionamiento excede el límite superior, se prevé el uso de variadores de frecuencia como solución. Se observa en la Figura 37 que al utilizar un equipo en frecuencia próxima a 30 Hz es posible obtener el punto de funcionamiento requerido ($648 \text{ m}^3/\text{h}$, 3,6 m).

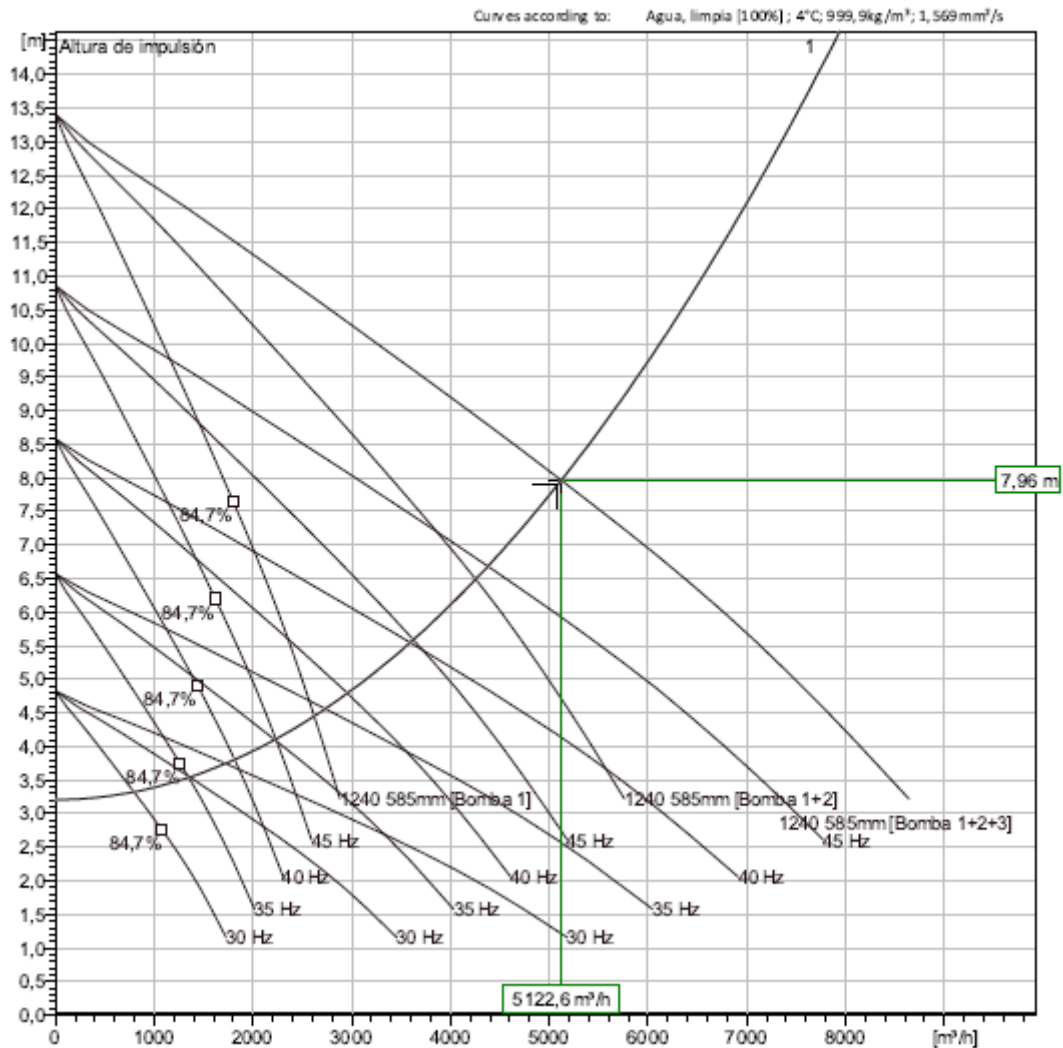


Figura 37: Curvas de la bomba dadas por el proveedor.

Dados los puntos de funcionamiento de las bombas y el nivel mínimo de agua en el depósito determinado anteriormente a partir de la altura de emergencia requerida se verifica que no se presenta cavitación de los equipos en ningún escenario. Se realiza la verificación de igual forma que para las bombas del depósito de agua flotada. Se presenta la gráfica de NPSH requerido dada por el proveedor del equipo en la Figura 38.

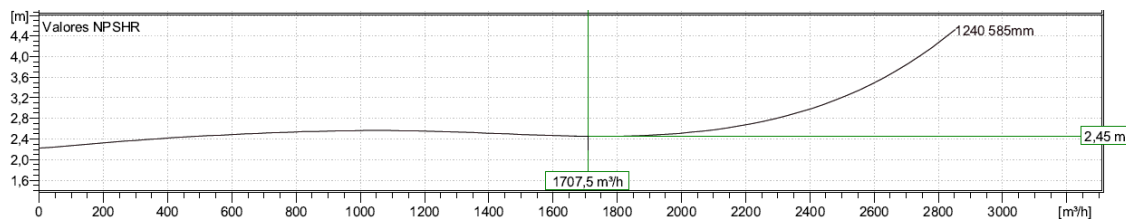


Figura 38: Curva de NPSH requerido dada por el proveedor.

Se determina el NPSH disponible para el nivel mínimo de alarma 15,25 m, correspondiente a una nivel de agua en el depósito de 1,87 m, mediante la Ecuación 34

En la Tabla 48 se indican los resultados de los cálculos para las tres configuraciones de funcionamiento: una bomba, dos bombas y tres bombas.

Tabla 48: Verificación de no cavitación para bombeo desde depósito de agua filtrada hacia filtros biológicos en el retrolavado.

	Una bomba	Dos bombas	Tres bombas
Q (m ³ /s)	0,18	0,60	0,47
DH distr (m)	0,002	0,014	0,009
DH loc (m)	0,014	0,160	0,097
DH tot (m)	0,016	0,174	0,106
NPSHd (m)	12,2	12,0	12,1
NPSHr (m)	3,1	2,6	2,4

Se observa que en todos los casos, el NPSH disponible se encuentra ampliamente por encima del NPSH requerido, asegurando que no existe cavitación de los equipos.

7.6. Conducción de agua filtrada hacia filtros actuales

Se considera que la problemática de desprendimiento de carbón activado ocurrirá al comienzo del período de operación, por lo que se consideran los caudales actuales para definir el equipo de bombeo.

Se analiza la viabilidad de la conducción por gravedad entre el depósito de agua filtrada y los filtros post-contactores. Para esto se decide derivar el agua del primer compartimento del depósito hacia los filtros actuales. Se determina la pérdida de carga total entre el depósito y los filtros a modo de obtener la cota del pelo de agua en el mismo.

Se calculan las pérdidas distribuidas y localizadas nuevamente con las Ecuaciones 32 y 33.

El agua sale de los filtros biológicos por una tubería de fundición dúctil de diámetro 1200 mm, luego ésta se divide en dos tuberías de diámetro 1000 mm hacia los dos trenes de filtración.

Tabla 49: Largo de tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.

L ϕ 1200 (m)	29,8
L ϕ 1000 (m)	43,2

Tabla 50: Despiece tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.

Pieza	Cantidad (ϕ 1200)	Cantidad (ϕ 1000)
Entrada a tubería	1	0
Codo 90°	2	3
T directa	0	0
T indirecta	1	0
Salida de tubería	0	1
Válvula mariposa	1	0
Válvula de retención	0	0
Ampliación busca	0	1
Válvula de cierre	0	1

Tabla 51: Pérdidas de carga en tubería de conducción entre depósito de agua filtrada y filtros post-contactores.

ΔH distr 1200 (m)	0,064
ΔH distr 1000 (m)	0,062
ΔH loc 1200 (m)	0,226
ΔH loc 1000 (m)	0,192
ΔH total (m)	0,543

Finalmente, la cota del primer compartimento del depósito de agua filtrada será igual a la cota de los filtros actuales sumada a la pérdida de carga, obteniéndose un nivel de 16,9 m.

7.7. Tuberías de conducción

7.7.1. Dimensionado

Las tuberías que conducen el agua por gravedad se diseñaron considerando que trabajan a sección llena, verificando que la velocidad no supere los 3 m/s ni sea menor a 0,5 m/s (Tomoyuki, 2006). Para el diseño también se consideró la pérdida de carga en la conducción para resolver hidráulicamente el funcionamiento de la planta.

7.7.2. Anclajes

A continuación, se indica el cálculo realizado para la determinación de los macizos de hormigón.

El empuje en los codos se determina por la siguiente expresión:

$$E = 2 \cdot \gamma \cdot Pt \cdot A \cdot \sin\left(\frac{\Theta}{2}\right)$$

Siendo:

- γ la densidad del agua, 1000 kg/m³
- Pt la presión máxima de trabajo de la conducción, en mca
- A el área de la sección del tubo, en m².
- Θ el ángulo del codo, 90° en todos los casos.

Por otro lado, la ecuación del empuje en derivaciones Te es la siguiente:

$$E = Pt \cdot \gamma \cdot A$$

La resistencia al peso dada por el macizo, debe ser como mínimo los empujes hallados multiplicados por un factor de seguridad de 1,1.

De esta forma, se determina el volumen mínimo del macizo:

$$V = \frac{Rp}{\gamma h \cdot tg \varphi}$$

Siendo:

- γh el peso específico del hormigón, 2300 kg/m³.
- φ el ángulo de rozamiento entre hormigón y hormigón, 0,79 radianes.

Los resultados se indican a continuación:

Pieza	Área (m ²)	Pt (mca)	E (kg)	Volumen del macizo (m ³)
CODO1M	0.20	11,97	3656	2,1
CODO2M	0.79	11,97	14625	8,5
T1	0.79	11,97	10342	6
T2	0.79	11,97	10342	6
C1FLOTADA	0.50	11,22	8772	3,83
C2FLOTADA	0.50	11,03	8621	3,77
C1FILTRADA	0.50	4,85	3794	1,66
C2FILTRADA	0.50	5,41	4231	1,85

7.8. Perfil hidráulico

7.8.1. Perfil hidráulico con caudal de fin de período de previsión en verano

A continuación se detallan los cálculos de pérdida de carga obtenidos para el caudal máximo de producción de la planta, siendo éste el escenario más comprometido.

Después de la unidad flotación con aire disuelto el agua se conduce por gravedad hasta el depósito de agua flotada. El depósito de agua flotada recibe el agua flotada y la almacena para su bombeo a la cámara de contacto de ozono o filtros biológicos. Como la conducción se hace por gravedad, la cota de pelo de agua dentro del depósito estará dada por la cota de agua de la salida de las unidades de flotación y la pérdida de carga que ocurre en el trayecto hasta el depósito.

El agua se conduce de cada ala de la planta por medio de una tubería de 800 mm con la mitad del caudal de producción. Estas tuberías se unen en una tubería de 1000 mm la cual conduce el agua en línea recta hasta el depósito con pendiente 1,5 %.

La pérdida de carga distribuida se calculó utilizando la fórmula de Hazen-Williams (Ecuación 32). De esta forma, considerando que la tubería es de material fundición dúctil ($C = 120$) se calculó la pérdida de carga para los dos tramos de tubería. Para la tubería de 800 mm, el caudal de cálculo es la mitad del caudal de funcionamiento y el largo de tubería es 16 m, por lo que la pérdida de carga distribuida será de 4,6 cm. Mientras que el tramo de tubería de 1000 mm de diámetro conducirá el caudal total de funcionamiento y el largo de la misma será de 7 m obteniendo con la Ecuación 32 una pérdida de carga de 2,5 cm.

Por otro lado, la pérdida de carga localizada se calcula utilizando la fórmula de la Ecuación 33. De modo que se calcula la pérdida de carga para cada tramo de tubería. En la Tabla 52 se presenta el despiece de la tubería de 800 mm, resultando en una pérdida de carga localizada de 19 cm. Mientras que en la Tabla 53 se presenta el despiece de la tubería de 1000 mm, para la cual la pérdida de carga localizada resultante fue de 38 cm.

Tabla 52: Despiece de tubería de 800 mm.

Pieza	Cantidad
Entrada a tubería	1
Codo de 90	1
Te indirecta	1

Tabla 53: Despiece de tubería de 1000 mm.

Pieza	Cantidad
Ampliación brusca de tubería	1
Salida de tubería	1

La cota de pelo de agua en la zona previa al ingreso de las tuberías de 800 mm es de 15,74 m. La pérdida de carga distribuida total es de 7,1 cm mientras que la localizada total de 56,6 cm. Por lo tanto, la pérdida de carga total será de 63,4 cm. Se obtiene entonces que la cota de pelo de agua en el depósito de agua flotada será de 15,10 m. El fondo del depósito se encuentra a 11,25 m por lo que la altura de agua será de 3,85 m.

Desde el depósito de agua flotada el agua será conducida por impulsión hasta la cámara de contacto con ozono o los filtros biológicos. En caso ser necesario el uso de la cámara de contacto con ozono, el agua será impulsada desde el depósito hacia el ozono, y luego conducida por gravedad hacia los filtros. Los filtros mantendrán un nivel constante mediante el uso de la válvula de control, por lo que el nivel en la cámara de ozono estará regulado por el nivel de los filtros. A su vez, el nivel de los filtros estará regulado por la válvula de control de cada filtro y el primer vertedero del depósito de agua filtrada.

En el depósito de agua filtrada, el primer vertedero en el sentido del flujo tendrá una cota de vertedero de 16,90 m de modo que el tirante aguas arriba del mismo será de 17,08 m.

La pérdida de carga de filtración por manto filtrante de carbón activado se estimo en 1 m de acuerdo a experiencias previas y la pérdida de carga por manto soporte y falso fondo calculada es 0,20 m. La pérdida de carga calculada desde el final del filtro menos comprometido hasta la llegada al depósito es de 0,65 m, mientras que para el más comprometido es de 0,75 m. Todos los filtros tendrán igual nivel de funcionamiento, por lo que esta diferencia de pérdida de carga deberá ser balanceada por la válvula de control. Se diseña entonces con el filtro más comprometido. La pérdida de carga total de filtración y conducción hasta depósito será de 1,95 m, por lo que si la cota de agua previa a vertedero es de 17,08, entonces la cota de agua mínima dentro de los filtros será de 19,03 m. Considerando una revancha de 33 cm por posible saturación prematura de filtros, para evitar mayor frecuencia de retrolavado, el nivel dentro de los filtros será de 19,36 m.

El cálculo de pérdida de carga en los filtros fue desarrollado en la sección 7.2.2 y el nivel en los filtros para el caudal de máxima producción de la planta fue determinado en la sección 7.3 como 23,32 m.

El cálculo de pérdida de carga por entrada sumergida a filtros se desarrolló en la sección 7.2.3, obteniendo una pérdida de 6,7 cm, por lo que el nivel en el canal general de entrada a filtros para caudal máximo es de 23,39 m.

El agua oxidada que sale de la cámara de ozono se conduce por gravedad hasta la entrada de los filtros mediante una tubería de acero inoxidable. La pérdida de carga distribuida es de 15,6 cm mientras que la localizada es de 184 cm, resultando en una pérdida de carga total de 0,20 m. Sumando este valor a la cota de pelo de agua en el canal general de los filtros, se obtiene una cota de pelo de agua en la cámara de ozono de 23,59 m. En la Tabla 54 se indica el despiece de dicha tubería. Como la cámara de ozono tendrá un extractor, de acuerdo a recomendaciones de OSE, se considera que el mismo genera una depresión de 20 cm. Por lo tanto, el nivel en la cámara de ozono será de 23,79 m.

Tabla 54: Despiece de tubería de conexión Ozono - Filtros biológicos.

Pieza	Cantidad
Entrada a tubería	1
Codo de 90	2
Salida de tubería	1

La cámara de contacto de ozono cuenta en su entrada con una pantalla difusora, que impone una pérdida de carga de 5 cm, por lo tanto la cota de agua al inicio de la cámara de ozono es de 23,84 m.

La cota del segundo vertedero del depósito de agua filtrada es 16,40 m, por lo que la cota de

agua previa a dicho vertedero es 16,58 m. Entre vertedero y vertedero se genera un compartimento de almacenamiento de agua, con altura de agua máxima de 3,20 m pues la cota de fondo es de 13,38 m. En dicho compartimento se ubicarán las tomas de las bombas para agua de retrolavado.

La cota de agua luego del segundo vertedero del depósito de agua filtrada es función del flujo aguas abajo, es decir, está dada por la conexión del depósito con la cisterna.

Al sistema actual de entrada a la cisterna se le agregará una tee y un sistema de válvulas que permita cerrar el paso del agua de la tubería actual proveniente de los filtros convencionales e incorpore una tubería nueva de 1200 mm que provenga del depósito de agua filtrada. La cota de rebalse de la cisterna se encuentra a 13,84 m y la tubería que entra a la cisterna tiene cota de zampeado 10,30. Considerando que la tubería a incorporar sale del depósito de agua filtrada a una cota de 13,38, el trazado presentado en los planos y el despiece de la Tabla 55, la pérdida de carga total será de 1,49 m, por lo tanto la cota de agua dentro del depósito donde saldrá esta tubería será de 15,33 m.

Pieza	Cantidad
Entrada a tubería	1
Codo de 90	4
Codo de 135	4
Te indirecta	1
Válvula mariposa	3
Reducción de tubería	1
Salida de tubería	1

Tabla 55: Despiece de conexión entre el depósito de agua filtrada y la cisterna.

En la Tabla 56 se presenta un resumen con las cotas de pelo de agua, cotas de vertedero y cotas de zampeado de tuberías de rebalse.

Tabla 56: Perfil hidráulico con caudal de final de período de previsión en verano.

Cota de agua en flotación	15,74 m
Cota de agua en depósito de agua flotada	15,10 m
Cota de rebalse en depósito de agua flotada	15,98 m
Cota de agua en entrada a ozono	23,84 m
Cota de agua en ozono	23,79 m
Cota de agua en entrada a filtros biológicos	23,39 m
Cota de agua en filtros biológicos	23,32 m
Cota de agua en primer compartimento de depósito de agua filtrada	17,08 m
Cota de primer vertedero de depósito de agua filtrada	16,90 m
Cota de agua en segundo compartimento de depósito de agua filtrada	16,58 m
Cota de segundo vertedero de depósito de agua filtrada	16,40 m
Cota de agua en tercer compartimento de depósito de agua filtrada	15,33 m
Cota de rebalse en tercer compartimento de depósito de agua filtrada	15,83 m
Cota de rebalse en cisterna	13,84 m

7.8.2. Perfil hidráulico con caudal de inicio de período de previsión en invierno

De forma análoga a la presentada previamente, se calculan las pérdida de carga en el escenario de caudal de inicio de período de revisión en invierno. Los resultados se indican en la Tabla 57.

Tabla 57: Perfil hidráulico con caudal de inicio de período de previsión en invierno.

Cota de agua en flotación	15,74 m
Cota de agua en depósito de agua flotada	15,68 m
Cota de rebalse en depósito de agua flotada	15,98 m
Cota de agua en entrada a ozono	23,74 m
Cota de agua en ozono	23,73 m
Cota de agua en entrada a filtros biológicos	23,34 m
Cota de agua en filtros biológicos	23,33 m
Cota de agua en primer compartimento de depósito de agua filtrada	16,99 m
Cota de primer vertedero de depósito de agua filtrada	16,90 m
Cota de agua en segundo compartimento de depósito de agua filtrada	16,49 m
Cota de segundo vertedero de depósito de agua filtrada	16,40 m
Cota de agua en tercer compartimento de depósito de agua filtrada	13,99 m
Cota de rebalse en tercer compartimento de depósito de agua filtrada	15,83 m
Cota de rebalse en cisterna	13,84 m

7.9. Otras modificaciones

7.9.1. Subestación

El consumo eléctrico principal estará dado por el consumo de los equipos de bombeo, generador de ozono y equipo compresor de aire. Se calcula el consumo asociado a éstos equipos, pero se debe tener en cuenta que existe un consumo adicional generado por otros elementos incorporados, como ser entre otros, luminaria y actuadores eléctricos. Se realiza un cálculo estimado de consumo en el que no se tienen en cuenta estos elementos, ya que se considera que su consumo será significativamente inferior al de los equipos mencionados.

Para los equipos de bombeo se estima el consumo energético a partir de la siguiente expresión:

$$P = \frac{\gamma QH}{\eta}$$

Donde:

- γ es el peso específico del agua
- Q el caudal de bombeo
- H la carga de bombeo
- η el rendimiento del equipo

La eficiencia de las bombas varía en función del punto de funcionamiento, así se tendrán diferentes valores de eficiencia para los distintos escenarios. En base a las gráficas del proveedor de los equipos, se observa que para los caudales analizados la eficiencia varía entre un mínimo de aproximadamente 75 % y un máximo de %86. A modo de realizar un cálculo estimado, permaneciendo del lado de la seguridad se considera para determinar la potencia, una eficiencia del 75 %.

De igual forma, para el cálculo de potencia del compresor de aire se utiliza la ecuación anterior y se considera una eficiencia del 75 %.

Se presenta a continuación la potencia de consumo determinada para los equipos de bombeo para los caudales de verano e invierno y la potencia dada por proveedores para los restantes equipos.

Tabla 58: Potencia consumida por equipos incorporados en kWh.

		Verano	Invierno
Bombas DAC - OZ		317	70
Bombas DAC - FB		316	67
Generador de ozono + enfriador		475	475
Bombas para lavado de filtro	Etapa 1 - Aire		
	Etapa 2 - Collapse Pulsing	9	9
	Etapa 3 - Agua	130	106
Compresor de aire	Etapa 1 - Aire	352	352
	Etapa 2 - Collapse Pulsing	415	415
	Etapa 3 - Agua		

Se estima el consumo energético máximo considerando el escenario más crítico; para esto se considera el escenario de verano en que se presentan funcionando de manera simultánea equipos

de bombeo hacia el tanque de contacto de ozono, generador y enfriador de ozono y lavado de filtro en etapa de *Collapse pulsing*. Se obtiene un valor de consumo de 1215 kWh.

Además se estima el costo de consumo energético anual de los nuevos equipos, considerando los diferentes consumos y horarios de funcionamiento de planta para verano e invierno y teniendo en cuenta diferentes configuraciones. Actualmente la planta recibe la alimentación de energía eléctrica desde UTE en 31,5 kV. Los costos se estiman a partir del pliego tarifario de UTE (UTE, 2020), que clasifica a la instalación dentro de la categoría *grandes consumidores*.

Figura 39: Cargos por consumo de energía. (UTE, 2020)

Tarifa	Nivel de tensión kV	Precio de energía \$/kWh			Potencia máxima medida \$/kW				Cargo Fijo mensual \$
		Valle	Llano	Punta	Valle**	Llano	Punta	Punta-Llano	
GC1	0,230 - 0,400	1,979	3,574	10,753	-	-	-	469,4	13.679
GC2	6,4 - 15 - 22	1,950	3,369	8,662	10,0	-	-	303,6	13.679
GC3	31,5	1,929	3,321	6,032	33,1	109,1	180,1	-	13.679
GC4	63	1,929	3,321	5,624	33,1	89,6	141,2	-	13.679
GC5 *	110 - 150	1,901	3,190	4,874	28,4	89,1	117,5	-	13.679

En las Tabla 59 se presentan los costos anuales estimados, considerando que se realiza bombeo hacia la unidad de interoxidación con ozono en verano, mientras que en invierno el bombeo se realiza directamente hacia la unidad de filtración biológica.

Tabla 59: Consumos estimados considerando bombeo hacia cámara de ozono en verano y bombeo directo a filtros biológicos en invierno.

Costo diario verano (\$/d)	30.300
Costo diario invierno (\$/d)	8000
Costo anual estimado (\$)	5.000.000

7.9.2. Desagües

El procedimiento de cálculo consistió en definir:

- Pendiente (S) de la tubería, de acuerdo a cotas de zampeado de salida y entrada.
- Material de la tubería y número de Manning (n) correspondiente.
- Largo de la tubería.
- Diámetro a iterar.

De esta manera, en función de cada diámetro escogido, se itera con la altura del pelo de agua en la tubería y se calcula el caudal con la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R h^{2/3} S^{1/2} \quad (35)$$

Siendo:

- A el área en m^2
- Rh el radio hidráulico en m
- S la pendiente en m/m
- n el número de Manning asociado al material de la tubería

Cuando el caudal resultante es el de diseño, finaliza la iteración y se determina el diámetro, siendo y cuando verifique los siguientes criterios:

- Autolimpieza: caudal mínimo de 1,5 L/s. y tensión tractiva mayor a 1PA
- Velocidad máxima: 5 m/s
- Tirante máximo: 75 % del diámetro
- Diámetro mínimo: 200 mm según OSE

La tensión tractiva se calcula como:

$$\tau = Rh.S.g.\gamma$$

Siendo:

- g la aceleración gravitacional en m/s^2
- γ la densidad del agua en kg/m^3

7.9.2.1. Desagüe de lavado de filtros biológicos

El desagüe de lavado se estima en $1 m^3/s$ en la condición de diseño. Como se mencionó anteriormente, el desagüe de lavado es conducido hacia una canaleta de 1,5 m de ancho y pendiente 1 %, la cual presenta una tubería de 700 mm al final, seguida por un codo y desciende hasta la cámara desde donde ingresa al sistema de desagüe actual.

Dado que la tubería que conecta el canal con la cámara funcionará a descarga libre, el tirante de descarga en la tubería de salida será el tirante crítico. Considerando la tubería de salida de fundición dúctil diámetro 700mm, y el caudal mencionado, se determina el tirante crítico en la tubería será 0,62 m y la velocidad crítica 2,79 m/s. Por lo tanto, la energía crítica en la tubería será 1,02 m.

La energía del canal puede definirse como el tirante en el mismo más el termino cinético dado por la velocidad en el canal, también dependiente del tirante. Haciendo balance entre las secciones, la energía del canal es igual a la suma de la energía crítica en la tubería más la perdida de carga dada por la entrada.

Se calcula una pérdida de carga por la entrada a la tubería de 0,17 m. Por lo tanto, para determinar el tirante en el canal se realiza el balance de energía entre éste y la sección de la tubería con energía crítica, se itera a partir del tirante en el canal y se obtiene que el tirante será 1,17 m y la velocidad en el canal 0,57 m/s.

De esta forma verifica que no habrá desborde en la canaleta y que la tubería tiene la capacidad para conducir el caudal de diseño.

Por otro lado, se plantean los cálculos, análogos a los realizados para la purga, para la tubería de conexión entre la cámara de bajada y la cámara 101.

Se considera una tubería de fundición dúctil de diámetro 700mm, largo de 30 m y pendiente 3 %.

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
60 %	0,42	3,5	0,241	0,194	1,00	3600,0

La velocidad en la tubería será de 4,5 m/s y la tensión tractiva 57 Pa.

Al igual que sucede para la purga, se verifica el funcionamiento en situación invernal, donde el caudal de lavado será 2600 m^3/h :

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
49 %	0,34	3,1	0,188	0,173	0,722	2600,0

Se obtiene una velocidad de 3,8 m/s y tensión tractiva de 50 Pa.

Cabe destacar que no se realiza la verificación de tensión tractiva para el caudal de *collapse pulsing*, puesto que inmediatamente luego de efectuado ese lavado se realiza el lavado principal, por lo cual alcanza con verificar la autolimpieza para los caudales mencionados anteriormente.

7.9.2.2. Desagüe de purga de filtros biológicos

El desagüe de purga se diseña para un caudal de 875 m^3/h , correspondiente al caudal tratado por cada filtro en la situación de diseño.

A continuación se presentan los resultados de los cálculos para una tubería de fundición dúctil de diámetro nominal 500 mm, largo de 5 m y pendiente 1 %:

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
61 %	0,31	3,6	0,126	0,140	0,234	875,0

La velocidad en la tubería resulta en 1.9 m/s y la tensión tractiva en 13,7 Pa.

Cabe destacar que el caudal de diseño fue previsto para 8 filtros biológicos, que corresponde a 875 m^3/h .filtros. Los primeros años, cuando el caudal máximo sea el estival, estimado en 4300 m^3/h se operará con 5 filtros. Por lo tanto, a efectos de la verificación del correcto funcionamiento, se considerará el caudal invernal de 2200 m^3/h , repartido equitativamente en 5 filtros, resultando: 440 m^3/h por filtro.

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
41 %	0,20	2,8	0,075	0,109	0,122	440,0

En este caso se obtiene una velocidad en la tubería de 1,6 m/s y una tensión tractiva de 10,6 Pa.

7.9.2.3. Desagüe de cámara de ozono

La unidad de oxidación con ozono se divide en dos cámaras: de contacto y de inyección.

El desagüe de la unidad se materializará mediante tubería de fundición dúctil, de diámetro 300 mm con cota de zampeado coincidente con el fondo de la cámara, que descargará a una cámara ubicada inmediatamente a la salida. Posteriormente, se conducirá el desagüe al sistema actual mediante dos tuberías en serie de 15.5 m de largo y 4 % de pendiente.

Cabe destacar que la cámara de contacto se encuentra conectada a la cámara de inyección a través de una pantalla perforada. Asimismo, la pantalla perforada y el primer tabique cuentan con orificios de 50 mm en el fondo para poder desagotar la totalidad de la unidad.

Por lo tanto, se desagotarán 903 m^3 .

A partir del programa SWMM, se determina que el caudal máximo de salida por la tubería será de $0,169 \text{ m}^3/\text{s}$. De acuerdo con el modelo, la unidad demorará cerca de 3:30 hs en desagotarse por completo.

En las siguientes ilustraciones se presentan el gráfico de evolución temporal del nivel de agua y del volumen en la unidad:

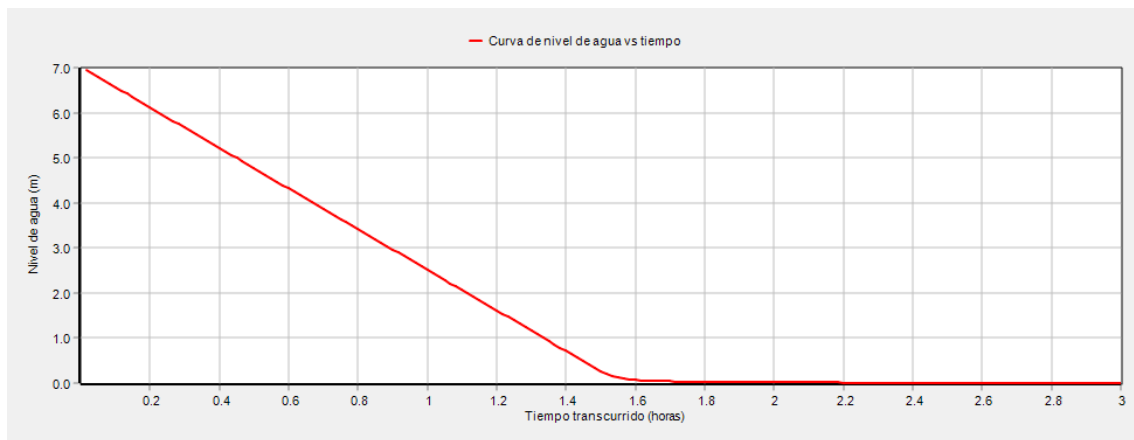


Figura 40: Curva de nivel en la cámara de ozono vs tiempo

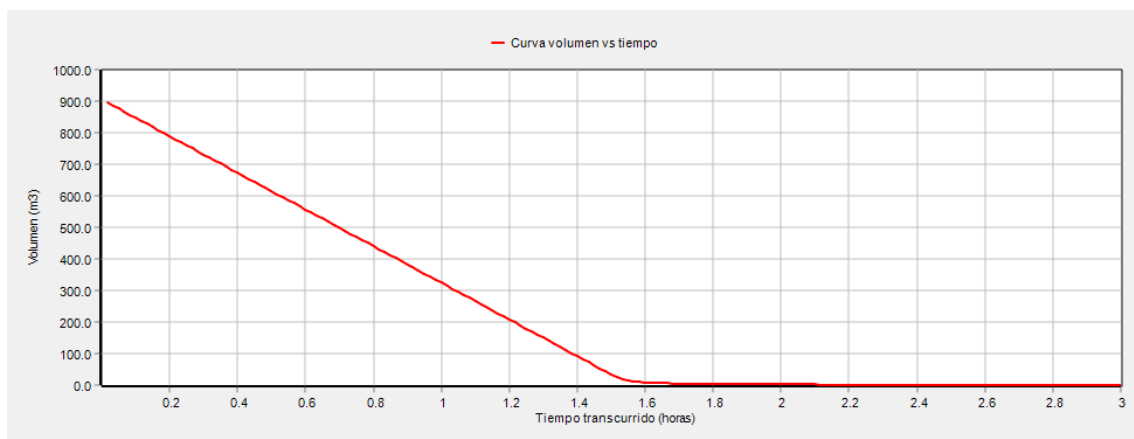


Figura 41: Curva de volumen en la cámara de ozono vs tiempo

Por otro lado, análogamente a lo realizado anteriormente, se verifica el funcionamiento de las tuberías de conducción a instalar, para el caudal máximo de desagote.

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
75 %	0,23	4.2	0,057	0,090	0,169	608,4

La velocidad máxima en la tubería según los cálculos será de 2,9 m/s y la tensión tractiva máxima 35,5 Pa.

7.9.2.4. Desagüe por rebalse de depósitos

La salida del rebalse de los depósitos de agua flotada y filtrada ya fue calculada y explicada en la sección 7.5.1 y 7.5.3. Los desagües descienden hacia cámaras, desde donde se conducen al sistema actual por tuberías de fundición dúctil de 900mm de diámetro y pendiente 3 %. A continuación se presentan los resultados, análogos para ambas tuberías:

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
60 %	0,54	3,5	0,40	0,25	1,94	7000

La velocidad en la tubería será de 4,9 m/s y la tensión tractiva 73 Pa.

Asimismo, se verifica el funcionamiento para el caudal invernal:

Tirante/Di	Tirante	θ	Área	Rh	Caudal	Caudal
%	m	rad	m^2	m	m^3/s	m^3/h
31 %	0,28	2,4	0,169	0,158	0,61	2200

La velocidad en la tubería será de 3,6 m/s y la tensión tractiva 46 Pa.

7.9.2.5. Desagüe de aguas pluviales

Para el diseño del sistema de evacuación de aguas pluviales se consideran las aguas que escurren sobre los techos de las nuevas estructuras, así como el agua sobre la nueva caminería y losa proyectadas.

Se diseña el desagüe de pluviales para techos de filtros biológicos, cámara de ozono, depósitos intermedios y subestación mediante canaletas, columna de bajada, recepción en boca de desagüe abierta y conducción por tubería enterrada hacia cuneta. En caso de estructuras con techos a diferentes alturas se evacúan las aguas de los techos más elevados hacia los techos inferiores y finalmente se capta el caudal total mediante canaletas. Los filtros biológicos se dividen en dos zonas, una con techo de hormigón y otra con techo de chapa a un agua, por lo que se definen captaciones independientes para los dos techos. Los techos de hormigón se proyectan con pendiente de 2 % y el techo de chapa de los filtros biológicos con pendiente de 8 %.

En cuanto al desagüe de la sala de ozono, se tiene una parte techada y otra sin techo, por lo que se decide evacuar los pluviales del techo hacia la zona sin techar y conducir los mismos hacia una reguera, para posteriormente conducir los pluviales hacia la cuneta. Además se proyecta una segunda reguera al pie del talud sobre el que se ubica la cámara de ozono, junto a la estructura de los depósitos.

Se parte por determinar el caudal de diseño para cada superficie usando el método racional.

$$Q = c.i.A \quad (36)$$

Donde;

- Q es el caudal generado en la superficie (l/s)
- c es el coeficiente de escorrentía de la superficie
- A el área de la superficie (Ha)
- i la intensidad de precipitación (mm/min)

Los valores de coeficiente de escorrentía a utilizar serán los que se presentan en la Tabla 60/

Tabla 60: Coeficientes de escorrentía considerados en los cálculos.

Techos	1
Caminería	0,73

La intensidad se determina utilizando el método de Montana:

$$i = a.t^b \quad (37)$$

Donde;

- i es la intensidad de precipitación (mm/hora)
- t es la duración del evento (hr)
- a,b coeficientes calibrados según la ubicación.

El coeficiente a se determina con la ecuación: $a = P(3, 10) \cdot (0, 1241 \cdot \ln(TR) + 0, 317)$, mientras que el coeficiente b para la localidad de Punta del Este toma un valor de -0,547. $P(3,10)$ corresponde al valor de precipitación obtenido de las isoyetas de lluvias extremas de 3 horas de duración y 10 años de período de retorno (Figura 42).

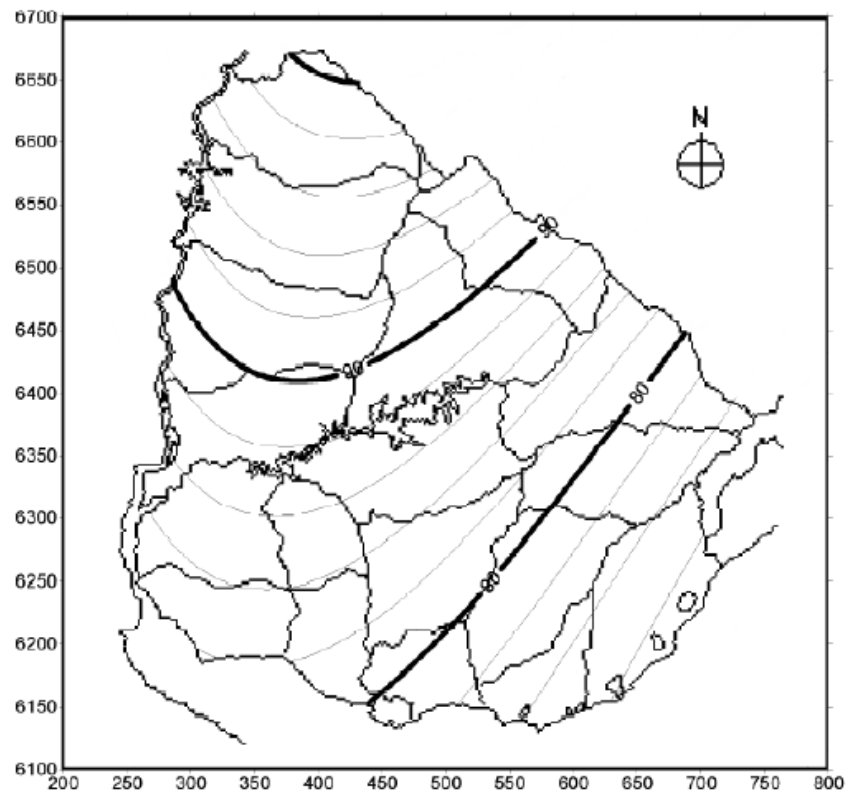


Figura 42: Isoyetas de lluvias extremas de 3hs de duración y 10 años de período de retorno.

La normativa de la Intendencia de Maldonado establece que las cunetas deben ser capaces de llevar pluviales de una tormenta de 2 años de período de retorno y verificarse que no haya desborde para 5 años. Se opta por dimensionar cunetas y alcantarillas para período de retorno 10 años, mientras que las canalizaciones de techos, bajadas y regueras para período de retorno 2 años.

Considerando 2 años de período de retorno, el coeficiente a toma un valor de 30,63, mientras que para 10 años el valor de a es 45,81. En cuanto a la duración considerada para el cálculo de la intensidad de Montana, se utiliza el tiempo de concentración calculado para la superficie en estudio. Se usa la ecuación de Desbordes para definir el tiempo de concentración:

$$Tc = To + 6,625 \cdot A^{0,3} \cdot P^{-0,38} \cdot C^{-0,45} \quad (38)$$

Siendo;

- To el tiempo de entrada (cero en este caso)

- A el área de aporte en hectáreas
- P la pendiente del cauce principal expresada en porcentaje
- C el coeficiente de escorrentía

Una vez obtenido el caudal que escurre sobre cada techo, se plantea realizar la captación de las aguas mediante canaletas ubicadas sobre uno de los laterales de cada estructura con pendiente hacia puntos donde se ubicarán columnas de bajada de pluviales en cada caso, que desaguarán a una boca de desagüe abierta y finalmente será conducida por tubería hasta la descarga en cuneta. Las columnas de bajada se ubicarán cada 12 metros y la pendiente de las canaletas, en todos los casos, será de 1 %.

El dimensionado de todas las conducciones horizontales se realiza utilizando la herramienta *Hydraulic Toolbox*, que utiliza la ecuación de Manning (Ecuación 39) para resolver a partir de la sección (A) y pendiente del canal (S), el número de Manning (n) y el caudal (Q), el tirante de agua dentro del mismo.

$$Q = \frac{1}{n} A R h^{2/3} S^{1/2} \quad (39)$$

Los valores utilizados para coeficiente de Manning se exponen en la Tabla 61 según el tipo de superficie.

Tabla 61: Coeficientes de Manning considerados para el dimensionado de conducciones.

Canaletas/Tuberías de PVC	0,013
Superficie de hormigón	0,015
Cunetas de pasto	0,035

Las columnas de bajada se proyectan considerando que el flujo de agua forma un anillo adherido a la pared interna a la tubería, dejando en el interior aire que debe moverse libremente para permitir un adecuado funcionamiento, evitando que se produzcan grandes oscilaciones de presión y la expulsión de agua por las bocas de desagüe. A modo de asegurar esta condición, los desagües verticales se calculan previendo un espesor del anillo de agua no mayor a 33 %. En este caso se considera un espesor equivalente a 7/24 de la sección de la tubería.

Para determinar el diámetro de tubería de bajada necesario para transitar los caudales obtenidos se utiliza la expresión de Wyly-Eaton para tuberías verticales (Ecuación 40).

$$Q = 27,8 \cdot r^{5/3} \cdot D^{8/3} \quad (40)$$

Donde;

- Q es el caudal de bajada en gal/min.
- r es la razón entre la superficie de la sección transversal de la película de agua y la sección transversal de la tubería de bajada.
- D es el diámetro de la tubería en pulgadas.

Como se mencionó anteriormente, para el dimensionado de las canaletas se utiliza la herramienta *Hydraulic Toolbox*. Se proyectan canaletas de sección rectangular, que permitan conducir los caudales definidos para período de retorno de dos años y de dimensión de base mínima que permita la conexión a la columna de bajada.

Para recibir las aguas provenientes de las bajadas de pluviales se prevé colocar bocas de desagüe abiertas de 60x60 cm.

Una vez proyectada las canaletas, las tuberías de bajada y las bocas de desagüe, se dimensionan la tuberías horizontales que conducirán las aguas desde la boca de desagüe abierta hacia la cuneta, utilizando nuevamente el software *Hydraulic Toolbox*. Para el caudal de diseño se asegura en todos los casos que el tirante no supere el 75 % del diámetro de la tubería y que la velocidad no exceda los 5 m/s.

Por otro lado se calcula la escorrentía proveniente de la caminería proyectada. Considerando el diseño de caminería detallado en la sección 6.8.4 se realiza un procedimiento análogo al realizado para el cálculo de los caudales en techos. Se prevé que la caminería cuente con una pendiente transversal de 3 %. Se calcula el tiempo de concentración con el método de Desbordes, la intensidad con Montana y el caudal con método racional.

Para la zona en que se encuentran los accesorios de ozono, el caudal de agua del techo escurre sobre la losa de la zona sin techar. El caudal a captar esta dado entonces por el caudal del techo y el caudal de la zona sin techar. La losa se diseña con pendiente 1 % y las aguas son captadas por una reguera.

Las regueras proyectadas se diseñan con el formato presentado en la Figura 43.

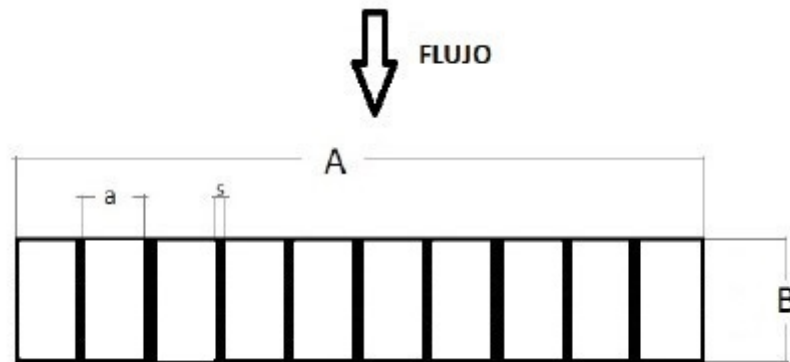


Figura 43: Esquema de reguera proyectada.

Los cálculos de reguera se realizan en base al procedimiento especificado en bibliografía (Chow, 1994, pag330). Se define el ancho y separación entre barras de la siguiente forma:

- Separación entre barras longitudinales: $a=0,05$ m
- Separación entre barras transversales: $b=0,05$ m
- Espesor barras longitudinales: $s=0,01$ m

Se define la longitud de la reguera y se determina el ancho de la reguera (B).

Se comienza calculando la cantidad de barras en A con las siguientes expresiones respectivamente:

$$N_A = \frac{A}{a + s} - 1$$

Luego se determina el área total de las barras y el área libre:

$$A_{Barras} = N_A * s * B$$

$$A_{Libre} = A_{Sup} - A_{Barras}$$

Donde A_{Sup} se calcula agregando un coeficiente igual a 0,8 para considerar un 20 % de reducción en la captación por reja sucia, a través de la expresión:

$$A_{sup} = A * B * 0,8$$

Se calcula la relación entre el área libre y el área total de la rejilla:

$$\epsilon = \frac{A_{Libre}}{A_{Total}} \quad (41)$$

Una vez definidos los parámetros anteriores se determina la energía específica para una sección del canal:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gby^2} \quad (42)$$

El procedimiento de cálculo se presenta a continuación.

Se considera un flujo espacialmente variado con caudal decreciente, por lo que la energía específica se considera constante a lo largo del canal ($dE/dx = 0$), obteniéndose:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Qy(\frac{-dQ}{dx})}{gb^2y^3 - Q^2} \quad (43)$$

El caudal a través de una longitud de rejilla puede expresarse como:

$$-\frac{dQ}{dx} = \epsilon cb\sqrt{2gy} \quad (44)$$

Donde ϵ se define como en la Ecuación 41 y c es el coeficiente de descarga a través de las aberturas.

Despejando el caudal de la Ecuación 42 se obtiene:

$$Q = by\sqrt{2g(E - y)} \quad (45)$$

Sustituyendo las Ecuaciones 45 y 44 en la Ecuación 43 se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2\epsilon c \sqrt{y(E-y)}}{3y-2E} \quad (46)$$

Integrando la ecuación se llega a la ecuación del perfil de flujo:

$$x = \frac{E}{\epsilon c} \left[\left(\frac{1}{4} \operatorname{sen}^{-1} \left(1 - \frac{2y}{E} \right) - \frac{3}{2} \sqrt{\frac{y}{E} \left(1 - \frac{y}{E} \right)} \right) \right] + c_1 \quad (47)$$

Las constantes de integración se puede calcular mediante la condición de $y = y_1$ y $x = 0$.

Para rejillas de barras paralelas el valor del coeficiente de descarga se encuentra entre 0,435 y 0,497. En este caso se toma el valor más bajo de forma de estar del lado de la seguridad.

El tirante al borde de la caída (y) y la velocidad de aproximación se estiman con la herramienta *Hydraulic Toolbox*, considerando losa de hormigón ($n=0,015$) y pendiente 1 %.

El ancho b mínimo de la reguera por motivos constructivos se considerará de 0,15 metros.

Las cunetas se dimensionan utilizando nuevamente la herramienta *hydraulic toolbox*. Se define una sección trapezoidal y se escogen las pendientes de los taludes y pendiente longitudinal en base a recomendaciones del manual de *Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas* (DINASA, 2009) y la pendiente natural del terreno.

Se prevé colocar un cabezal en el punto bajo con el fin de captar las aguas conducidas por la cuneta, para que finalmente ingresen a una tubería que conducirá hacia la descarga en la cañada ubicada próxima a la zona. Además se colocan alcantarillas en zonas donde se ubica caminería de acceso. Acorde a la normativa de la Intendencia de Maldonado, las alcantarillas serán de diámetro 500 mm.

La tubería hacia la descarga en la cañada se proyecta con pendiente de 2 % acorde a las recomendaciones de la Intendencia de Maldonado (2010) y el diámetro se escoge utilizando nuevamente *Hydraulic toolbox*.

Las dimensiones y ubicación de las diferentes captaciones, conducciones y cámaras se presentan en los planos.

7.10. Cronograma de obra

A continuación se muestra el cronograma de avance de obra mes a mes, indicando el porcentaje de avance de cada tarea. Como se puede observar, se prevé un período de construcción de 18 meses.

Tabla 62: Cronograma de avance de obra.

[illegible]

7.11. Costos

En las tablas 63 a 70 se presenta el rubrado del proyecto separado según categorías, y en la Tabla 71 el resumen del costo por para las diferentes categorías y costo total del proyecto.

Tabla 63: Rubrado filtros biológicos

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Carbón activado granular	L	1.700.000,00	3,50	5.950.000,00	39,27
Arena	m3	425	155,00	65.875,00	0,43
Grava	m3	380	170,00	64.600,00	0,43
Fondos Leopold	m2	850	350,00	297.500,00	1,96
Hormigón	m3	1500	800,00	1.200.000,00	7,92
Válvula de guillotina 1000 mm	unidades	8	17.500,00	140.000,00	0,92
Válvula de guillotina 600 mm	unidades	24	10.000,00	240.000,00	1,58
Piso de rejilla	m2	70	3,00	210,00	0
Techo de chapa metálica y cercha	m2	1500	50,00	75.000,00	0,5
Maguera 10 m	unidad	4	7,00	28,00	0
Sensor de nivel ultrasónico	unidad	2	1.500,00	3.000,00	0,02
Baranda metálica	m	46	80,00	3.680,00	0,02

Tabla 64: Rubrado depósitos y manifold.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Hormigón	m ³	2.250,00	800,00	1.800.000,00	11,88
Bombas Centrífugas	unidades	8	110.000,00	880.000,00	5,81
Codo 90 de 500 mm de FD	unidades	17	1.650,00	28.050,00	0,19
Codo 90 de 600 mm de FD	unidades	4	2.750,00	11.000,00	0,07
Codo 90 de 800 mm de FD	unidades	12	12.000,00	144.000,00	0,95
Codo 90 de 1000 mm de FD	unidades	2	23.000,00	46.000,00	0,3
Codo 90 de 1200 mm de FD	unidades	1	27.000,00	27.000,00	0,18
Te de 500 mm de FD	unidades	15	2.500,00	37.500,00	0,25
Te de 800 mm de FD	unidades	16	8.000,00	128.000,00	0,84
Te de 1000 mm de FD	unidades	5	11.500,00	57.500,00	0,38
Te de 500 con brida ciega de FD	unidades	16	3.150,00	50.400,00	0,33
Te de 500 a 100 de FD	unidades	8	1.250,00	10.000,00	0,07
Ampliación de 500 a 600 de FD	unidades	8	1.650,00	13.200,00	0,09
Ampliación de 500 a 800 de FD	unidades	8	6.800,00	54.400,00	0,36
Ampliación de 600 a 800 de FD	unidades	4	7.000,00	28.000,00	0,18
Ampliación de 500 a 1000 de FD	unidades	8	7.500,00	60.000,00	0,4
Ampliación de 1000 a 1200 de FD	unidades	1	13.500,00	13.500,00	0,09
Ampliación de 400 a 500 de FD	unidades	16	1.200,00	19.200,00	0,13
Ampliación de 800 a 1000 de FD	unidades	1	11.400,00	11.400,00	0,08
Válvula cierre mariposa de 500	unidades	16	4.000,00	64.000,00	0,42
Válvula cierre mariposa de 600	unidades	8	8.000,00	64.000,00	0,42
Válvula cierre mariposa de 800	unidades	19	12.000,00	228.000,00	1,5
Válvula clapeta de 600	unidades	4	5.500,00	22.000,00	0,15
Válvula clapeta de 800	unidades	4	7.000,00	28.000,00	0,18
Pasamuros de 500 de FD	unidades	8	4.884,00	39.072,00	0,26
Pasamuros de 600 de FD	unidades	4	5.328,00	21.312,00	0,14
Pasamuros de 800 de FD	unidades	16	6.660,00	106.560,00	0,7
Pasamuros de 1000 de FD	unidades	1	7.992,00	7.992,00	0,05
Pasamuros de 1200 de FD	unidades	2	8.880,00	17.760,00	0,12
Junta de montaje de 500 de FD	unidades	24	3.025,00	72.600,00	0,48
Junta de montaje de 600 de FD	unidades	4	3.300,00	13.200,00	0,09
Junta de montaje de 800 de FD	unidades	6	4.125,00	24.750,00	0,16
Junta de montaje de 1000 de FD	unidades	3	4.950,00	14.850,00	0,1
Cruz de 1000 de FD	unidades	1	24.200,00	24.200,00	0,16
Turbidímetro	unidades	8	2.800,00	22.400,00	0,15
Sensor de presión diferencial	unidades	8	500,00	4.000,00	0,03
Válvula mariposa reguladora de 500	unidades	8	4.000,00	32.000,00	0,21
Actuador eléctrico con reductores	unidades	8	1.500,00	12.000,00	0,08
Actuador neumático de simple efecto	unidades	43	500,00	21.500,00	0,14
Caudalímetro electromagnético	unidades	8	6.300,00	50.400,00	0,33
Codo de 300 de ac. inox	unidades	42	4.000,00	168.000,00	1,11
Codo de 1500 de ac. inox	unidades	2	13.700,00	27.400,00	0,18
Te de 300 de ac. inox	unidades	7	4.000,00	28.000,00	0,18
Pasamuro de 300 de ac. inox	unidades	9	2.000,00	18.000,00	0,12
Pasamuro de 1500 de ac. inox	unidades	2	14.500,00	29.000,00	0,19
Codo 45 de 73 de diam ext. de ac. inox	unidades	208	67,00	13.936,00	0,09
Válvula de cierre de 300 de ac. inox.	unidades	8	2.200,00	17.600,00	0,12
Válvula de cierre de 1500 de ac. inox.	unidades	1	150.000,00	150.000,00	0,99
Tubería de 400 mm de FD	m	20	500,00	10.000,00	0,07
Tubería de 500 mm de FD	m	40	550,00	22.000,00	0,15
Tubería de 600 mm de FD	m	4	600,00	2.400,00	0,02
Tubería de 800 mm de FD	m	205	750,00	170.833,33	1,13
Tubería de 1000 mm de FD	m	40	900,00	39.130,43	0,26
Tubería de 1200 mm de FD	m	16,5	1.000,00	17.934,78	0,12
Tubería de 300 mm de ac. inox	m	200	350,00	76.086,96	0,5
Tubería de 1500 mm de ac. inox	m	20	1.240,00	26.956,52	0,18
Tubería de 73 mm de diam ext. de ac. inox.	m	105	30,00	3.423,91	0,02
Escaleras metálicas con baranda	m	428	350,00	149.800,00	0,99
Escalera de hormigón	m ³	50	800,00	40.000,00	0,26
Baranda metálica	m	88,5	80,00	7.080,00	0,05
Compresor	unidad	2	30.000,00	60.000,00	0,4
Puente grúa y monorail	unidad	3	10.000,00	30.000,00	0,2
Hormigón de macizos	m ³	33,71	800,00	26.968,00	0,18

Tabla 65: Rubrado movimiento de suelos.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Limpieza de terreno	m ²	10000	9,00	90.000,00	0,59
Desmonte	m ³	12400	9,10	112.840,00	0,74
Terraplén	m ³	8000	8,30	66.400,00	0,44
Retiro material excedente	m ³	4400	3,60	15.840,00	0,1

Tabla 66: Rubrado de cámara de contacto con ozono y sala de accesorios.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Generador PDOevo - Wedeco	unidad	1		898.000,00	5,93
Enfriador por aire - GLT165	unidad	1			
Medidor de ozono en ambiente	unidad	1			
Destructor OD5000 - Ozonetech	unidad	1			
Difusores de burbuja fina 304L	unidad	35	45,00	1.575,00	0,01
Parrilla de acero inoxidable	unidad	1	2.400,00	2.400,00	0,02
Tubería 1.ºcero inox hacia difusores	m	5	70,00	350,00	0
Pantalla perforada	unidad	1	3.360,00	3.360,00	0,02
Escalera de Acero Inox. 316L	unidad	3	2.226,00	6.678,00	0,04
Baranda	m	56	80,00	4.480,00	0,03
Escotilla Ac inox 316L 914x762	unidad	2	1.120,00	2.240,00	0,01
Escotilla Ac inox 316L 762x2438	unidad	1	3.162,00	3.162,00	0,02
Hormigón unidad de O3	m ³	196,84	800,00	157.472,00	1,04
Hormigón losa unidad de O3	m ³	45,4	650,00	29.510,00	0,19
Hormigón armado sala de O3	m ³	47,79	800,00	38.232,00	0,25
Hormigón losa sala de O3	m ³	29	650,00	18.850,00	0,12
Manguera 100 m	unidad	1	50,00	50,00	0

Tabla 67: Rubrado caminería.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Pavimento de tosca	m ²	3463	29,35	101.623,74	0,67
Pavimento de hormigón	m ²	34	57,41	1.951,78	0,01

Tabla 68: Rubrado desagües.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Tubería de lavado de FB FD 700	m	34	190,00	6.460,00	0,04
Tubería de purga de FB PEAD500	m	6	55	330,00	0
Tubería de rebalse de DAflotada FD 800mm	m	18	200,00	3.600,00	0,02
Tubería de rebalse de DAFiltrada FD 800mm	m	18	200,00	3.600,00	0,02
Tubería de cámara de O3 FD 300mm	m	40	450,00	18.000,00	0,12
Hormigón para cámaras de desagüe	m ³	31	800,00	24.791,74	0,16
Excavación para cámaras de desagüe	m ³	67,2	15,00	1.007,59	0,01
Tapas de cámaras 60x60	unidad	8	550,00	4.400,00	0,03

Tabla 69: Rubrado desagües pluviales.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Canaletas de chapa galvanizada 0,20x0,15	m	55	20,24	1.113,00	0,01
Canaletas de chapa galvanizada 0,30x0,15	m	23	28	644,00	0
Canaletas de chapa galvanizada 0,30x0,25	m	63	40,00	2.520,00	0,02
Tubería PVC 152, L=6m	unidad	19	53,94	1.024,82	0,01
Tubería PVC 200, L=6m	unidad	28	84,73	2.372,45	0,02
Tubería PVC 250, L=6m	unidad	6	153,85	923,08	0,01
Tubería PVC 315, L=6m	unidad	10	255,48	2.554,76	0,02
Tubería PVC 400, L=6m	unidad	2	374,05	748,11	0
Codo 90, PVC 160 mm	unidad	11	8,73	95,98	0
Tubería hormigón 500 mm	m	45	119,40	5.373,13	0,04
Hormigón para cabezal de alcantarillas	m ³	4	68,89	275,55	0
Cunetas	m	264	11,48	3.031,00	0,02
Empastado de cuneta	m	264	6,89	1.818,60	0,01
Protección de hormigón	m ²	5	229,62	1.148,11	0,01
Canaleta reguera	m	20,1	47,35	951,74	0,01
Rejilla reguera, L=1m	unidad	21	32,15	675,09	0
Hormigón para bocas de desagüe	m ³	2,4	800,00	1.904,00	0,01
Excavación para bocas de desagüe	m ³	2,5	15,00	37,08	0
Tapa de boca de desagüe 40x40	unidad	10	8,04	80,37	0
Tapa de boca de desagüe 60x60	unidad	7	12,63	88,40	0

Tabla 70: Rubrado otros.

Elemento	Unidad	Cantidad	Precio unitario (US\$)	Precio total (US\$)	Incidencia %
Subestación nueva	m ²	168	750,00	126.000,00	0,83

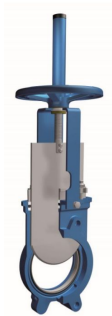
Tabla 71: Resumen de costos por unidades y costo total.

Unidad	Costo total (US\$)	Monto imponible (US\$)
Filtros biológicos	8.039.893,00	1.688.377,53
Depósitos y manifold	5.444.295,94	1.143.302,15
Mov. de suelos	285.080,00	59.866,80
Ozono	1.166.359,00	244.935,39
Caminería	103.575,52	21.750,86
Desagües	62.189,33	13.059,76
Desagües pluviales	27.379,25	5.749,64
Otros	126.000,00	26.460,00
Subtotal	15.254.772,05	3.203.502,13
LLSS (70 % de MI)		2.242.451,49
IVA	3.356.049,85	
Total con IVA	18.610.821,90	
Total con IVA y LLSS	20.853.273,39	

A. Anexo A: Tabla de insumos con especificaciones.

A continuación se adjunta una tabla con especificaciones de los insumos de gran magnitud que deberán ser adquiridos para el proyecto.

Imagen	Especificaciones	Cantidad
	Bomba centrífuga sumergible, para instalación de pozo seco, con impulsor de canal simple o multicanal con pasos de esfera grandes, capaces de bombear sólidos y fibras. Impulsores fabricados en hierro fundido. Potencia nominal: 110 kW. Velocidad nominal: 590 rpm.	4 unidades
	Bomba centrífuga sumergible, para instalación de pozo seco, con impulsor de canal simple o multicanal con pasos de esfera grandes, capaces de bombear sólidos y fibras. Impulsores fabricados en hierro fundido. Potencia nominal: 60 kW. Velocidad nominal: 485 rpm	4 unidades
	Compresor de aire centrífugo libre de aceite de la Serie T. Modelo TRE - 400 a 1.500 hp (300 a 1.120 kW), 1.750 a 6.450 cfm, 20 a 230 psi	2 unidades

	Carbón activado granular de malla 8x30, diámetro efectivo aproximadamente 1 mm, coeficiente de esfericidad aproximadamente 0,75, número de abrasión mayor o igual a 75, y dureza mayor a 95%.	1700 L
	Válvula guillotina con actuador neumático y columna de maniobra. De DN 1000 mm y 600 mm.	8 válvulas de DN 1000 mm y 24 de DN 600 mm.
	Falso fondo plástico tipo S, fabricado en polietileno de alta densidad de 48 pulgadas de largo.	2496 unidades
	Válvula mariposa PN10 con bridas de fundición dúctil y sello elástico montado en el disco, con aprobación para uso en agua con destino consumo humano. Se acopla a un actuador eléctrico/neumático.	Varias de diferentes diámetros (ver rubrado)

	Caudalímetro electromagnético PN10 de carretel bridado, diámetro 400mm, de alta precisión.	8 unidades
	Turbidímetro de luz dispersa con alerta remota cuando sobrepase el valor de 0.1 NTU.	8 unidades
	Sensor de presión diferencial de alta precisión con un extremo en la tubería de agua filtrada y otra en el filtro biológico.	8 unidades
	Sensor de nivel ultrasónico de medición continua para el canal común de entrada a los filtros.	2 unidades

Referencias

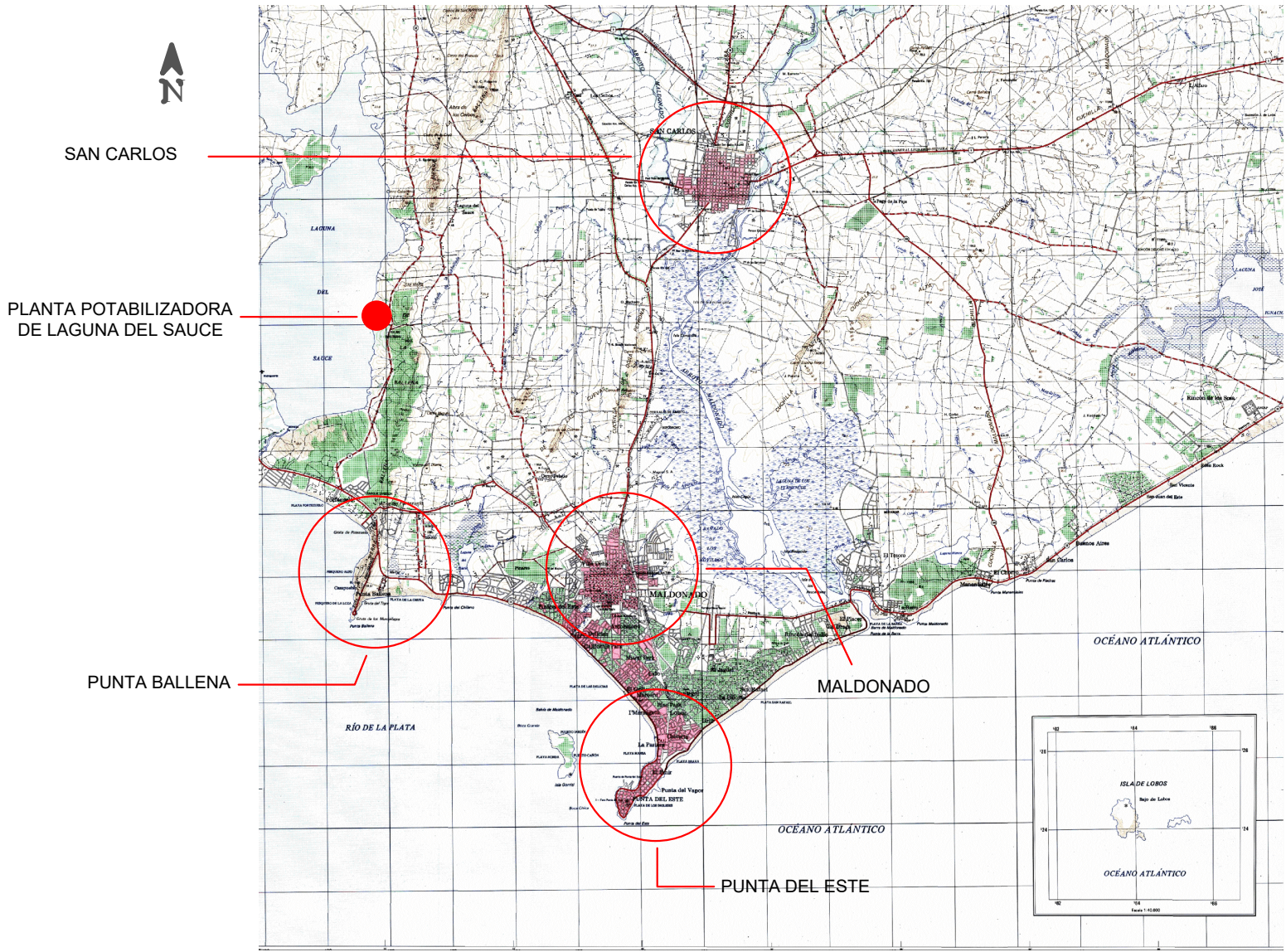
- Arboleda Valencia, J., Soto, R., y Arnul, R. T. (2000). Teoría y práctica de la purificación del agua.
- AWWA, A. W. W. A. (1990). *Water quality and treatment: A handbook of community water supplies*. McGraw-Hill Companies.
- Belgicast. (2012). *Válvulas de mariposa*. Descargado 2020-07-29, de https://www.belgicast.eu/fileadmin/user_upload/BELGICAST_V%C3%A1lvulas_de_Mariposa.pdf
- Brown, J., Summers, R. S., LeChevallier, M., Collins, H., Roberson, J. A., Hubbs, S., y Dickenson, E. (2015). Biological drinking water treatment? naturally. *Journal-American Water Works Association*, 107(12), 20–30.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos* (1.^a ed.). McGRAW-HILL.
- DINASA. (2009). *Diseño de sistemas de aguas pluviales urbanas*. MVOTMA.
- Emelko, M. B., Huck, P. M., Coffey, B. M., y Smith, E. F. (2006). Effects of media, backwash, and temperature on full-scale biological filtration. *Journal-American Water Works Association*, 98(12), 61–73.
- ENOHSa. (2001). *Guía para la presentación de proyectos de agua potable - criterios básicos*. Autor.
- Ergun, S. (1952). Fluid flow through packed columns. *Chem. Eng. Prog.*, 48, 89–94.
- Evans, P., Optiz, E., Daniel, P., y Schulz, C. (2010). Biological drinking water treatment perceptions and actual experiences in north america. *Water Research Foundation, Denver*.
- Ferrara, A. P. (1980). Controlling bed losses of granular activated carbon through proper filter operation. *Journal-American Water Works Association*, 72(1), 60–63.
- Goldgrabe, J. C., Summers, R. S., y Miltner, R. J. (1993). Particle removal and head loss development in biological filters. *Journal - AWWA*, 85(12), 94–106. Descargado de <https://awwa.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/j.1551-8833.1993.tb06122.x> doi: 10.1002/j.1551-8833.1993.tb06122.x
- Hernández, M., y Juanena, J. (2017). Respaldo del sistema de abastecimiento de agua potable "laguna del sauce". *Proyecto de grado H/A*.
- Intendencia de Maldonado, I. (2010). *Digesto departamental. ordenanza de instalaciones sanitarias*. Descargado 2020-06-22, de http://miportal.maldonado.gub.uy/digesto/index.php/armado_libro/desplegar_armado_libro/28
- Lauderdale, C. V., Brown, J. C., Chadik, P. A., y Kirisits, M. J. (2011). Engineered biofiltration for enhanced hydraulic and water treatment performance [project# 4215]. *Denver, CO: Water Research Foundation*.
- Metcalf, y Eddy. (1981). *Wastewater engineering: Collection and pumping of wastewater*. McGraw-Hill.
- Milton Tomoyuki, A. S. (2000). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

-
- Nitin G. Shanbhag, G. d. T. d. A. H. A., Gerente Ejecutivo General. (2014). *Recomendaciones para las tuberías de aire comprimido de descarga del compresor y distribución en fábrica*. Descargado 2020-07-20, de http://www.hitachi-america.us/supportingdocs/forbus/isd/white_papers/Hitachi_White_Paper_Piping%20Spanish%20LR.PDF
- Paterson, I., y Noble, R. (1982). The right approach. En *Proceedings of the iahr-symposium on operating problems of pump sations and power plants*.
- Peter M. Huck, A. A. E. J. B., Bradley M. Coffey. (2000). Optimizing filtration in biological filter.
- Tomoyuki, M. (2006). *Abastecimiento de agua*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- UTE. (2020). *Pliego tarifario*. Descargado 2020-05-17, de <https://portal.ute.com.uy/sites/default/files/docs/Pliego%20Tarifario%20Vigente.pdf>
- Xylem. (2019). *Fondos leopold*. Descargado 2019-11-16, de <https://www.xylem.com/en-us/brands/leopold/leopold-products/>

Ubicación Nacional



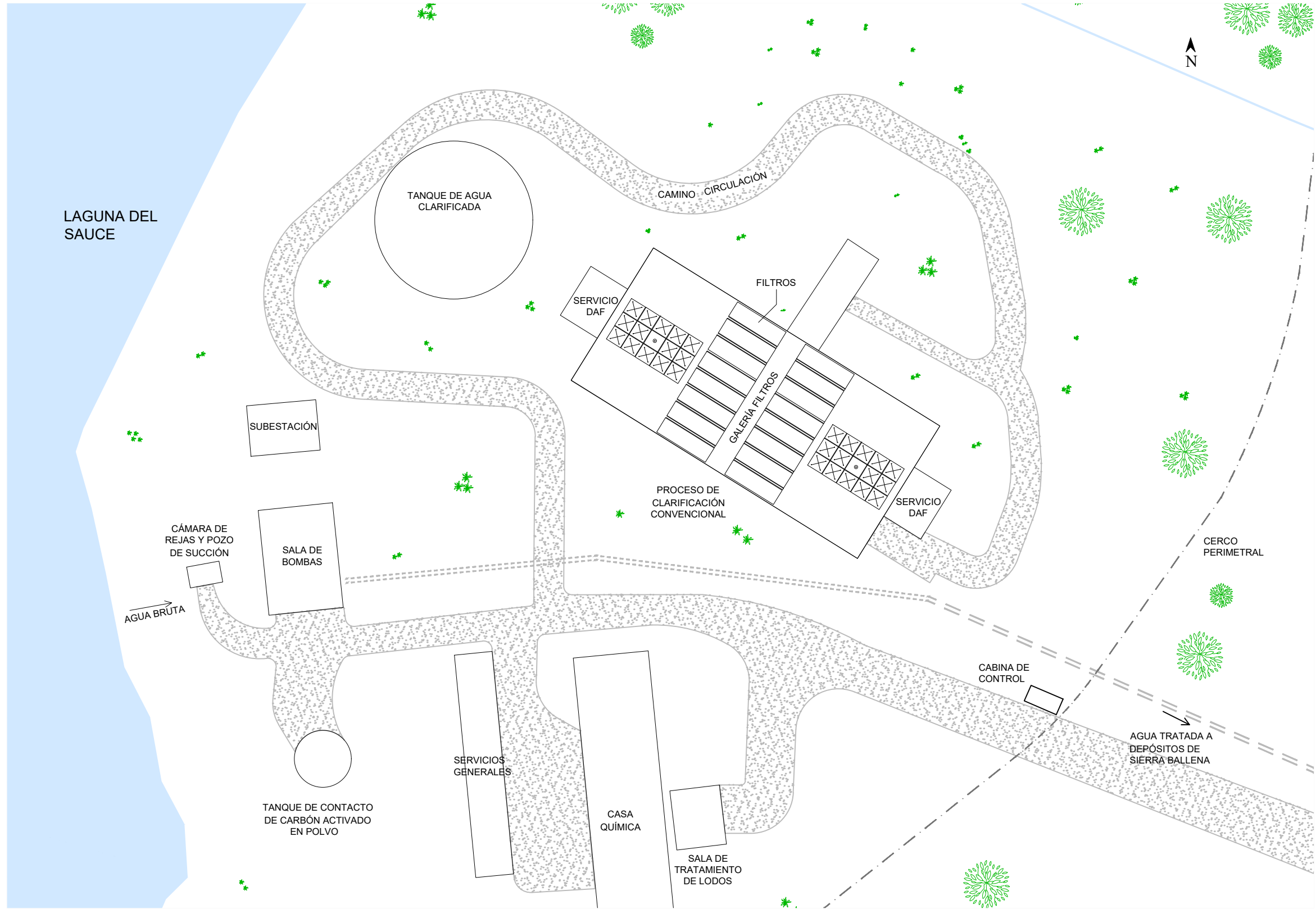
Ubicación Regional - Escala 1:100000



Ubicación general - Escala 1:5000



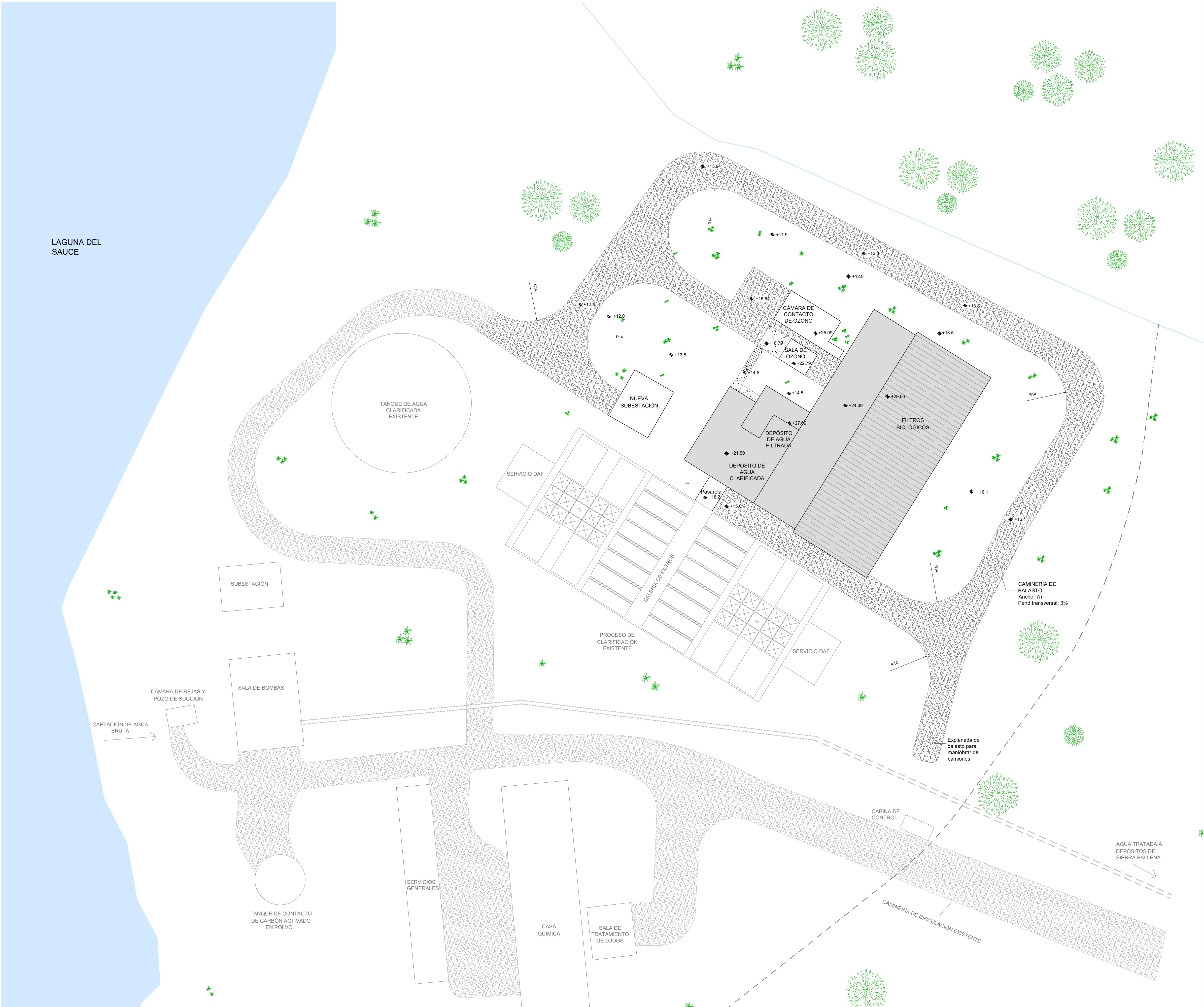
Implantación de Instalaciones existentes
Escala 1:1000



ÍNDICE DE PLANOS:

- 1- Implantación general
- 2- Planta general
- 3- Esquemas de funcionamiento
- 4- Planta general de procesos de tratamiento
- 5- Unidad de interoxidación con ozono y sala de equipos
- 6- Unidad de filtración biológica
- 7- Planta de manifold de lavado
- 8- Cortes longitudinales de unidades
- 9- Planta general con desagües
- 10- Planta de circulación
- 11- Perfil hidráulico de caudal máximo
- 12- Perfil hidráulico de caudal mínimo

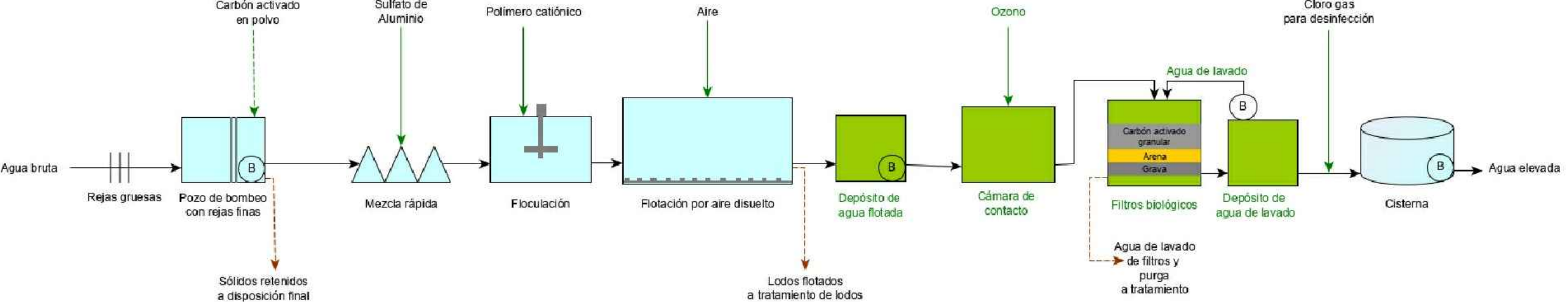
	FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR	
	Departamento: Maldonado	Localidad: Laguna del Sauce
	Filtros biológicos en Laguna del Sauce Proyecto de grado Hidráulico - Ambiental	
Plano: Implantación general		Fecha: 03/08/2020
Estudiantes: Gianluca Anastasio Lucía Correa Lucía Ponce de León	Tutores: Julieta López Juan Sanguinetti	Plano Nº: 1 Escala: Indicadas



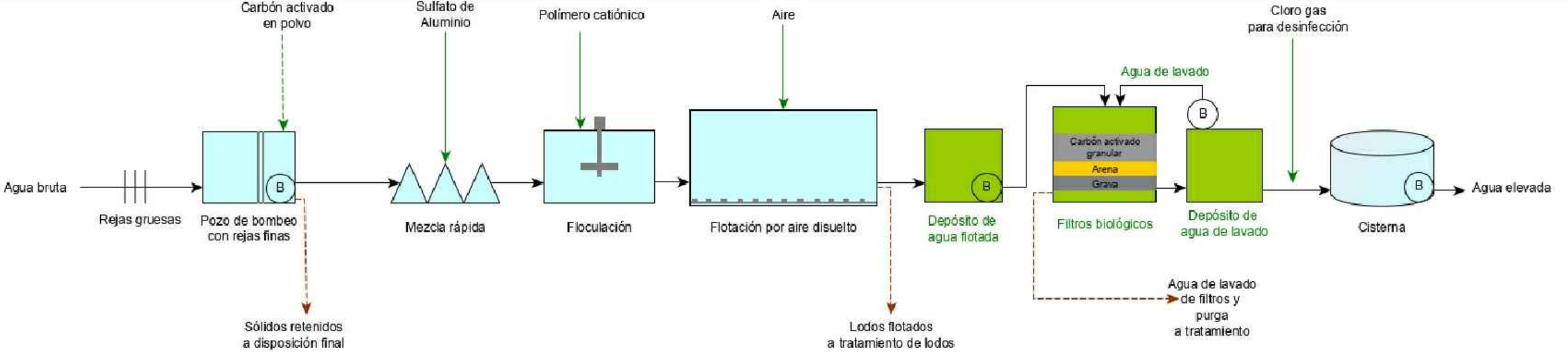
REFERENCIAS		
	Cañada existente	
	Cercado perimetral	
	Unidades existentes	
	Unidades proyectadas	
	Tubería aductora enterrada	
	Tubería aductora sobre superficie	
	Proyecto ejecutivo	
	Caminería existente	
	Caminería proyectada	
	Losa de hormigón	
	Techo de chapa	

	FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR	
	Departamento: Maldonado	Localidad: Laguna del Sauce
	Filtros biológicos en Laguna del Sauce	
	Proyecto de grado Hidráulico Ambiental	
Plano: Planta general		Fecha: 03/08/2020
Estudiantes: Gianluca Anastasio Lucía Correa Lucía Ponce de León	Tutores: Julieta López Juan Sanguinetti	Plano Nº: 2 Escala: 1:500

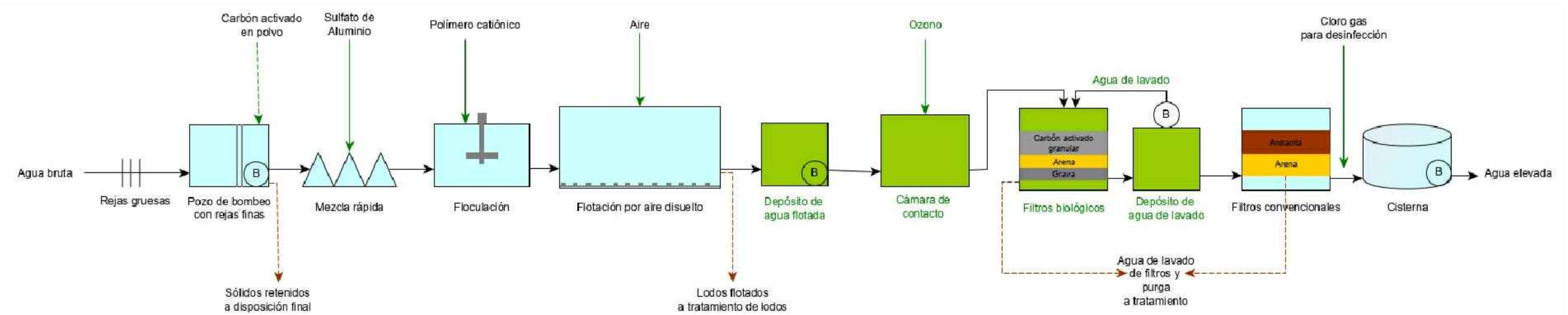
Funcionamiento DAF - Oz - FB - DAL - Cisterna



Funcionamiento DAF - FB - DAL - Cisterna



Funcionamiento DAF - Oz - FB - DAL - FC - Cisterna



REFERENCIAS

- Unidades existentes
- Unidades nuevas

- Interconexiones
- Bypass
- Residuos
- Insumos aplicados
- Impulsión por bombeo

NOTAS

Esquema gráfico del tratamiento propuesto con sus diferentes configuraciones posibles.
Las dimensiones no son representativas.



FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

Departamento: Maldonado Localidad: Laguna del Sauce

Filtros biológicos en Laguna del Sauce
Proyecto de grado Hidráulico Ambiental

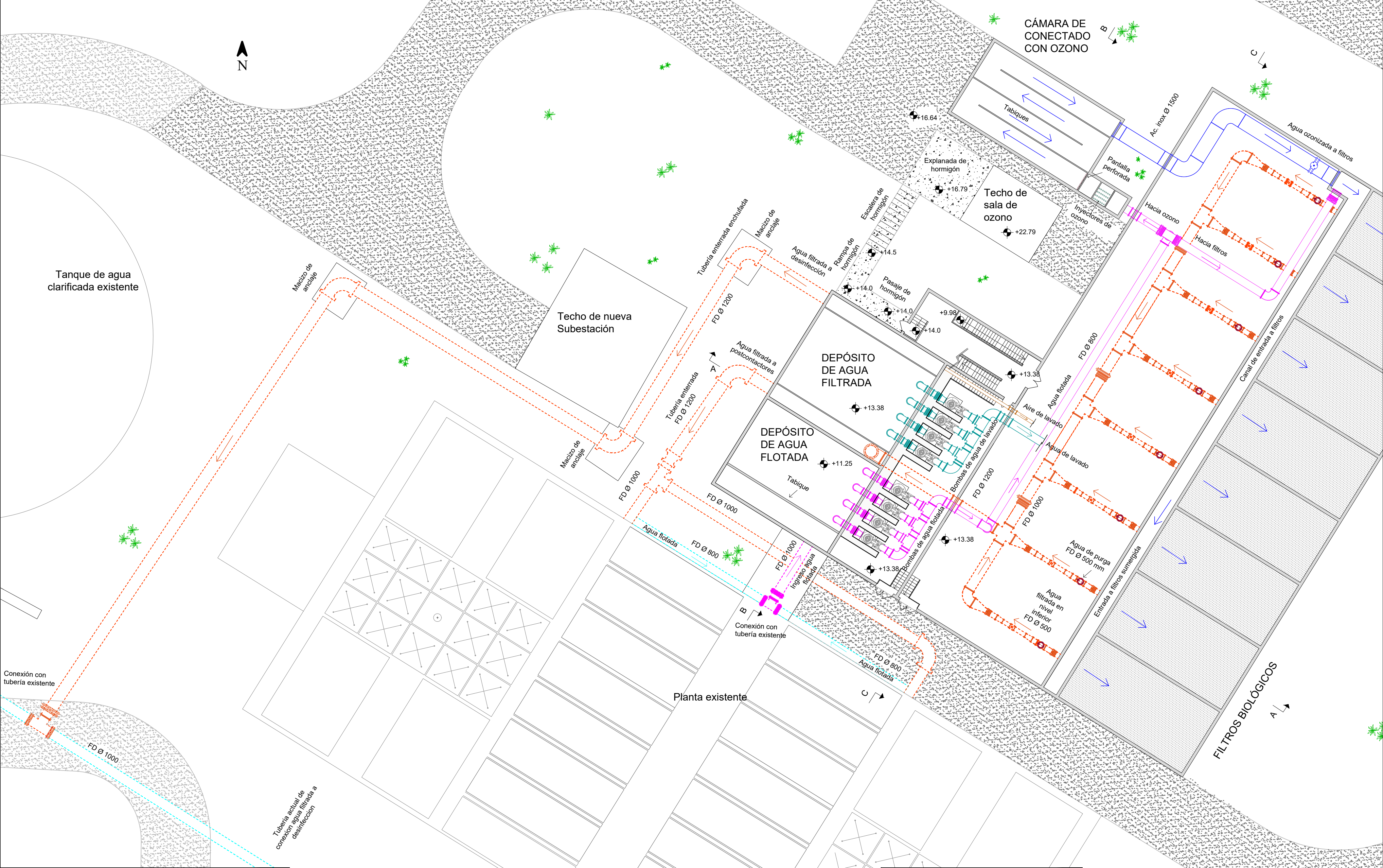
Plano: Esquemas de funcionamiento

Fecha:
03/08/2020

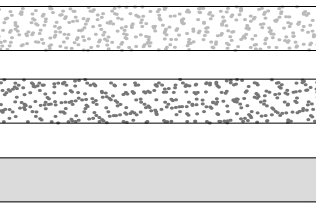
Estudiantes: Gianluca Anastasio
Lucía Correa
Lucía Ponce de León

Tutores: Julieta López
Juan Sanguinetti

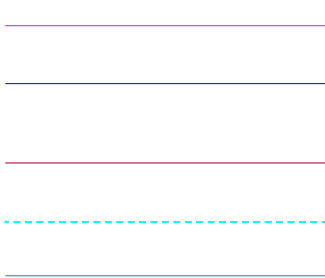
Plano N° 3
Escala ----



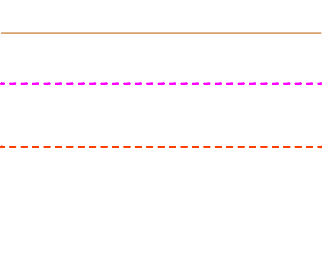
REFERENCIAS



Caminería existente
Caminería proyectada
Hormigón



Tubería de agua flotada
Tubería de agua ozonizada
Tubería de agua de purga
Tubería de agua existente enterrada
Tubería de agua de lavado



Tubería de aire
Tubería de agua flotada enterrada
Tubería de agua filtrada enterrada o en otro nivel

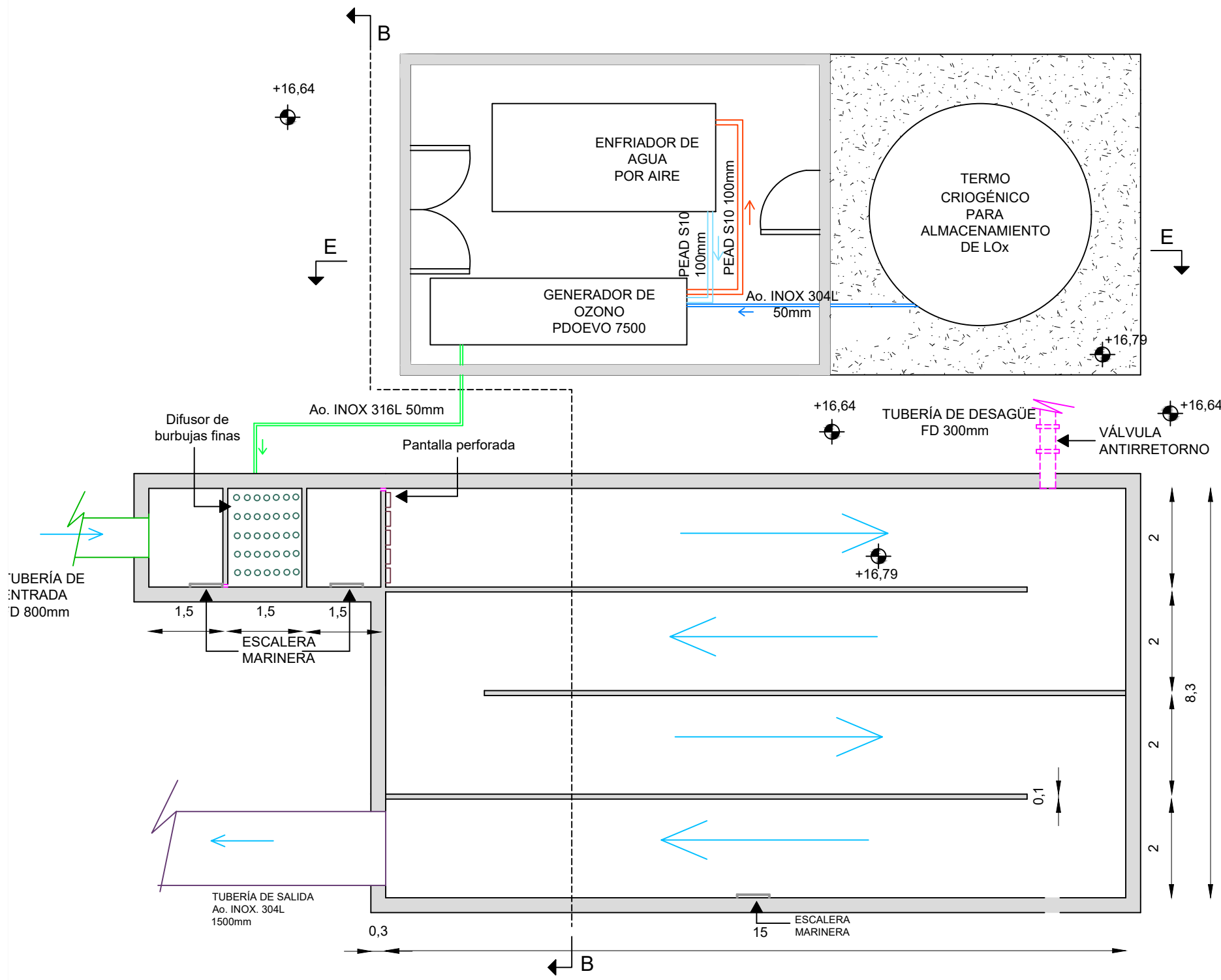
NOTAS

Las distancias y cotas se encuentran indicadas en metros, mientras que los diámetros de tuberías en milímetros.
Planta de nuevos procesos a nivel 17,9 m.
Manifold de agua filtrada en línea punteada ya que se encuentra a nivel 9,9 m.
En el plano se indican instalaciones a nivel de anteproyecto y proyecto ejecutivo.

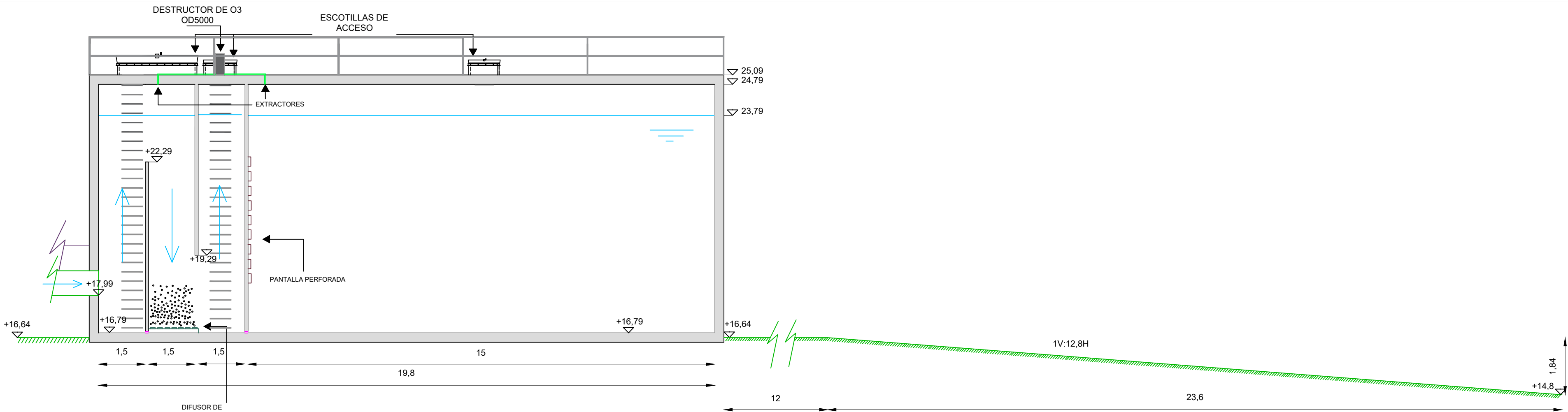


FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR		
Departamento: Maldonado		Localidad: Laguna del Sauce
Filtros biológicos en Laguna del Sauce Proyecto de grado Hidráulico Ambiental		
Plano: Planta general de procesos de tratamiento		Fecha: 03/08/2020
Estudiantes: Gianluca Anastasio Lucía Correa Lucía Ponce de León	Tutores: Julieta López Juan Sanguinetti	Plano N°: 4 Escala: 1:250

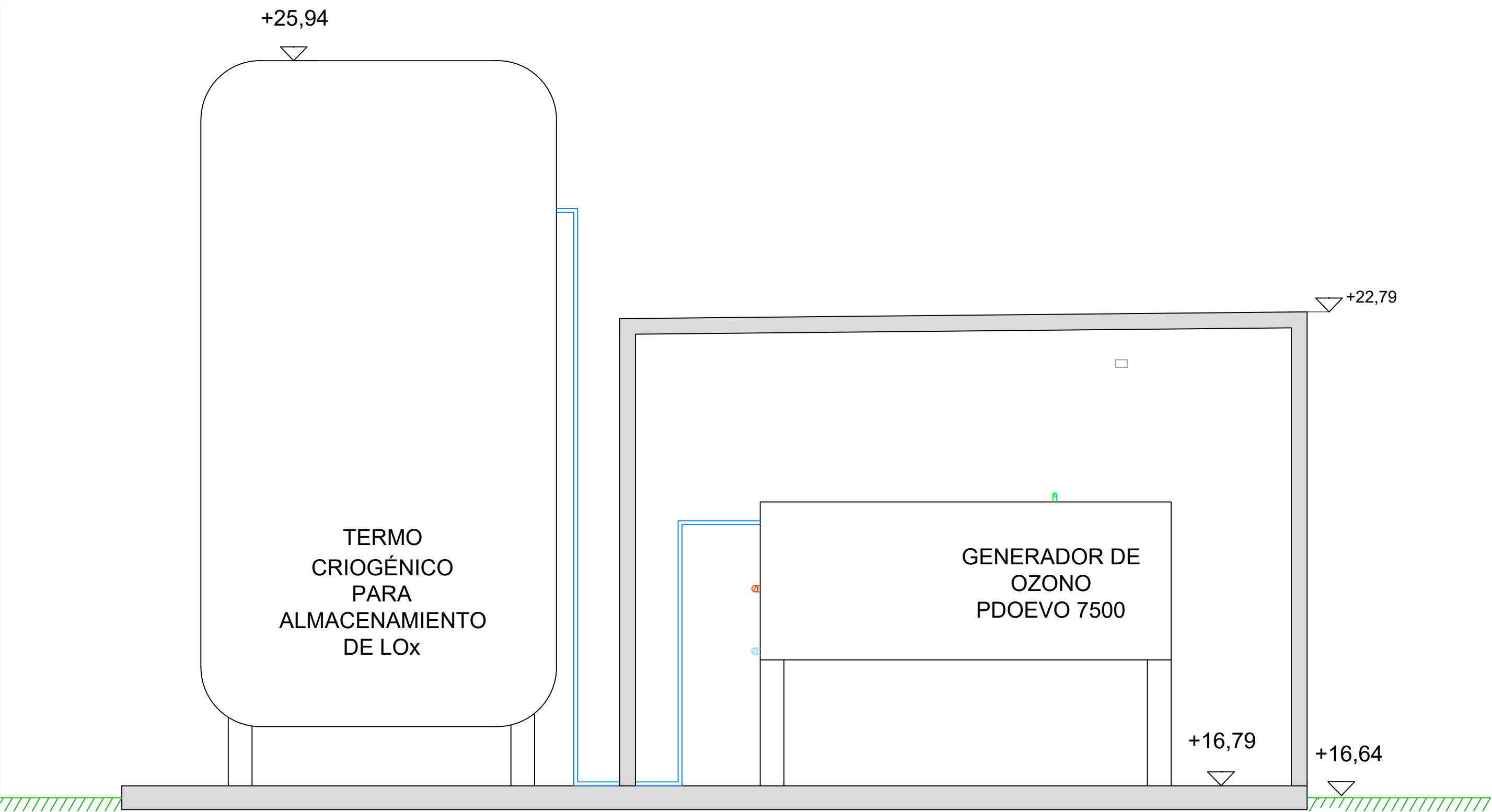
Planta - Escala 1:100



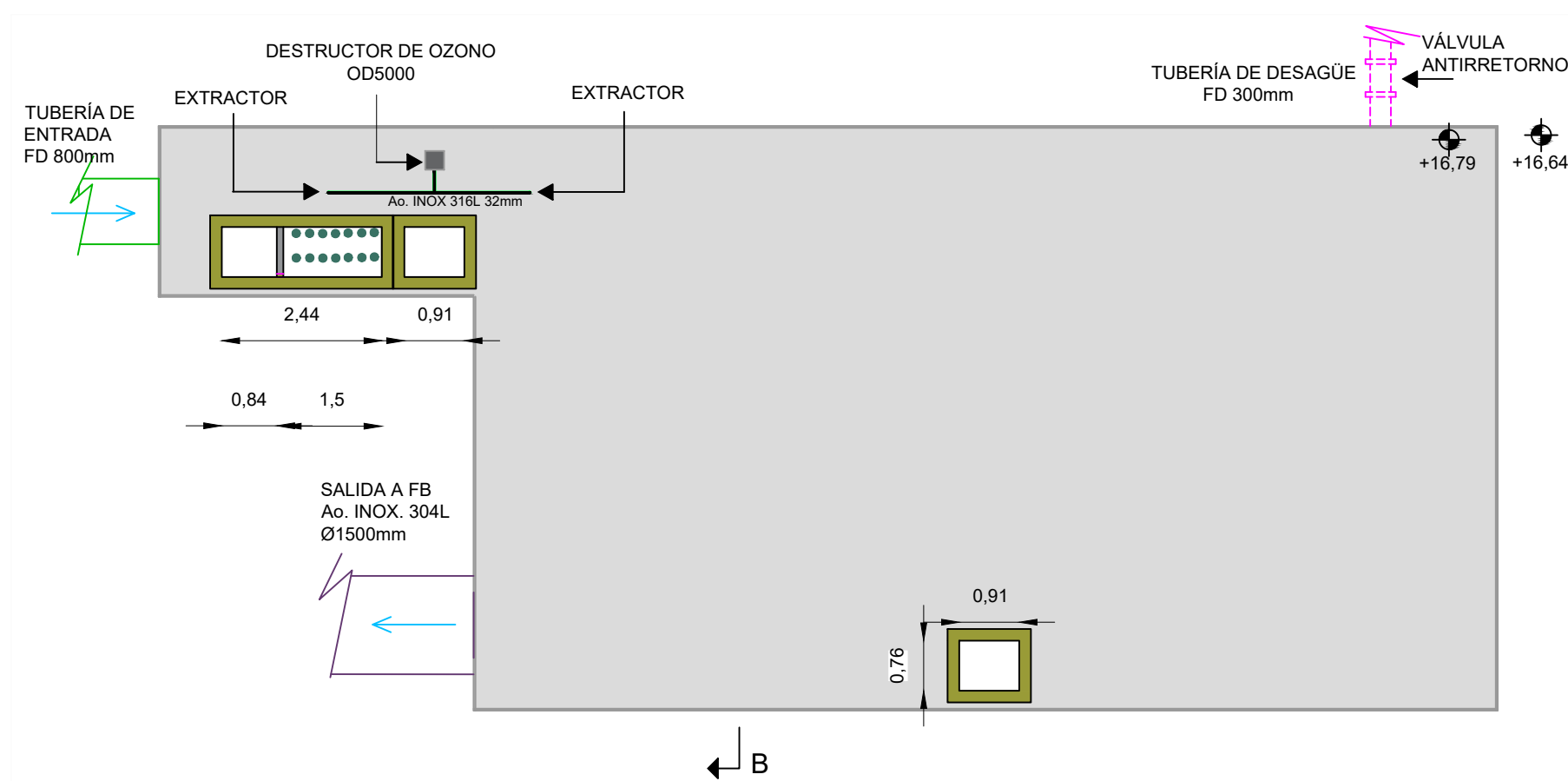
Corte A-A - Escala 1:100



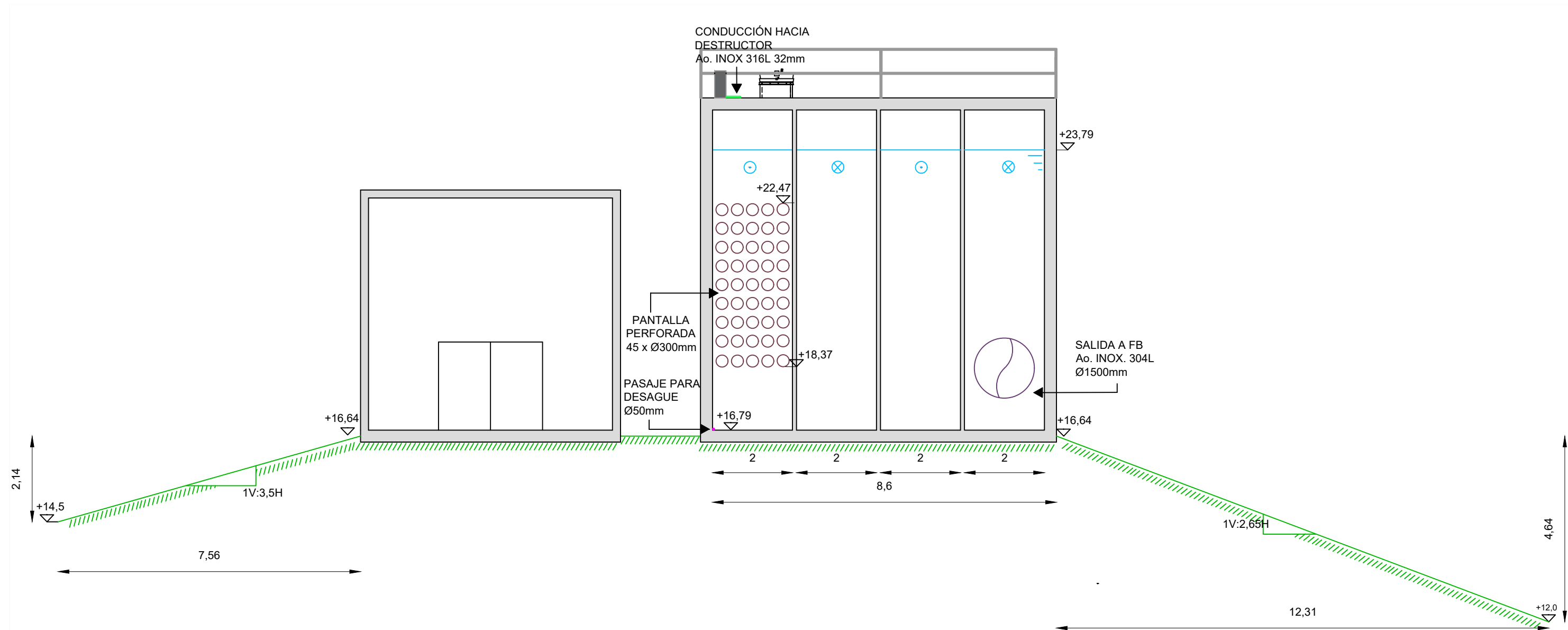
Corte E-E - Escala 1:50



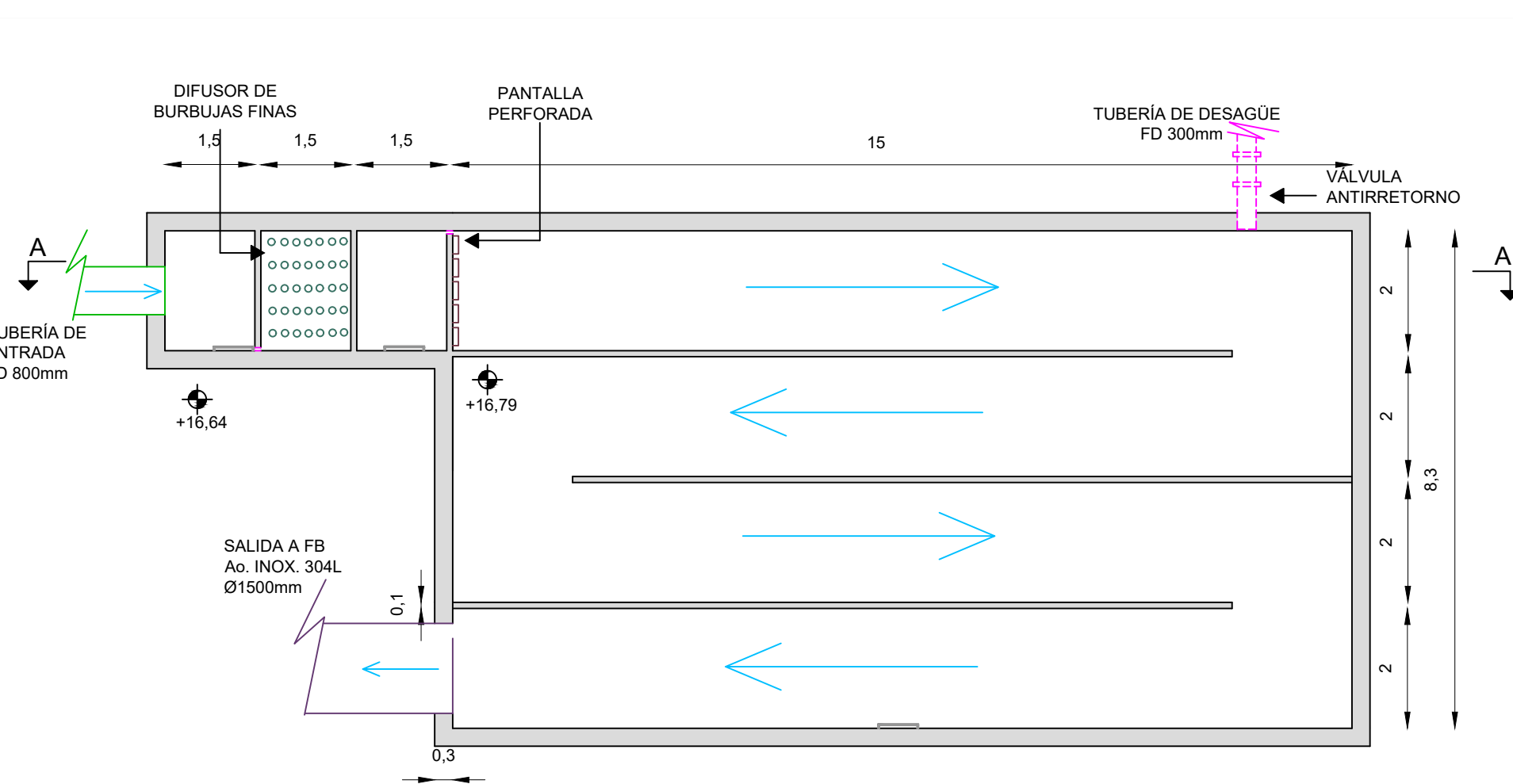
Planta de techo - Escala 1:100

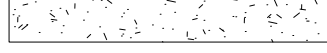


Corte B-B - Escala 1:100

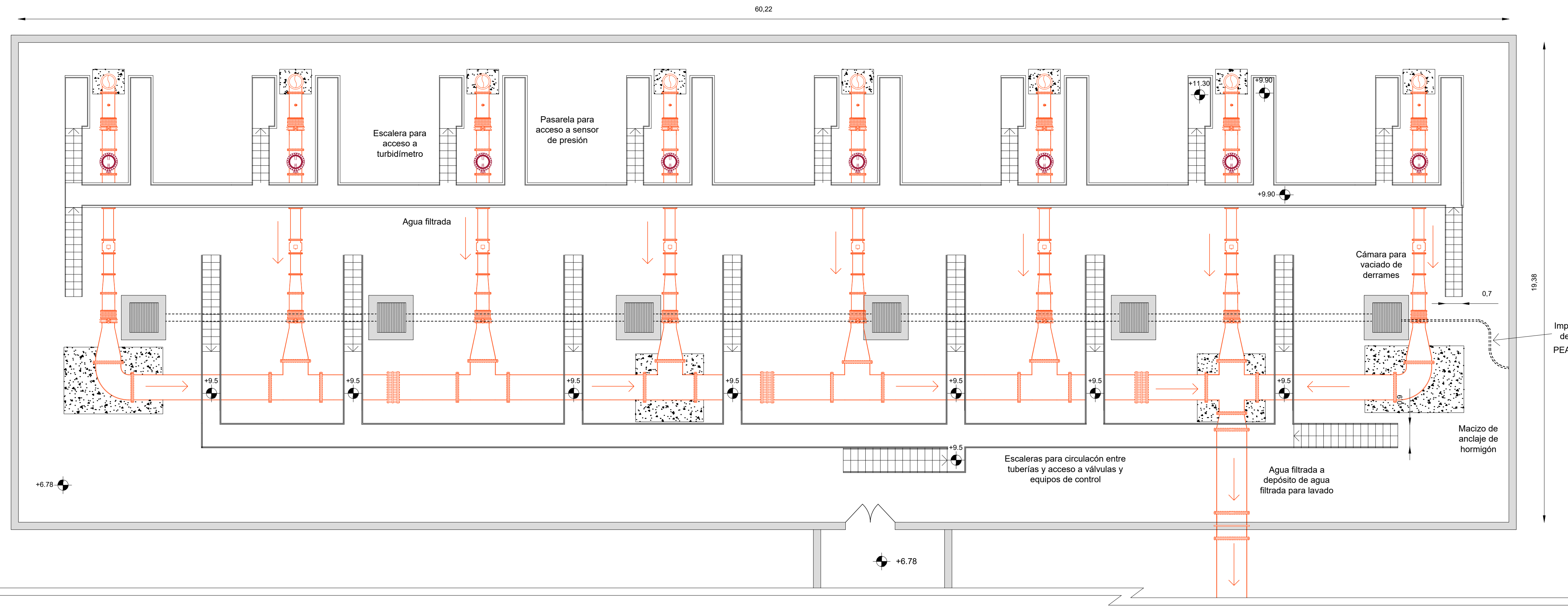


Planta - Escala 1:100

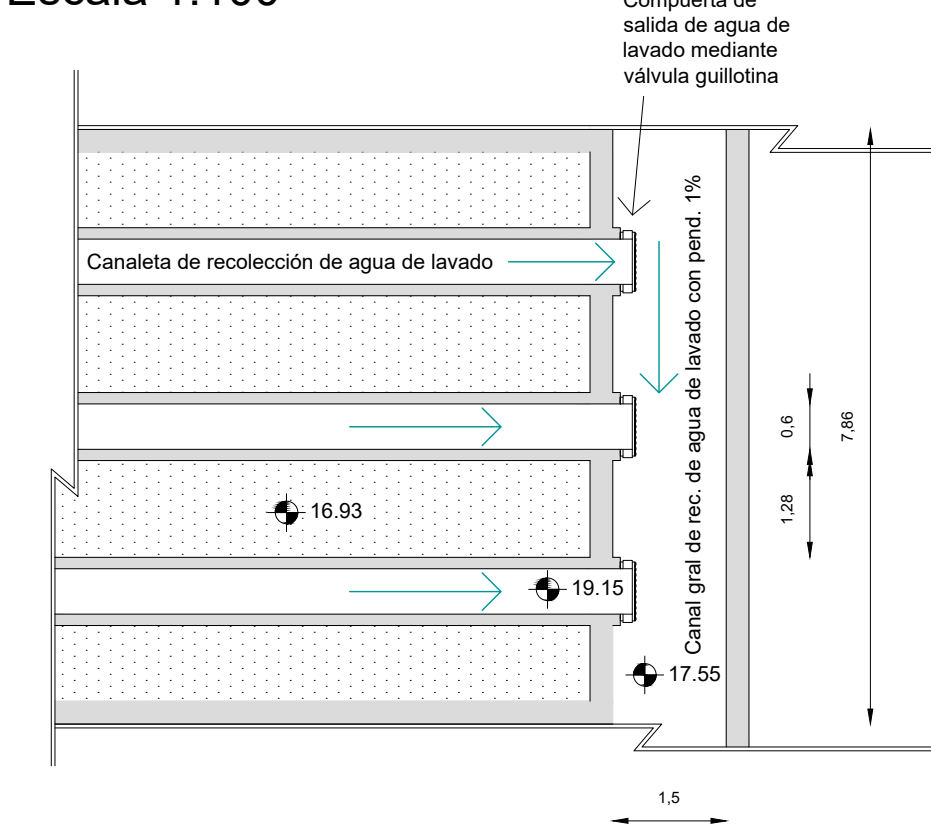


NOTAS		
Unidades en metros.		
REFERENCIAS		
	Pantalla perforada	
	Difusor de burbujas finas	
	Hormigón	
	Explanada de hormigón	
	Cota de pelo de agua	
	Tubería de salida Ac. inox. 304L Ø 1500 mm	
	Tubería de entrada FD Ø800 mm	
	Tubería de purga FD Ø 300 mm	
	Nivel terreno	
	Flujo de agua	
	Tubería de suministro de LOx	
	Tubería de ozono	
	Tubería de agua de refrigeración - Ida	
	Tubería de agua de refrigeración - Retorno	
		
FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR		
Departamento: Maldonado		Localidad: Laguna del Sauce
Filtros biológicos en Laguna del Sauce Proyecto de grado Hidráulico Ambiental		
Plano: Unidad de interoxidación con ozono y sala de equipos		
Estudiantes: Gianluca Anastasio Lucía Correa Lucía Ponce de León		Tutores: Julieta López Juan Sanguinetti
		Plano N° 5 Escala: varias

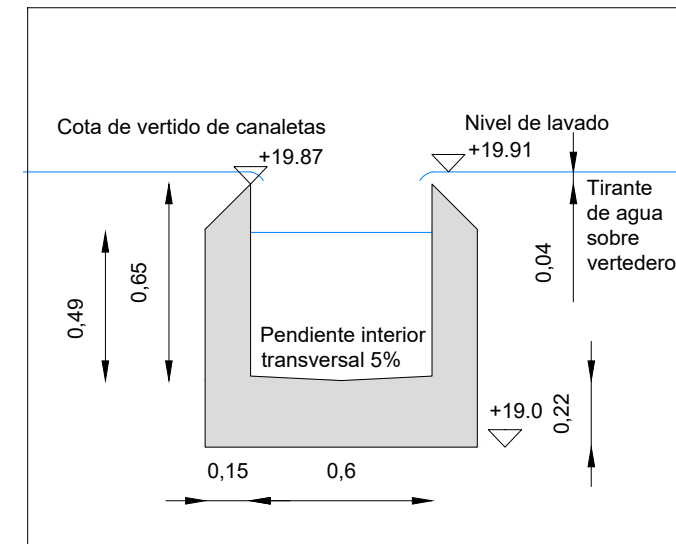
Planta de manifold de agua filtrada
Escala 1:100



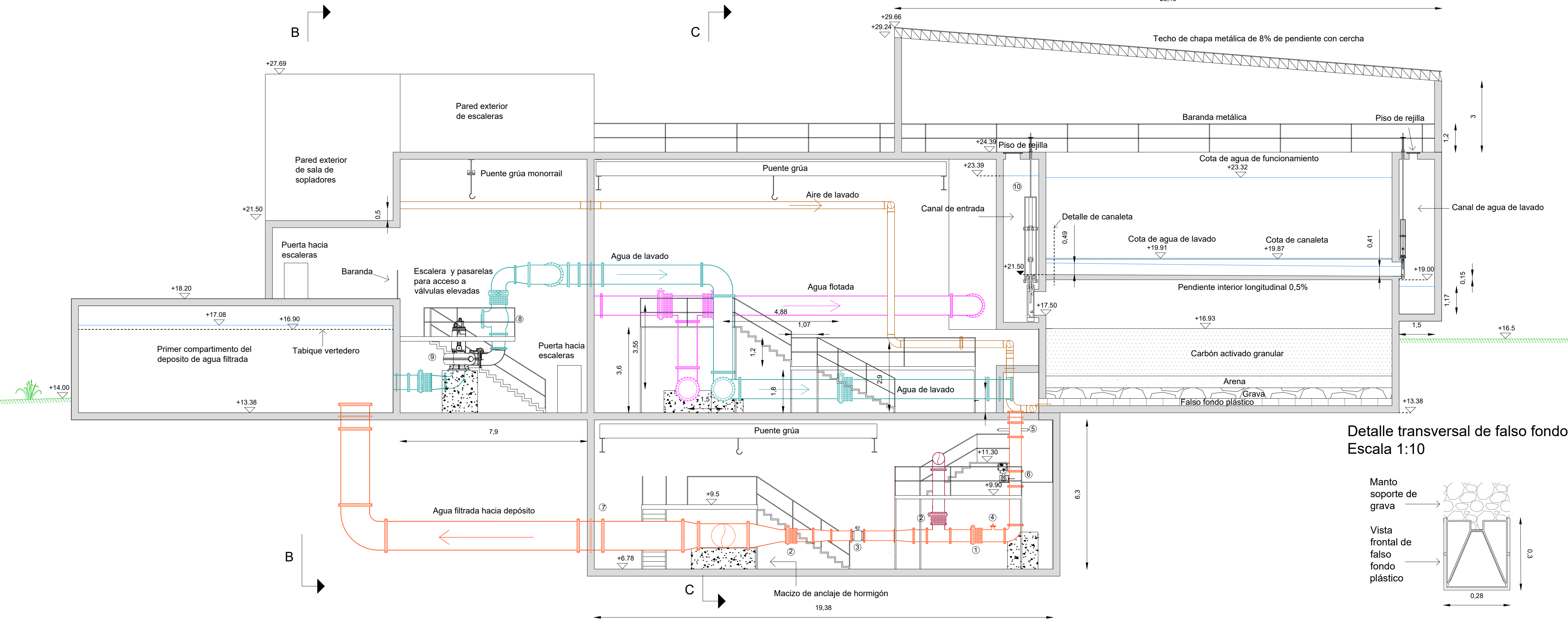
Detalle de canaletas de recolección de un filtro
Escala 1:100



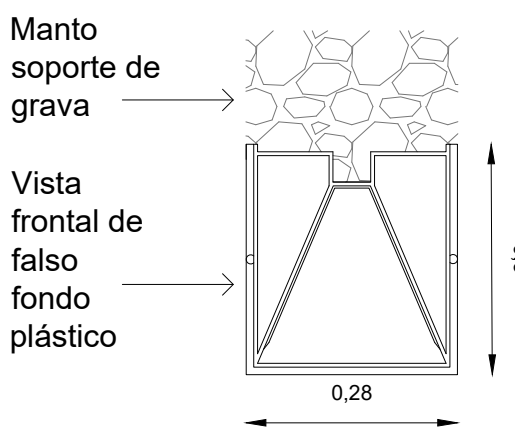
Detalle transversal de canaleta
Escala 1:25



Corte A-A
Escala 1:100



Detalle transversal de falso fondo
Escala 1:10



REFERENCIAS

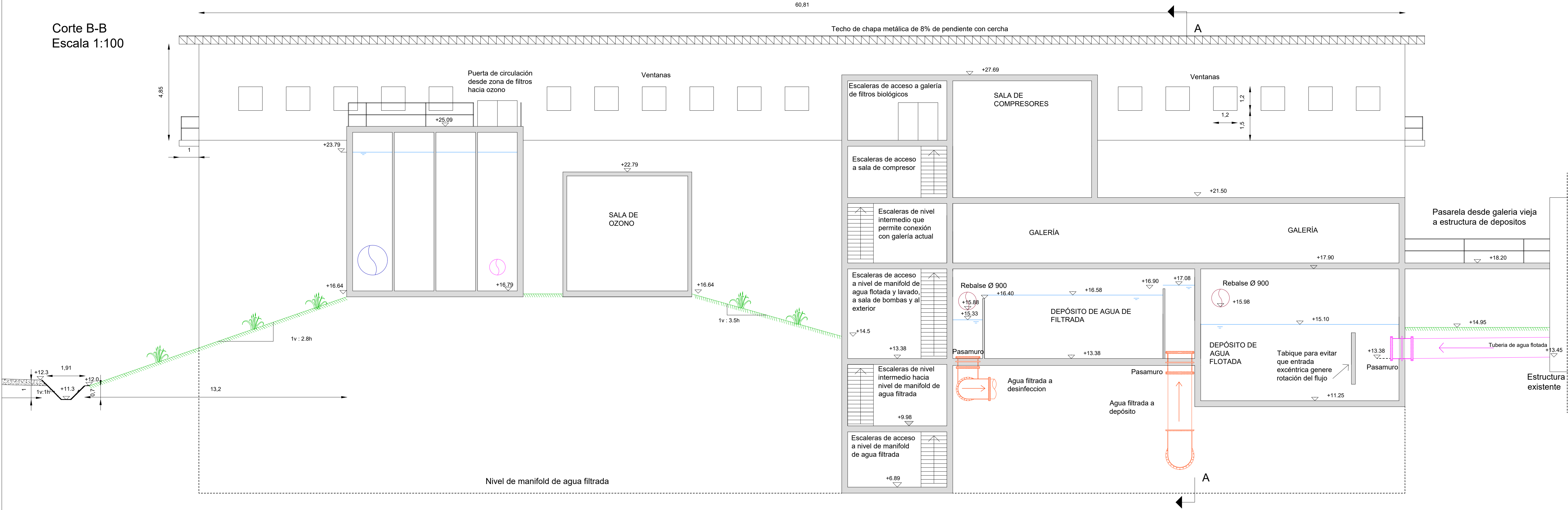
- Carbón activado granular
- Arena
- Grava
- Falso fondo Leopold
- Hormigón
- Macizo de hormigón
- Cota de pelo de agua
- Tubería de agua filtrada
- Tubería de agua ozonizada
- Tubería de agua flotada
- Tubería de agua de lavado
- Tubería de purga
- Tubería de aire
- Nivel terreno

- ①- Válvula reguladora
- ②- Válvula de cierre
- ③- Caudalímetro electromagnético
- ④- Brida ciega con canilla
- ⑤- Turbidímetro
- ⑥- Sensor diferencial de presión
- ⑦- Pasamuro estanco
- ⑧- Válvula de retención
- ⑨- Bomba centrífuga
- ⑩- Válvula de compuerta

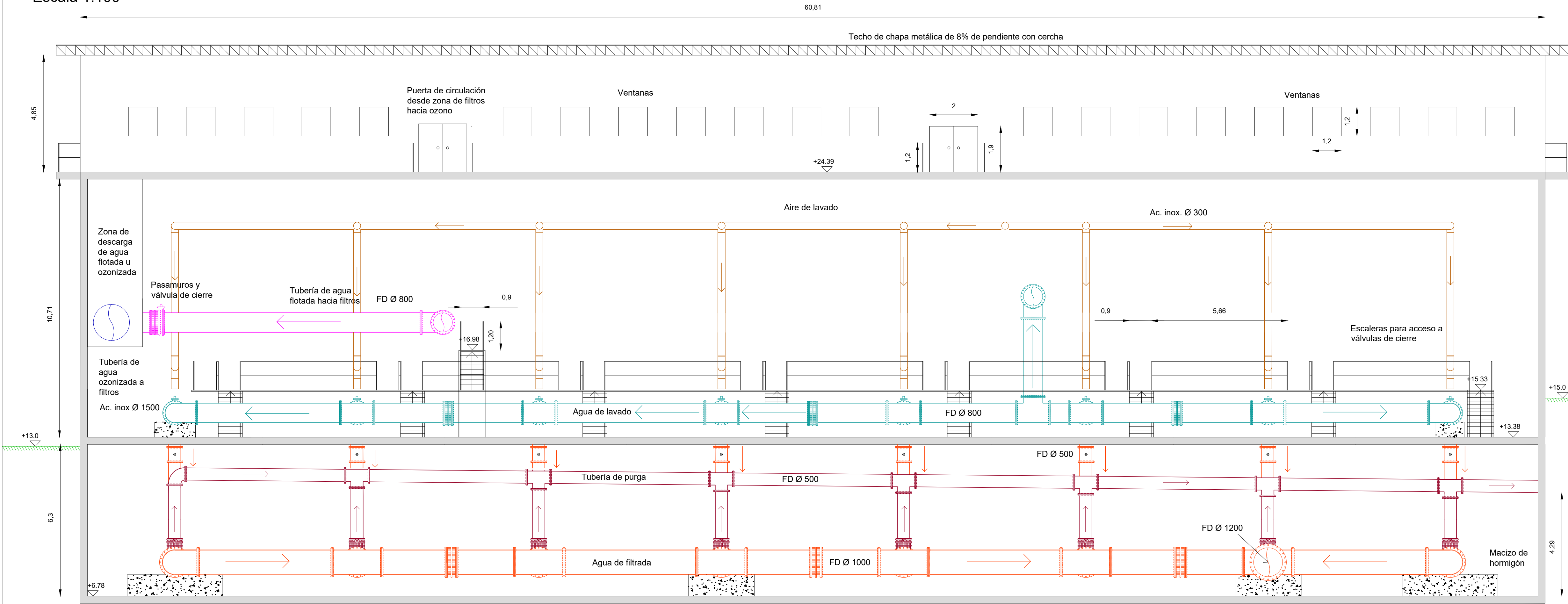
NOTAS

Cotas en metros y diámetros en milímetros.
Los niveles indicados de cota de agua son los que se obtienen con el caudal de 7000 m³/h.

Corte B-B
Escala 1:100



Corte C-C
Escala 1:100



REFERENCIAS

	Hormigón
	Macizo de hormigón
	Cota de pelo de agua
	Tubería de agua filtrada
	Tubería de agua ozonizada
	Tubería de agua flotada
	Tubería de agua de lavado
	Tubería de purga
	Tubería de aire
	Nivel terreno

NOTAS

Distancias y cotas indicadas en metros, y diámetros en milímetros.
Indicación de cortes B-B y C-C en plano 6.
En el corte C-C no se muestran las escaleras del nivel de manifold de agua filtrada para mejor apreciación del manifold.



FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

Departamento: Maldonado Localidad: Laguna del Sauce

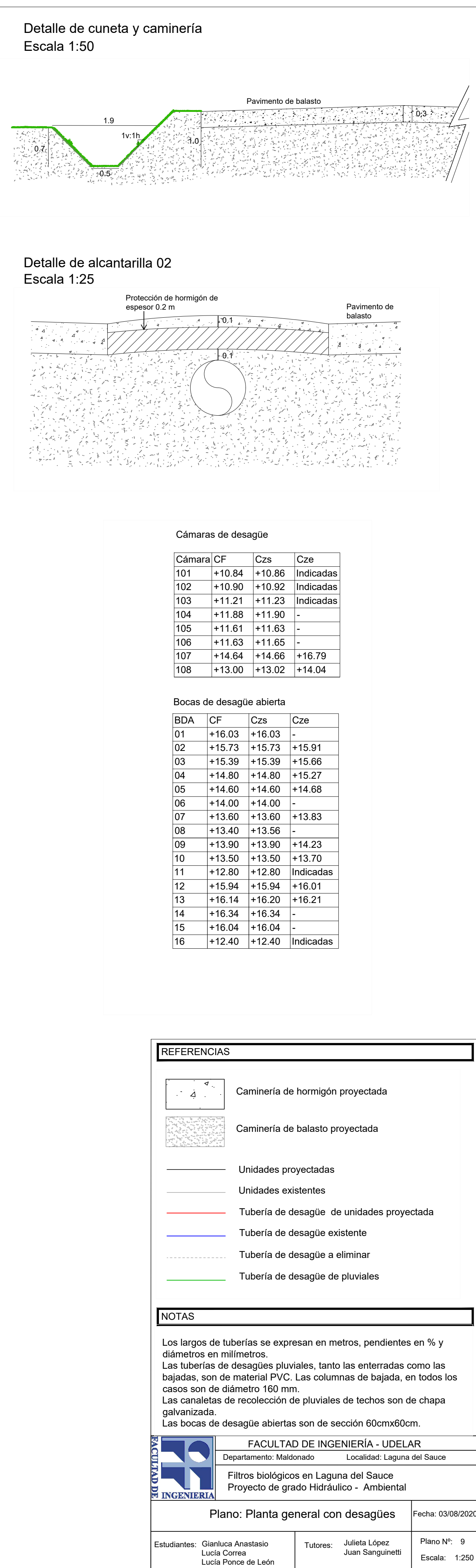
Filtros biológicos en Laguna del Sauce
Proyecto de grado Hidráulico Ambiental

Plano: Cortes longitudinales de unidades

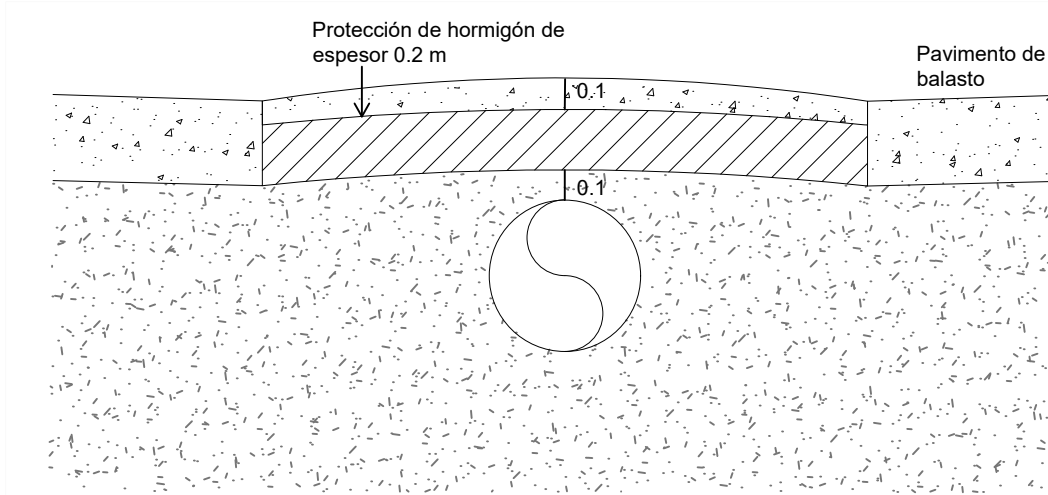
Estudiantes: Gianluca Anastasio
Lucía Correa
Lucía Ponce de León

Tutores: Julieta López
Juan Sanguinetti

Fecha:
03/08/2020
Plano N°: 8
Escala: 1:100



Detalle de alcantarilla 02
Escala 1:25



Bocas de desagüe abierta			
BDA	CF	Czs	Cze
01	+16.03	+16.03	-
02	+15.73	+15.73	+15.91
03	+15.39	+15.39	+15.66
04	+14.80	+14.80	+15.27
05	+14.60	+14.60	+14.68
06	+14.00	+14.00	-
07	+13.60	+13.60	+13.83
08	+13.40	+13.50	-
09	+13.90	+13.90	+14.23
10	+13.50	+13.50	+13.70
11	+12.80	+12.80	Indicadas
12	+15.94	+15.94	+16.01
13	+16.14	+16.20	+16.21
14	+16.34	+16.34	-
15	+16.04	+16.04	-
16	+12.40	+12.40	Indicadas

NOTAS

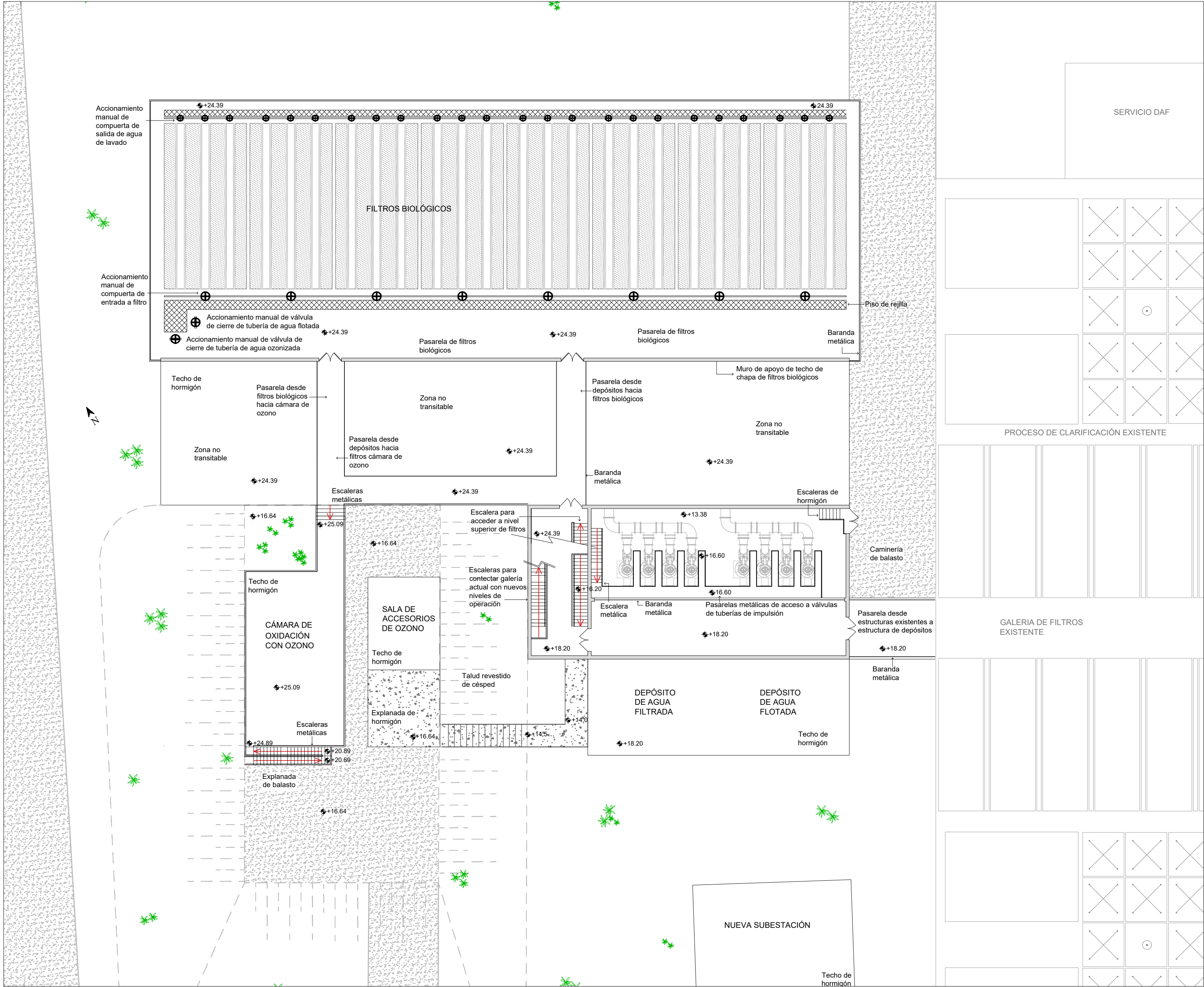
Los largos de tuberías se expresan en metros, pendientes en % y diámetros en milímetros.

Las tuberías de desagües pluviales, tanto las enterradas como las bajadas, son de material PVC. Las columnas de bajada, en todos los casos son de diámetro 160 mm.

Las canaletas de recolección de pluviales de techos son de chapa galvanizada.

Las bocas de desagüe abiertas son de sección 60cmx60cm.

 UNIVERSIDAD DE INGENIERÍA	FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR		
	Departamento: Maldonado		Localidad: Laguna del Sauce
	Filtros biológicos en Laguna del Sauce		
	Proyecto de grado Hidráulico - Ambiental		
	Plano: Plano general con desagües		
Fecha: 03/08/2020			
Estudiantes:	Gianluca Anastasio Lucía Corrales Lucía Ponce de León	Tutores:	Julieta López Juan Sanginetti
		Plano Nº:	9
		Escala:	1/250



REFERENCIAS

Caminería proyectada

Hormigón

Losa de hormigón

Sentido ascendente de escaleras

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

Departamento: Maldonado

Localidad: Laguna del Sauce

Filtros biológicos en Laguna del Sauce

Proyecto de grado Hidráulico Ambiental

Plano: Planta de circulación

Fecha: 03/08/2020

Estudiantes: Gianluca Anastasio
Lucía Correa
Lucía Ponce de León

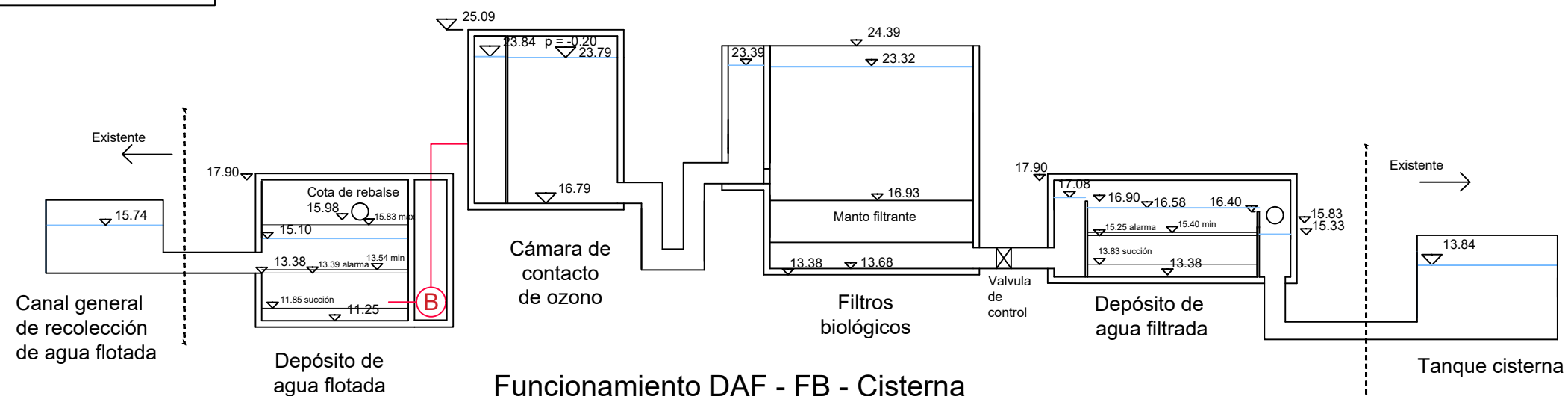
Tutores: Julieta López
Juan Sanguinetti

Plano Nº: 10
Escala: 1:250

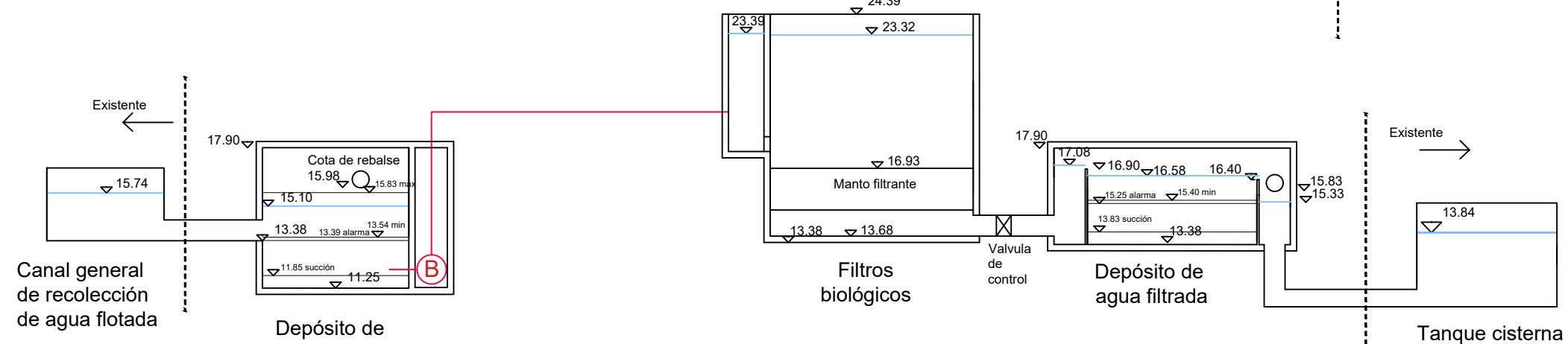
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

Caudal 7000 m³/h

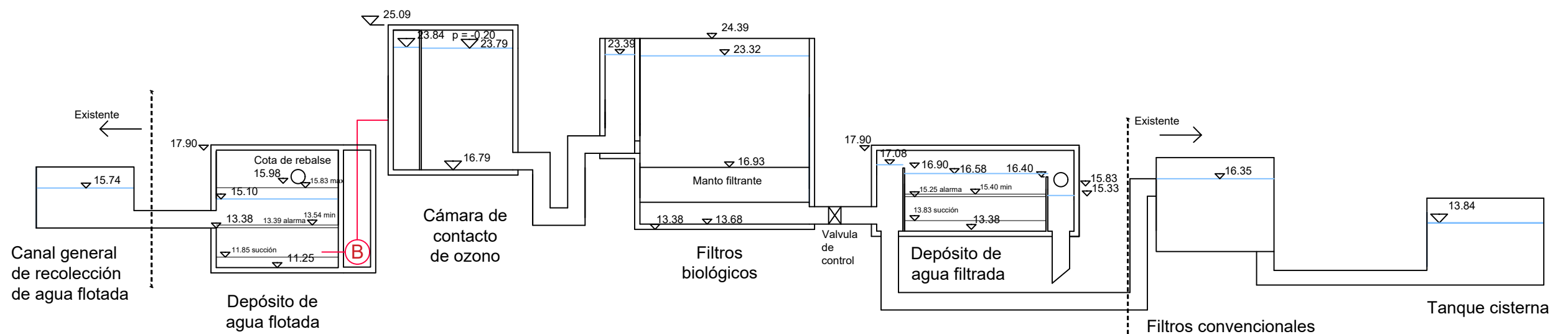
Funcionamiento DAF - Oz - FB - Cisterna



Funcionamiento DAF - FB - Cisterna



Funcionamiento DAF - Oz - FB - Filtros - Cisterna



REFERENCIAS

- Cota de pelo de agua
- (B) Equipo de bombeo
- Línea de impulsión

NOTAS

Cotas indicadas en metros.
El perfil hidráulico indicado corresponde al obtenido con el caudal de 7000 m³/h.



FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

Departamento: Maldonado Localidad: Laguna del Sauce

Filtros biológicos en Laguna del Sauce
Proyecto de grado Hidráulico Ambiental

Plano: Perfil hidráulico para caudal máximo

Fecha:
03/08/2020

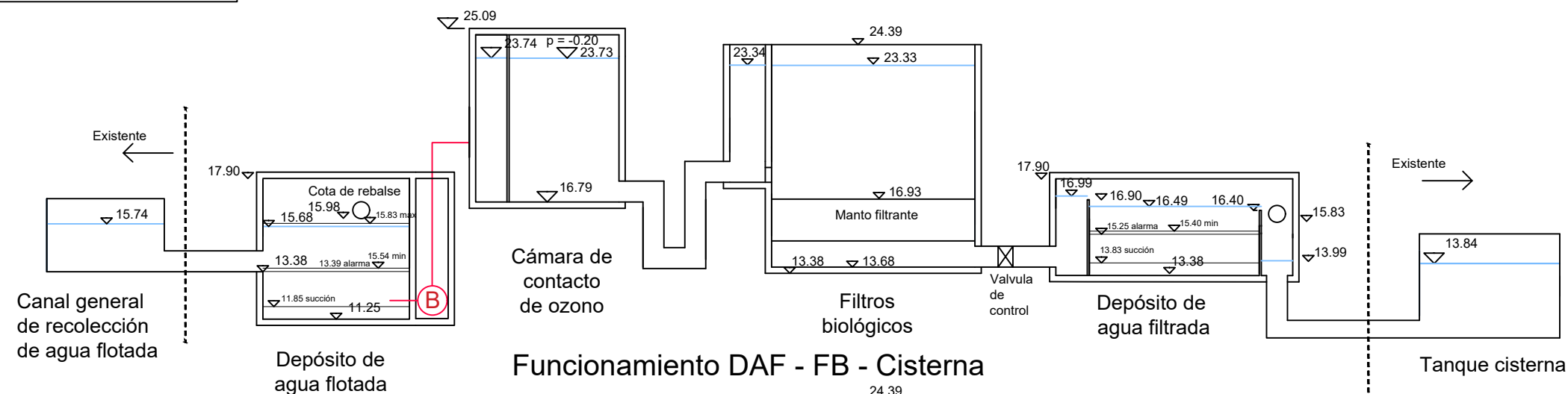
Estudiantes: Gianluca Anastasio
Lucía Correa
Lucía Ponce de León

Tutores: Julieta López
Juan Sanguinetti

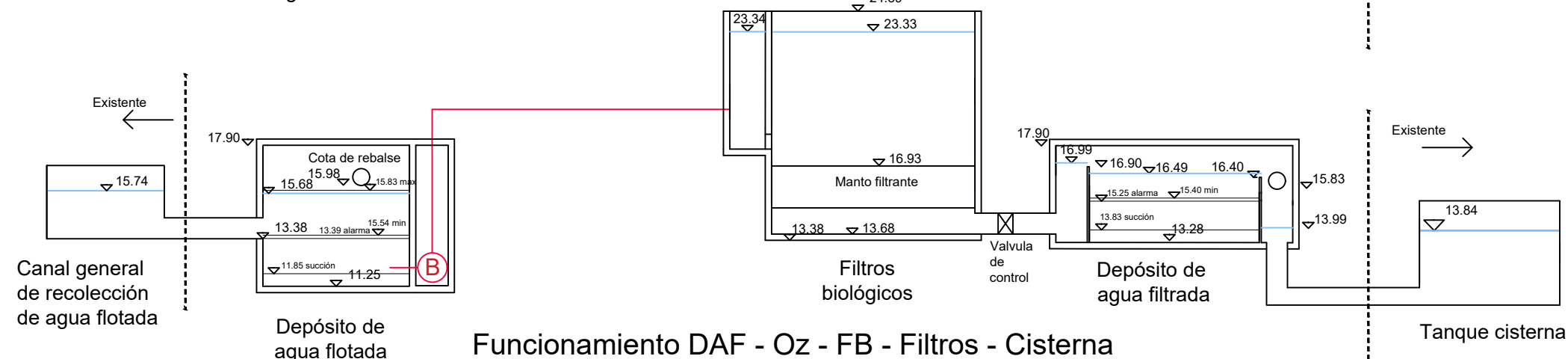
Plano N°: 11
Escala: --

Caudal 2200 m³/h

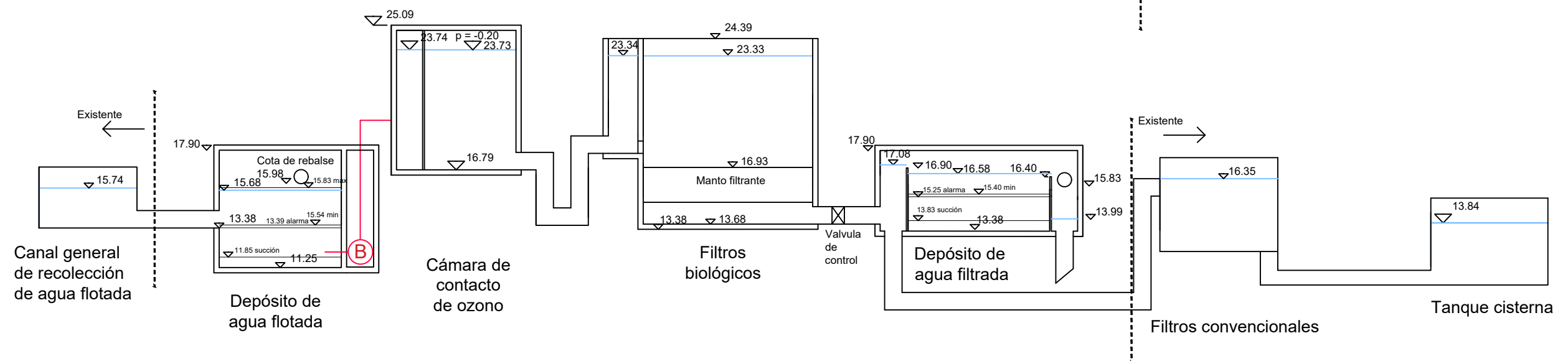
Funcionamiento DAF - Oz - FB - Cisterna



Funcionamiento DAF - FB - Cisterna



Funcionamiento DAF - Oz - FB - Filtros - Cisterna



REFERENCIAS

- Cota de pelo de agua
- (B) Equipo de bombeo
- Línea de impulsión

NOTAS

Cotas indicadas en metros.
El perfil hidráulico indicado corresponde al obtenido con el caudal de 2200 m³/h.



FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

Departamento: Maldonado Localidad: Laguna del Sauce

Filtros biológicos en Laguna del Sauce
Proyecto de grado Hidráulico Ambiental

Plano: Perfil hidráulico para caudal mínimo

Fecha:
03/08/2020

Estudiantes: Gianluca Anastasio
Lucía Correa
Lucía Ponce de León

Tutores: Julieta López
Juan Sanguinetti

Plano N°: 12
Escala: --