

INICIATIVA PRIVADA PARA LA AMPLIACIÓN Y MEJORA DE LA CAPACIDAD DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL ÁREA METROPOLITANA DE MONTEVIDEO

PROYECTO ARAZATÍ



ESTUDIO DE FACTIBILIDAD (RD N°195/21)

VOLUMEN N°1:
ESTUDIOS BÁSICOS Y DE CONCEPCIÓN DEL PROYECTO



SAN JOSÉ/MONTEVIDEO – URUGUAY
MARZO 2022

6 ANÁLISIS DE COBERTURA OFERTA-DEMANDA Y DEFINICIÓN DE CAPACIDAD DE NUEVA PLANTA POTABILIZADORA.

6.1 Objetivo y alcance del Capítulo

El objetivo específico de este capítulo es determinar y justificar la capacidad requerida de producción de agua potable para la nueva Planta Potabilizadora, a partir de una fuente externa al río Santa Lucía (el río de la Plata), a los efectos de dar cobertura a la demanda actual y proyectada al 2045 del sistema metropolitano de Montevideo, partiendo de considerar la disponibilidad de oferta garantizada de agua bruta y capacidad de producción y aducción al sistema Montevideo desde el sistema Aguas Corrientes.

En esta instancia, se complementa el estudio sobre este punto específico ya presentado en el capítulo 4 del Informe de Avance No.1, en función de la consideración de los siguientes factores de ajuste:

- Ajuste del volumen útil disponible en Paso Severino a 55 Hm³, de acuerdo a lo indicado por OSE (en el Informe de Avance 1 se habían considerado 67 Hm³ correspondientes al volumen total).
- Garantizar el suministro de un 25% de la demanda máxima a fin de período, así como de las localidades de San José en camino de la aductora de agua tratada.

En el Capítulo 6.2 se realiza un análisis integrado de necesidades conjugadas de oferta externa de agua potable, a los efectos de complementar el déficit hídrico de la fuente río Santa Lucía, teniendo asimismo en cuenta la capacidad límite de oferta de producción y aducción actuales del Sistema Aguas Corrientes.

En efecto, se parte de considerar que la nueva Planta Potabilizadora Arazatí desde el Río de la Plata, va complementar la producción de agua desde la Planta Actual desde Aguas Corrientes, de manera de atender conjuntamente la demanda actual y proyectada en un mediano plazo, cubriendo los riesgos de insuficiencia hídrica de la fuente río Santa Lucía, así como fundamentalmente aquellos riesgos asociados a la vulnerabilidad de ese sistema ante emergencias frente a fallas en aductoras, Planta Potabilizadora, calidad de fuente, etc.

En efecto, este análisis permite justificar una capacidad mínima de producción de agua potable necesaria para la nueva Planta Potabilizadora en el Río de la Plata a los efectos de garantizar la satisfacción de la demanda en forma integrada al Sistema de producción y aducción de Aguas Corrientes para el horizonte proyectado indicado seguidamente.

Esta justificación, no exonera de otras acciones complementarias de mejora tanto a nivel de regulación de fuente en el río Santa Lucía, como en instalaciones de producción de Aguas Corrientes y de aducción al sistema de distribución que contribuyan a minimizar a dotar de seguridad aún mayor al servicio de abastecimiento de agua a Montevideo.

Luego de los intercambios con la contraparte, se plantea por un lado limitar los consumos propios de la Planta de AACC, y en base a ello se presenta en el Capítulo 6.3 una revisión del balance; y por otro, la necesidad de contar con el aporte de la nueva Planta en las condiciones de caudal determinado, con una seguridad operativa suficiente e independiente de las condiciones de salinidad y sin contar con aportes extras desde el sistema de Aguas Corrientes.

De este modo, se presentan en el Capítulo 6.4 un resumen de los resultados, y en el Capítulo 6.5 el balance para determinación del volumen de reserva de agua dulce que garantice tal condición.

6.2 Análisis de suficiencia en capacidad de la fuente y reserva de agua bruta

6.2.1 Balance hídrico oferta/demanda de agua bruta

El análisis de cobertura de la demanda considera la realización de un balance hídrico en Aguas Corrientes, donde se consideran todos los aportes de agua bruta al sistema y las extracciones de agua bruta debidas a la demanda.

Las entradas de agua bruta al sistema son:

- Caudal río Santa Lucía en la toma de Aguas Corrientes
- Flujos derivados desde el Embalse de Paso Severino.

El caudal de agua bruta disponible en Aguas Corrientes es resultado de la suma del caudal escurrido de la propia cuenca del río Santa Lucía más los aportes regulados del embalse de Paso Severino (en caso de ser necesarios). El aporte regulado antes citado se determina de manera tal de permitir satisfacer la demanda de agua bruta en PTAP Aguas Corrientes.

Se incluyeron en los balances realizados la evaporación y la infiltración en el embalse. Para ello, se estimó la curva de área-volumen del embalse de Paso Severino. Para la determinación de la evaporación e infiltración se utilizaron los valores de evaporación Tanque A de la estación INIA Las Brujas y precipitaciones promedio mensuales para Florida⁹.

Se consideran entonces la denominada **Falla tipo 1**: correspondiente a una situación en que no se cubre la demanda de agua bruta en AACC (se agota la reserva de volumen útil).

Con el análisis de serie histórica de aportes fluviales real realizado, se procuran determinar los siguientes resultados:

⁹ Giménez, A., Furest, J., Castaño, J., Ceroni, M. y Aunchaina, R. (2011). *Caracterización agroclimática del Uruguay 1980-2009*. Montevideo, Uruguay: Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA)

- Número de días con falla tipo 1.
- Reserva mínima en el embalse.

6.2.2 Hipótesis asumidas

Para la simulación de funcionamiento del sistema, se tuvieron en cuenta las siguientes hipótesis de trabajo:

- No se incluyeron aportes producto del re-bombeo existente actualmente desde aguas abajo de la presa de toma en PTAP AACC.
- No se asumen recuperaciones de agua producto del tratamiento de los lodos en PTAP AACC.
- Se utiliza la demanda proyectada al año 2045 como la demanda de agua bruta en PTAP AACC.
- No se considera un caudal remanente en el cauce aguas debajo de PTAP AACC (caudal ambiental o ecológico).
- No se consideran aportes del embalse de Canelón Grande.
- Se considera un volumen de agua no útil en el embalse de Paso Severino de 12 Hm³ (equivale a Volumen útil 55 Hm³).
- Se consideran pérdidas por infiltración.
- Se considera la evaporación en el embalse.

La Comisión de Seguimiento solicitó se considerase a los efectos del Estudio de Factibilidad, un volumen máximo de consumos propios en AACC de 50.000 m³/d, a los efectos de contar con un escenario seguro de operación para las actuales condiciones de la Planta AACC. En base a ello se realiza una nueva evaluación del balance en el capítulo siguiente.

6.3 **Revisión del balance, con volumen de consumos propios fijos en las plantas potabilizadoras**

6.3.1 Demanda proyectada de agua potable

Para el estudio de demanda del sistema, se utiliza la demanda proyectada al año 2045, considerando su estacionalidad. Se presenta en la siguiente tabla el consumo medio diario para cada mes.

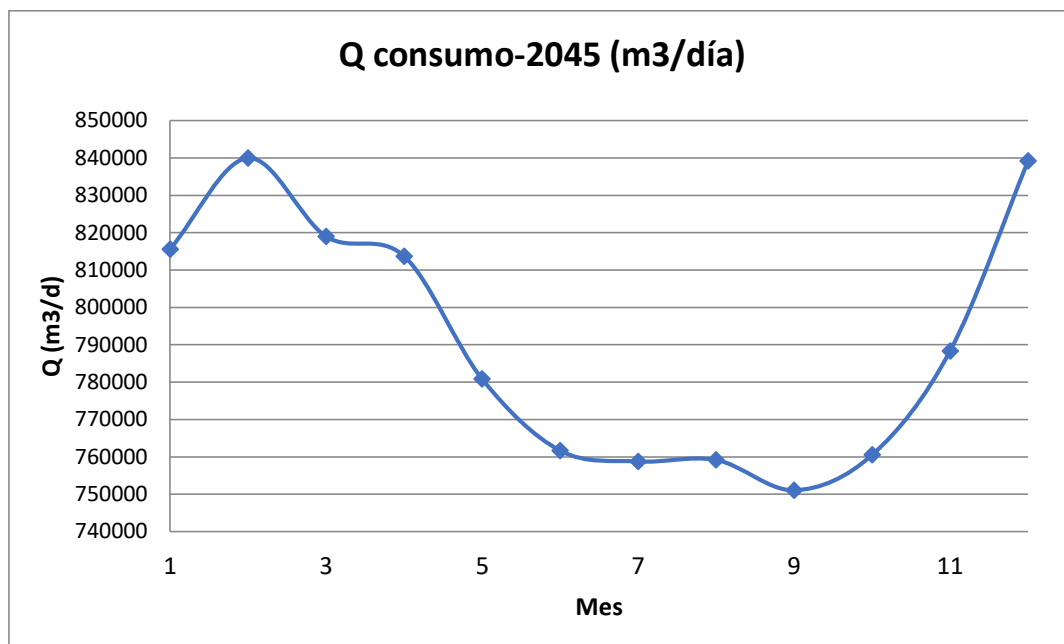


Figura 6-1: Estacionalidad de demanda de consumo al año 2045.

Tabla 6-1: Caudal de consumo diario de agua tratada para cada mes al año 2045.

Mes	Q consumo-2045 (m³/día)
Enero	815.606
Febrero	840.000
Marzo	818.979
Abril	813.662
Mayo	780.829
Junio	761.657
Julio	758.743
Agosto	759.149
Setiembre	751.067
Octubre	760.537
Noviembre	788.301
Diciembre	839.184

A los efectos de este estudio de suficiencia de volúmenes, se trabaja con la demanda de agua bruta. Para convertir la demanda de agua tratada en agua bruta, se agrega el consumo de plantas. Dichos valores se consideran de 50.000 m³/d para AACC y 13.740 m³/d para la PTAP RDLP (proporcional a la capacidad de producción). En la siguiente tabla se presentan los consumos de agua bruta para cada mes al año 2045.

Tabla 6-2: Caudal de consumo diario de agua bruta para cada mes al año 2045.

Mes	Q consumo-2045 (m ³ /día)
Enero	879.606
Febrero	904.000
Marzo	882.979
Abril	877.662
Mayo	844.829
Junio	825.657
Julio	822.743
Agosto	823.149
Setiembre	815.067
Octubre	824.537
Noviembre	852.301
Diciembre	903.184

Interesa estudiar la evolución temporal de la demanda desde la actualidad hasta el año de horizonte del proyecto. Se construye una curva de aumento de demanda a partir de los datos de agua tratada proyectados al año 2045 y al año 2035.

Tabla 6-3: Caudal de consumo máximo de agua tratada para años 2035 y 2045.

Año	Q consumo máx. (m ³ /día)
2035	780.000
2045	840.000

Se asume una evolución lineal de la demanda.

6.3.2 Estudio de análisis de demanda en distintos escenarios

Se realizaron los siguientes análisis de demanda:

1. Análisis de satisfacción de demanda al 2045 con PTAP RDLP trabajando con un caudal fijo. En este caso el sistema está formado por:
 - Planta Tratamiento de Agua Potable de Aguas Corrientes.
 - Embalse de Paso Severino (embalse regulador).
 - Planta de Tratamiento de Agua Potable en el Río de la Plata (PTAP RDLP) – caudal fijo.
2. Fecha más tardía que hasta la cual se puede asegurar el abastecimiento al Sistema Metropolitano, sin aumento de reservas de agua bruta en la Cuenca del Santa Lucia. El sistema está formado por:

- Planta Tratamiento de Agua Potable de Aguas Corrientes.
- Embalse de Paso Severino (embalse regulador).
- Planta de Tratamiento de Agua Potable en el Río de la Plata (PTAP RDLP) – caudal fijo.

En estos análisis se busca determinar:

- Garantía de suministro de agua bruta para la demanda futura.
- Satisfacción de la demanda de agua al 100% de las necesidades aún en el supuesto de disfunción grave del sistema actual de abastecimiento por un período mínimo de días en cualquier circunstancia y época del año.

6.3.3 Resultados

Se realiza un primer análisis para la demanda al año 2045. El sistema considerado consiste en la planta de tratamiento de AACC, el embalse de Paso Severino y la PTAP RDLP operando en un caudal constante de 229.000 m³/d de agua tratada.

Luego se estudia la fecha más tardía para la cual dicho sistema tiene fallas tipo 1 nulas, teniendo en cuenta la evolución lineal de la demanda.

6.3.3.1 Análisis de demanda al 2045 con PTAP RDLP trabajando a 229.000 m³/d constante de agua tratada.

Los datos de entrada al sistema son la demanda al año 2045 y el aporte de agua tratada en la planta de tratamiento en el Río de la Plata, con un caudal fijo de 229.000 m³/d al Sistema Metropolitano directamente.

Se consideran consumos de 13.740 m³/d en la PTAP RDLP y de 50.000 m³/d en la planta de AACC.

En la siguiente tabla se presentan los valores de entrada resumidos al modelo:

Tabla 6-4: Datos de entrada – Análisis de demanda.

Datos de entrada	
Años datos	58
Demanda agua bruta Sistema Metropolitano (m³/d)	904.000
Aporte PTAP RDLP agua tratada (m³/d)	229.000
Aporte PTAP RDLP agua bruta (m³/d)	242.740
Consumos en PTAP AACC (m³/d)	50.000
Consumos en PTAP RDLP (m³/d)	13.740
Aporte rebombeo (m³/d)	0
Volumen máx. embalse PS (hm³)	67

Los resultados se presentan resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 6-5: Resultados Análisis de demanda.

Falla tipo 1 – no se cumple demanda	
N.º fallas (días)	49
% Falla	0,2%
Años falla tipo 1	2
Volumen mín. embalse PS (hm³)	12,04

Bajo este escenario de análisis, con la capacidad indicada para la nueva Planta RDLP y la demanda al 2045, existe un riesgo de falla de insuficiencia de reserva, con una periodicidad de 2 eventos cada 58 años, con duración media de aprox. 25 días por evento.

6.3.3.2 Análisis de fecha más tardía para la cual el sistema tiene fallas tipo 1 nulas.

Se busca evaluar cuál es el año a partir del cual no se satisface la demanda, es decir se tienen fallas tipo 1.

En la siguiente tabla se presentan años con sus respectivas demandas y fallas tipo 1 hasta llegar a la fecha más tardía sin fallas tipo 1.

Tabla 6-6: Demanda de agua tratada y número de fallas tipo 1 por año.

Año	Q demanda AT (m³/d)	N.º fallas tipo 1 (días)
2045	840,000	49
2039	804,000	16
2037	792,000	4
2036	786,000	0

El año 2036 es la fecha más tardía para la cual el sistema tiene fallas tipo 1 nulas. Para dicho año se presentan los datos de entrada y el análisis de falla del sistema.

Tabla 6-7: Datos de entrada – Análisis de demanda.

Datos de entrada	
Años datos	58
Demanda agua bruta Sistema Metropolitano (m³/d)	850.000
Aporte PTAP RDLP agua tratada (m³/d)	229.000
Aporte PTAP RDLP agua bruta (m³/d)	242.740
Consumos en PTAP AACC (m³/d)	50.000
Consumos en PTAP RDLP (m³/d)	13.740
Aporte rebombeo (m³/d)	0
Volumen máx. embalse PS (hm³)	67

Tabla 6-8: Resultados Análisis de demanda.

Falla tipo 1 – no se cumple demanda	
N.º fallas (días)	0
% Falla	0,0%
Años falla tipo 1	0
Volumen mín. embalse PS (hm³)	12,66

6.4 Resumen de resultados

Si se proyecta la demanda al horizonte 2045 (904.000 m³/d de agua bruta) para el sistema compuesto por la planta de AACC, el embalse de Paso Severino y la PTAP RDLP, los días de no satisfacción de la demanda resultan 49, distribuidos en 2 años.

En esta configuración, el sistema logra satisfacer la demanda proyectada hasta el año 2036, con una demanda de agua bruta total de 850.000 m³/d, presentando fallas tipo 1 a partir del año 2037 y con niveles de consumos en PTAP AACC de 50.000 m³/d. Sin embargo, como la planta potabilizadora de AACC seguirá siendo la columna vertebral del Sistema Metropolitano, será necesaria (por razones de seguridad) contar con una reserva adicional de agua bruta antes del año 2036 (proyecto presa y embalse arroyo Casupá).

Esta condición hace necesaria una complementación de regulación de fuente en el río Santa Lucía (embalse regulador adicional).

6.5 Determinación de la reserva de agua dulce en Arazatí

6.5.1 Introducción

En este capítulo se realiza una modelación hidráulica para dimensionar el volumen de reserva de agua bruta necesario para asegurar condiciones de operación continua de la nueva PTAP Río de la Plata, ante la eventual ocurrencia de eventos de salinidad no admisible en la zona de captación en el Arazatí, Río de la Plata.

Como hipótesis principal, se consideró que la PTAP RDLP, eroga en todo momento un caudal constante de 229.000 m³/d de agua tratada.

Para evaluar la contingencia de agua con alta salinidad, se cuenta con una serie de 28 años de datos de salinidad en el punto de toma de agua bruta ubicado en el Río de la Plata, donde se establece para cada día si el agua bruta es apta o no para alimentar la PTAP RDLP, en base al estudio presentado en el Capítulo 5.

Se destaca en particular que esa simulación de 28 años, incluye el episodio de salinidad extremo simulado para 2015, cuyo tiempo de recurrencia estimado es de 84 años.

Posteriormente se realizó una nueva implementación y calibración del modelo, en base a los resultados de las campañas de medición del sensor continuo fondeado durante 2021. De esta forma se puede razonablemente afirmar que el dimensionado de esta reserva de agua dulce, permite manejar eventos extremos de salinidad con tiempo de retorno entre 50 y 84 años.

Para los días que el agua en la toma del Río de la Plata no es apta en función de su tenor de salinidad, se prevé que el agua bruta de la PTAP RDLP provenga de la reserva que se busca dimensionar.

Por otra parte, para los días en que el agua en la toma del Río de la Plata es apta, se prevé que la PTAP RDLP utilice el agua del Río de la Plata con dos fines:

- a) como agua bruta para el tratamiento.
- b) para recargar de la reserva de agua dulce, con un caudal diario de hasta 68,700 m³/día (equivalente al 30% de la capacidad nominal de la nueva PTAP RDLP).

Para el dimensionado de la reserva de agua dulce, se procedió a una simulación corrida de operación integral de sistema de 58 años, función de la duración de la serie de datos diarios de caudal disponibles para el río Santa Lucía. A los efectos de considerar los períodos con salinidad, se ingresó la serie de 28 años de datos diarios modelada dos veces y se agregaron los datos necesarios de una tercera serie hasta cubrir todos los días del período aludido de 58 años.

La serie histórica diaria de salinidad considerada para los cálculos surge de los estudios de modelación de la salinidad expuestos en el Capítulo 5.

6.5.2 Cálculos realizados

6.5.2.1 *Necesidad de agua bruta para la PTAP DRLP*

El aporte de la PTAP RDLP al sistema metropolitano de agua potable se supuso constante e igual a 229.000 m³/d de agua tratada independiente de la salinidad.

6.5.2.2 Escenario crítico de cálculo

Analizando la serie de datos, resulta que existe un pico muy pronunciado de alta salinidad de duración importante (54 días) correspondiente al resultado de la simulación de salinidad con las condiciones del año 2015 (Tiempo de Retorno estimado TR=84 años).

Considerando esta situación, se realizó un cálculo primario de la reserva de agua bruta necesario para cubrir este evento y luego se verificó este volumen para la serie completa de 58 años.

Respecto a la condición inicial del embalse, se consideró que el mismo está completo al momento de iniciar las operaciones de la PTAP RDLP.

El mencionado evento crítico de 54 días de la serie de datos tiene las siguientes características:

- Los primeros 7 días el agua del río de la Plata presenta alta salinidad.
- Lo siguen 3 días con agua con salinidad apta para ser tratada.
- Luego se da un día con alta salinidad (No apta).
- Siguen 6 con agua con salinidad apta para tratar.
- A continuación, ocurre una racha de 37 días consecutivos con alta salinidad en el Río de la Plata (agua bruta no apta).
- El evento finaliza con más de 300 días sin eventos de salinidad.

Para calcular el volumen útil de reserva se realiza un balance de masa en el volumen de reserva. El caudal de salida es el captado por la PTAP RDLP y el caudal de entrada es el de recarga (en los días sin salinidad).

Se presentan a continuación los caudales correspondientes al balance de masa:

Tabla 6-9: Caudales correspondientes al balance de masa.

Q PTAP RDLP en agua tratada (m ³ /d)	Q PTAP RDLP en agua bruta (m ³ /d)	Q recarga (m ³ /d)
229.000	229.000	68.700

El volumen útil de reserva necesario se puede calcular a partir del caudal de recarga, teniendo en cuenta los días con salinidad para el escenario crítico (37 de racha y 8 previos, siendo 45 en total) y el tiempo de recarga entre días de salinidad (3 días y luego 6 días).

Para calcular el valor del volumen de reserva, se realiza una iteración para el período de 54 días, restando el valor de agua bruta tomado por la PTAP RDLP para los días con salinidad y sumando el caudal de recarga en los días sin salinidad.

En la siguiente gráfica se puede observar la evolución del volumen de la reserva para los días de duración del evento de salinidad más exigente asumiendo que el mismo se encuentra lleno al inicio de este evento:

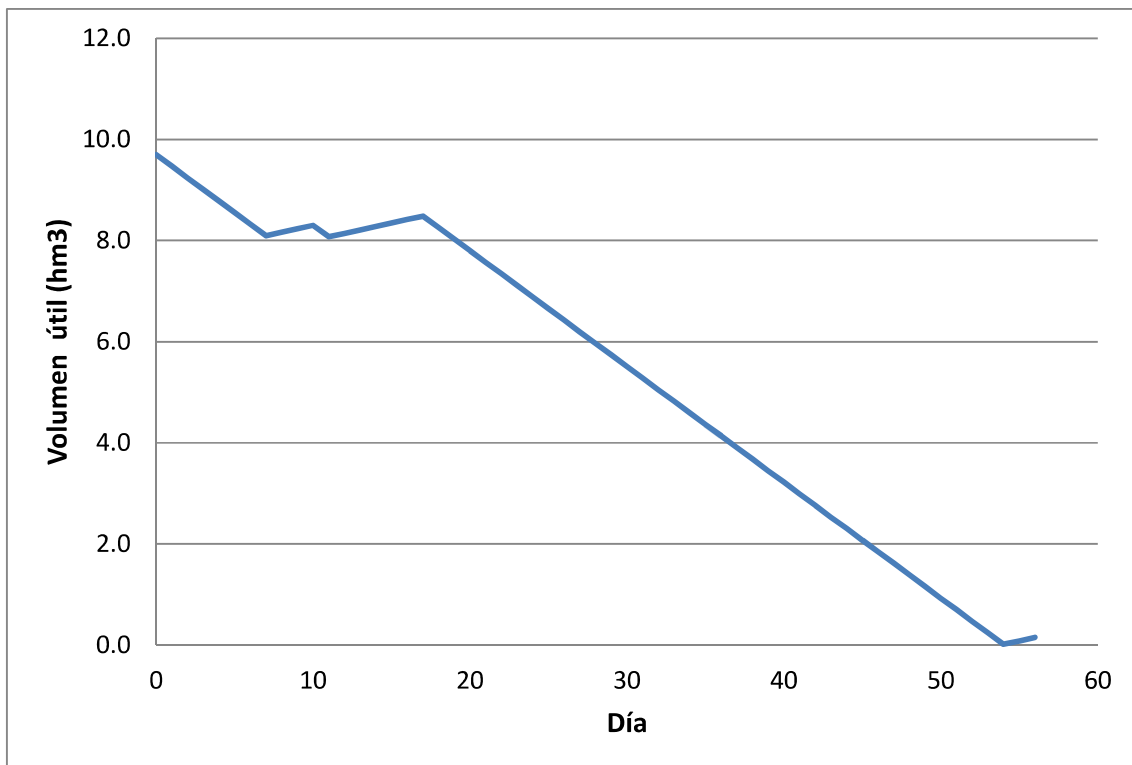


Figura 6-2: Evolución del volumen de reserva de agua dulce.

En las condiciones mencionadas, resulta entonces que el volumen útil de la reserva de agua bruta debe ser al menos de 9,7 hm³.

Como datos secundarios, se calculó la cantidad de días necesarios para recargar dicho volumen luego de llegar al volumen mínimo del embalse.

Como el evento de diseño tiene un período largo (mayor a 300 días) posterior a la racha de 37 días de alta salinidad, el reservorio se estaría llenando de manera constante día a día, estimando que serán necesarios 150 días para completar el mismo. Por lo tanto, el embalse terminaría lleno al terminarse el evento de diseño.

Se muestra a continuación un gráfico correspondiente a la evolución del volumen del reservorio de agua bruta en dicho evento:

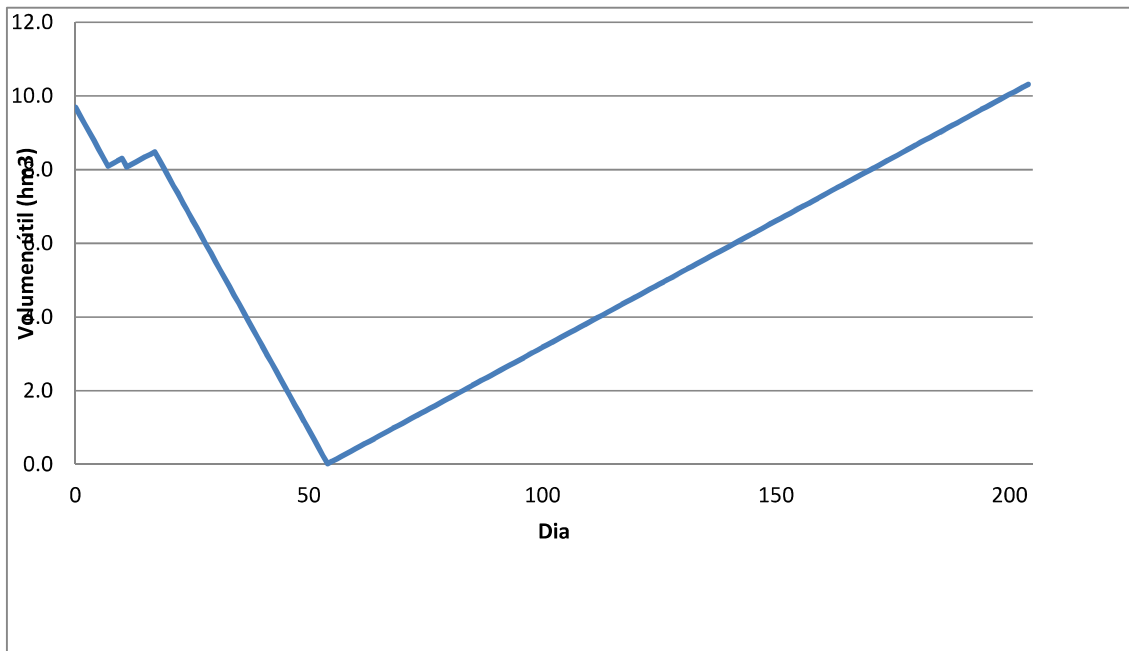


Figura 6-3: Evolución de volumen de reserva de agua dulce hasta llenado.

6.5.2.3 Evolución del volumen de reserva de agua bruta en los 28 años correspondiente a la serie de salinidad

El gráfico siguiente muestra la evolución en los 28 años de la serie del volumen de agua en el reservorio, asumiendo que el mismo se encuentra lleno en el inicio de la operación:

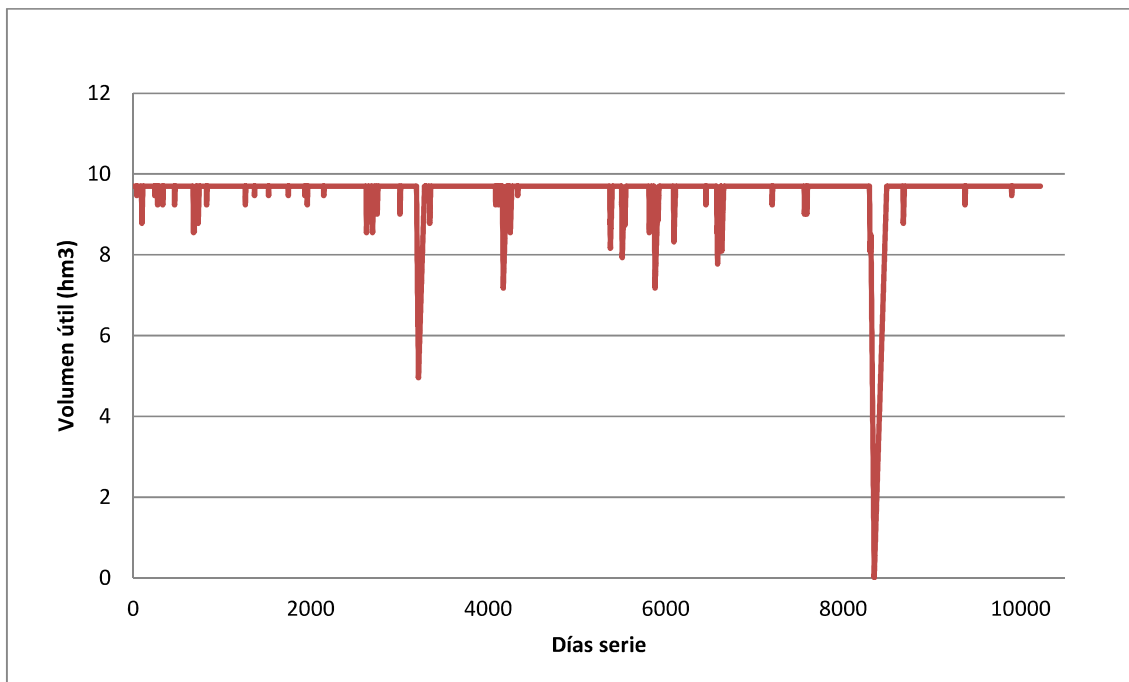


Figura 6-4: Evolución del volumen de reserva de agua dulce en la serie de 28 años.

Se observa que el evento de diseño es la racha de salinidad utilizada y que el volumen útil es siempre positivo a lo largo de los 28 años de datos simulados.

6.6 Conclusiones

En este informe se estimó el volumen útil requerido para una reserva de agua bruta del Río de la Plata, para funcionar como volumen de reserva de agua dulce como contingencia a eventos de alta salinidad en la toma de agua ubicada en el Río de la Plata.

En las condiciones mencionadas en este informe, dicho volumen útil necesario para dicha reserva se estimó en 9,7 hm³.

El caudal de recarga del reservorio utilizado en este cálculo, para los días donde el agua en la toma resulta apta para ser usada como agua bruta de la PTAP RDLP, fue de 68,700 m³/d.

Con estas condiciones y asumiendo que el embalse se encuentra completo al iniciar la operación de la PTAP, se verificó que este volumen útil es suficiente para cubrir las contingencias de los 28 años de simulación de eventos.

Por otra parte, visto el análisis de frecuencia de tales eventos de salinidad realizado en el Capítulo 5, y con especial atención a la valoración del episodio extremo observado en el año 2015, puede afirmarse que las condiciones de diseño de la reserva contemplan el manejo de eventos de salinidad con tiempo de recurrencia de hasta 84 años, valor compatible con condiciones de altísima seguridad operacional.

7 RESÚMEN DE ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

7.1 Antecedentes y Justificación

En el Informe de Avance N°1 se presentaron distintas Alternativas en base a configuraciones de localización de captación y obra de toma, planta potabilizadora e implementación o no de reposición en la reserva de agua dulce. En base al análisis realizado en el informe se recomendó la selección de la Alternativa N°1 la que localiza la obra de toma en la zona de Arazatí, para una producción de 229.000 m³/d y con reposición a la reserva de agua dulce.

Si bien algunos aspectos de la solución cambiaron con posterioridad a este análisis, se presenta a continuación el descriptivo de las alternativas consideradas, la estimación de costos y un descriptivo algo más detallado de la alternativa seleccionada, a los efectos de ilustrar los principales factores que intervinieron en la selección.

Para referirse a la descripción de la solución final, dirigirse al Volumen N°2 del Estudio de Factibilidad.

7.2 Descripción resumida de alternativas

7.2.1 Alternativa N°1

La alternativa N°1 descripta a continuación mantiene la ubicación de la captación en el Río de la Plata (RDLP) en la zona de Arazatí. A diferencia de la alternativa presentada en el informe de Avance N°1 (en adelante Alternativa N°0), se considera una capacidad de captación un 20% superior a la capacidad de producción de la planta potabilizadora, de forma de permitir la reposición parcial de agua del embalse de emergencia a partir del RDLP.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los principales componentes de esta alternativa.

Alternativa	Opción	Ítem	Descripción capacidad 229.000 m3/d - Arazatí
Captación en Arazatí	1 Q Planta Potabilizadora 229.000m3/d	1.1 Obra de toma RDLP	Tubería de captación en RDLP: 2xDN1600 (DI:1478mm). PEAD PE100 SDR 26
			Longitud: 1,7km. Alcanzar profundidades en el RDLP: -3,0 a -3,5mWh.
			Captación con filtros tipo Jhonson. Total 12 unidades, Dfiltro=32", Lútil=2.7m, Q/filtro=954m3/h.
		1.2 Pozo de bombeo	Tubería de impulsión a Potabilizadora FD clase K7 en 1600mm y L=8km.
			Capacidad del sistema de bombeo: 11450m3/h@40mca. Son 4 equipos de bombeo de tipo sumergibles (sistema 3+1). Punitaria: 560kW. Bombeo agua bruta.
			Capacidad del sistema de bombeo: 1910m3/h@20mca. Son 3 equipos de bombeo de tipo centrífugos de eje horizontal (sistema 2+1). Punitaria: 75 kW. Reposición presa.
		1.3 Reserva de agua emergencial	Presa sobre A° Sauce.
			Punto de cierre: 511723, 6176065 WGS 84 UTM 21S
			Volumen de reserva: 5,5 Hm3.
			Volumen de terraplén: 200.000m3.
		1.4 Conducción de agua reserva a pp	Conducción por gravedad forzada hasta Potabilizadora
			Tubería de impulsión FD clase K7 en 1600mm y L=3,2km.

Tabla 7-1: Principales componentes de Alternativa N°1

7.2.2 Alternativa N°2

Se trata de una solución similar a la Alternativa N°1, con la salvedad de considerar la obra de captación en la zona de Cufre. Esta solución implica ampliar la capacidad del sistema de bombeo hacia la planta potabilizadora, debido a la necesidad de conducción de agua bruta por una extensión aproximada a los 32 km; 24 km adicionales a lo considerado en las alternativas de obra de captación en Arazatí.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los principales componentes de esta alternativa.

Alternativa	Opción	Ítem	Descripción capacidad 229.000 m3/d -Cufré
Captación en Cufré	1 Q Planta Potabilizadora 229.000m3/d	1.1 Obra de toma RDLP	Tubería de captación en RDLP: 2xDN1600 (DI:1478mm). PEAD PE100 SDR 26
			Longitud: 4.0km. Alcanzar profundidades en el RDLP: -3,0 a -3,5mWh.
			Captación con filtros tipo Jhonson. Total 12 unidades, Dfiltro=32", Lútil=2.7m, Q/filtro=954m3/h.
		1.2 Pozo de bombeo	Tubería de impulsión a Potabilizadora FD clase K7 en 1800mm y L=32km.
			Capacidad del sistema de bombeo: 11450m3/h@51,5mca. Son 5 equipos de bombeo de tipo sumergibles (sistema 4+1). Punitaria: 580kW. Bombeo agua bruta.
			Capacidad del sistema de bombeo: 1910m3/h@20mca. Son 3 equipos de bombeo de tipo centrífugos de eje horizontal (sistema 2+1). Punitaria: 135 kW. Reposición presa.
		1.3 Reserva de agua emergencial	Presa sobre A° Sauce.
			Punto de cierre: 511723,6176065 WGS 84 UTM 21S
			Volumen de reserva: 5.5 Hm3.
		1.4 Conducción de agua reserva a PP	Conducción por gravedad forzada hasta Potabilizadora
Tubería de impulsión FD clase K7 en 1600mm y L=3,2km.			

Tabla 7-2: Principales componentes de Alternativa N°2 toma en Cufré y caudal de producción de 229.000m3/d

7.2.3 Alternativa N°3

Se trata de una solución idéntica a la Alternativa N°1, con la salvedad de una capacidad de producción de 267.000m³/d.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los principales componentes de esta alternativa.

Alternativa	Opción	Ítem	Descripción capacidad 267.000 m ³ /d - Arazatí
Captación en Arazatí	1 Q Planta Potabilizadora 267.000m ³ /d	1.1 Obra de toma RDLP	Tubería de captación en RDLP: 2xDN1600 (DI:1478mm). PEAD PE100 SDR 26
			Longitud: 1.7km. Alcanzar profundidades en el RDLP: -3,0 a -3,5mWh.
			Captación con filtros tipo Jhonson. Total 14 unidades, Dfiltro=32", Lútil=2.7m, Q/filtro=954m ³ /h.
		1.2 Pozo de bombeo	Tubería de impulsión a Potabilizadora FD clase K7 en 1800mm y L=8km.
			Capacidad del sistema de bombeo: 13350m ³ /h@40mca. Son 4 equipos de bombeo de tipo sumergibles (sistema 3+1). Punitaria: 580kW. Bombeo agua bruta.
			Capacidad del sistema de bombeo: 2260m ³ /h@20mca. Son 3 equipos de bombeo de tipo centrífugos de eje horizontal (sistema 2+1). Punitaria: 75 kW. Reposición presa.
		1.3 Reserva de agua emergencial	Presa sobre A° Sauce.
			Punto de cierre: 511723, 6176065 WGS 84 UTM 21S
			Volumen de terraplén: 220.000m ³ .
		1.4 Conducción de agua reserva a PP	Conducción por gravedad forzada hasta Potabilizadora
			Tubería de impulsión FD clase K7 en 1800mm y L=3,2km.

Tabla 7-3: Principales componentes de variante toma en Arazatí y caudal de producción de 267.000m³/d

7.3 Estimación de Costos de las Alternativas Consideradas

En el antecedente indicado, se han estimado los costos asociados a cada alternativa, las que se describen en forma resumida para cada alternativa según el siguiente alcance para cada alternativa:

Alternativa	Descripción
0	Obra de toma en Arazatí, producción de 229.000 m ³ /d, embalse sin reposición
1	Obra de toma en Arazatí, producción de 229.000 m ³ /d, embalse con reposición
2	Obra de toma en Cufre, producción de 229.000 m ³ /d, embalse con reposición
3	Obra de toma en Arazatí, producción de 267.000 m ³ /d, embalse con reposición

Tabla 7-4: Descripción de alternativas para estimación de costos

Los costos son los resultantes de precios de referencia de obras similares y analizadas por las empresas constructoras del Consorcio, en función de los rubrados indicados para cada alternativa y presentados en los capítulos correspondientes.

Los costos presentados incluyen Leyes Sociales y no lo están los costos de IVA, de introducción de equipamientos importados y las expropiaciones.

	ALTERNATIVAS ESTUDIO DE FACTIBILIDAD			
	0	1	2	3
I) DESCRIPCIÓN:				
Detalle	Captación en Arazatí 2xD1600x1,7 km; EBAB; aductora AB1 D1600*8km; presa 250.000 m3 y reserva 10,5Hm3; aductora AB2 D1600*3,2km;PTAP; aductora D1500*76,2km	Captación en Arazatí 2xD1600x1,7 km; EBAB+20%; aductora AB1 D1600*8km; presa 200.000 m3 y reserva 5Hm3; aductora AB2 D1600*3,2km;PTAP; aductora D1500*72,8km	Captación en Boca de Cufre 2xD1600x4,0 km; EBAB+20%; aductora AB1 D1600*32km; presa 200.000 m3 y reserva 5Hm3; aductora AB2 D1600*3,2km;PTAP; aductora D1500*72,8km	Captación en Arazatí 2xD1600x1,7 km; EBAB+20%; aductora AB1 D1800*8km; presa 220.000 m3 y reserva 5Hm3; aductora AB2 D1800*3,2km;PTAP; aductora D1600*72,8km
Embalse reserva emergencial (volumen presa)	SI (250.000 m3)	SI (200.000 m3)	SI (200.000 m3)	SI (220.000 m3)
Recarga forzada embalse desde RDLP	NO	SI	SI	SI
Lugar de captación (long. captación subacuática)	Arazatí (1,7 km)	Arazatí (1,7 km)	Boca del Cufre (4 km)	Arazatí (1,7 km)
Capacidad producción (m3/d)	229.000	229.000	229.000	267.000
II) COSTOS ALTERNATIVAS:				
II.1) Instalaciones captación, reserva y EBAB:				
- Captación subacuática	17.497.143	17.497.143	33.994.286	17.497.143
- Reserva emergencial agua s/salinidad	9.598.095	7.199.048	7.199.048	7.799.048
- EBAB y aductora agua bruta	10.419.048	25.396.190	75.887.619	29.295.238
Subtotal Captación, reserva y EBAB	37.514.286	50.092.381	117.080.952	54.591.429

	ALTERNATIVAS ESTUDIO DE FACTIBILIDAD			
	0	1	2	3
II.2) Instalaciones producción, EBAT y aductora:				
- PTAP	48.892.381	48.892.381	48.892.381	58.190.476
- EBAT y aductora (*)	127.879.048	117.080.952	117.080.952	124.979.048
Subtotal PTAP, EBAT y aductora	176.771.429	165.973.333	165.973.333	183.169.524
Otros costos (estudios, proyecto ejecutivo, asesorías, etc.)	10.714.286	10.803.286	14.152.714	11.888.048
Costo Total de Inversión (s/IVA y con leyes Sociales)	225.000.000	226.869.000	297.207.000	249.649.000

7.4 Descripción General de la Alternativa N°1 Seleccionada

La alternativa N°1 descrita a continuación mantiene la ubicación de la captación en el Río de la Plata (RDLP) en la zona de Arazatí. A diferencia de la alternativa presentada en el informe antecedente (en adelante Alternativa N°0), se considera una capacidad de captación un 75% superior a la capacidad de producción de la planta potabilizadora, de forma de permitir la reposición parcial de agua del polder a partir del RDLP.

Esta solución presenta las siguientes ventajas operativas:

- Independencia de reposición del embalse exclusivamente por escurrimientos superficiales;
- Menor requerimiento de volumen de almacenamiento, y en consecuencia una presa de menor porte con menores necesidades de expropiaciones;
- Ubicación de la presa exclusivamente sobre la formación Libertad. Como se verá adelante, al acercarnos por el arroyo Sauce hacia el RDLP se identifica en la carta geológica la formación Raigón, que por sus características podría significar pérdidas de volumen por infiltración considerables;
- Reponer agua desde el RDLP permitirá gestionar de forma eficiente la calidad de agua del polder ya que para los volúmenes considerados, permite la renovación del volumen de reserva en tiempos inferiores a los 6 meses.

De forma de maximizar la eficiencia energética de la solución, se considera la localización de la planta potabilizadora más cerca del nuevo embalse, a una cota estimada de +18msnm. Esto permitirá a la vez, minimizar en relación a la alternativa original, en aproximadamente 10 mca la carga de bombeo hacia el sistema metropolitano. Asimismo, permite el ingreso de agua bruta a la nueva planta por gravedad desde la presa y obviamente por bombeo desde la obra de toma en Río de la Plata.

En las siguientes figuras se presentan un esquema y un perfil altimétrico de la solución planteada.



Figura 7-1: Esquema general alternativa.

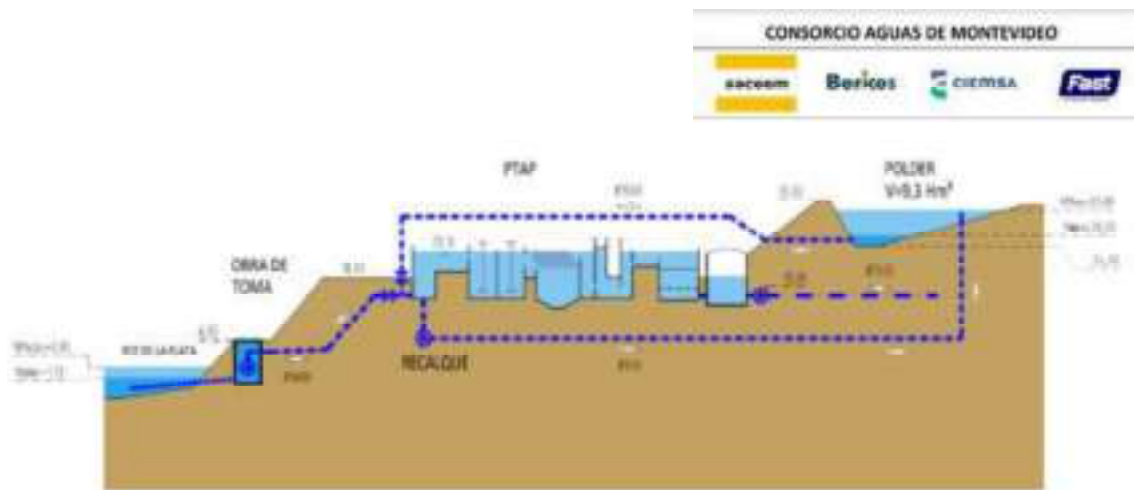


Figura 7-2: Perfil altimétrico de la solución (cotas referidas al cero oficial).

Como demandas de diseño se han considerado caudales diarios de producción de la nueva PTAP RDLP del orden de los 229.000m³ (2,65 m³/s), compatibles con el análisis de déficit de producción de agua resultante de los balances oferta-demanda presentados en el informe antecedente y la revisión presentada en capítulo 2 del presente Informe Complementario.

Como configuración de capacidades se considera:

- Producción en planta potabilizadora: 229.000 m³/d.
- Capacidad de obra de toma en RDLP: 400.000 m³/d, correspondiente a un adicional de 75% en la capacidad de producción de la planta potabilizadora.

8 ANÁLISIS PRELIMINAR PARA CONCEPCIÓN DE TRATAMIENTO EN NUEVA PLANTA POTABILIZADORA EN EL RÍO DE LA PLATA

8.1 Análisis y selección del proceso de tratamiento

8.1.1 Introducción

En el presente capítulo se exponen y analizan conceptos relevantes asociados tanto al análisis de la calidad del agua natural bruta presente en la fuente, como así también de las características a ser exigibles para el agua tratada.

Alineados con esos conceptos relevantes, se presentan criterios y recomendaciones para la selección de la tecnología de tratamiento más apropiada, función tanto de las características naturales del agua bruto como del producto agua potable a ser producido.

Para un análisis más específico en relación al Proyecto en estudio, se han tenido especialmente en cuenta los estudios de caracterización de agua bruta de la fuente Río de la Plata en la zona de Proyecto, ya expuestos en Capítulo 4 y Anexo 11.2, lo que permite orientar mejor este análisis conceptual inicial y la propuesta conceptual de tratamiento.

8.1.2 Normas de Calidad

A los efectos de asegurar niveles objetivos de calidad de agua, los Organismos Públicos responsables en cada país de la Higiene y Salud Pública (extensible a calidad de medio ambiente, etc.), disponen Normas de calidad y métodos de control. Existen asimismo organizaciones supranacionales, caso de la Organización Mundial de la Salud, que han dictado normas de calidad, asumidas por muchos países.

En Uruguay, se cuenta con la siguiente normativa relativa a la calidad del agua potable:

- **Norma Interna de Calidad de Agua Potable de OSE (en vigencia desde 21 de Noviembre de 2012).**
- **Norma UNIT 833:2008 (impresión corregida a 2010).**
- **Decreto 375/011 del Ministerio de Salud Pública (modificación del Reglamento Bromatológico Nacional establecido en Decreto 315/94).**

Debe considerarse además el carácter dinámico de las normas, en el entendido que la evolución del conocimiento en dolencias de origen hídrico y el avance tecnológico en el campo del tratamiento del agua, permiten alcanzar mejores niveles de calidad de agua para consumo, con mayores niveles de seguridad sanitaria a costos de eficiencia.

En los capítulos siguientes se analizan aspectos fundamentales a contemplar para el cumplimiento integral de algunos parámetros de calidad exigibles.

8.1.3 Calidad de Agua en el área de Proyecto.

A fin de permitir un análisis más específico al caso del presente Proyecto, a continuación se presenta un análisis estadístico de valores determinados para los principales parámetros de calidad de agua bruta del Río de la Plata, correspondientes a la serie disponible de información proporcionada por OSE de análisis realizados a partir de muestras tomadas en la zona de Arazatí en el período Mayo 2003 – Abril 2005:

Parámetro	Mínimo	Máximo	Mediana	Percentil 95%
Color verdadero (U Pt-Co)	8,1	280,0	63	149,9
Conductividad (uS/cm)	25	6366	215	1266
pH	7,0	8,6	7,7	8,1
Turbiedad (NTU)	16,0	242,0	39,0	123,2
Alcalinidad Total (mgCaCO ₃ /L)	30,0	164,0	54,0	118,0
Fitoplancton + Zooplancton (cel/mL)	0	3996	11	688
Cloruros (mgCl ⁻ /L)	3,4	1829,0	21,0	316,0

Tabla 8-1: Parámetros de interés monitoreados por OSE en Arazatí (Fuente: OSE).

Estos rangos de valores expuesto son consistentes con los resultantes del análisis general de calidad de agua en el Río de la Plata, expuesto en el Capítulo 7.

Como información relevante sobre calidad de agua bruta en función de su condicionamiento para la selección de las tecnologías de tratamiento más apropiadas, se destacan los siguientes rangos de valores para los parámetros turbiedad y conteo de fitoplankton:

- Se observan valores de mediana de turbiedad relativamente bajos, en el entorno de 40 NTU, con episodios eventuales de mayor turbiedad con máximos que pueden alcanzar los 300 NTU.
- Ocurrencia de episodios de floraciones algales con valores máximos registrados en la zona de captación de 4.000 cel/mL, no obstante se registran episodios extraordinarios distribuidos en zona costera oeste del Río de la Plata con conteos de más de 100.000 cel/mL.

8.1.4 Fuentes de agua eutrofizadas, materia orgánica natural y su remoción

Las aguas superficiales, registran generalmente a nivel mundial, signos de eutrofización creciente, habida cuenta del aporte de nutrientes de origen natural o agrícola y al resultado de la actividad humana en las cuencas de alimentación.

La eutrofización de los cuerpos de agua se manifiesta a través de un crecimiento excesivo del fitoplancton, que perjudica el tratamiento de potabilización.

A título de rápida enumeración de efectos, corresponde citar:

- Aumento de la demanda de cloro por presencia de amonio (NH_4^+), pudiendo causar la formación de nitritos en la red de distribución.
- Ocurrencia de episodios de sabor y olor desagradables, aún en presencia de concentraciones muy bajas de sustancias algogénicas y luego difíciles de remover en procesos convencionales.
- Colmatación de filtros por algas remanentes de procesos de clarificación anteriores, hecho que origina un mayor consumo de agua de lavado.
- Aumento del color orgánico por la formación de compuestos húmicos provenientes de la descomposición de organismos. Estos compuestos, como se señalará más adelante, son precursores de la formación de trihalometanos (THMs), resultantes de la reacción de aquellos con el cloro.
- Posibilidad de aumento de las concentraciones de hierro y manganeso en el agua bruta, circunstancia que puede determinar la necesidad de su remoción.
- Interferencia en los procesos de coagulación y decantación por la presencia de sustancias algogénicas.
- Desarrollo de organismo en la red de distribución como: nematodos, esponjas, larvas de insectos, etc. Como resultado del incremento del contenido de compuestos orgánicos en el agua distribuida y al crecimiento de películas biológicas en la pared interior de las tuberías.
- Colmatación de hidrómetros y fondos de cisternas de predios particulares, con materia orgánica oxidada, zooplancton y/o organismos que consiguen superar el tratamiento y pasar a la red de distribución.
- Existen asimismo especies de fitoplancton de características tóxicas. En efecto, la especie *Microcystis* perteneciente al grupo de cianofíceas o algas azules, presenta toxicidad dada por la presencia de endotoxinas asociadas a diversos tipos de gastroenteritis. Resulta de gran importancia el hecho de que la proliferación de cianofíceas, una vez muertas, constituyen una fuente de alimentación para el desarrollo del “*clostridium botulinum*” de carácter fuertemente tóxico.

Todos estos hechos condicionan significativamente la selección de procesos de tratamiento de agua potable, en función de su eficiencia en la remoción de algas y compuestos algogénicos perturbadores.

Más en general, podemos referirnos a Materia Orgánica Natural (NOM), como una compleja matriz de productos orgánicos presentes en aguas brutas naturales, de las cuales las algas y metabolitos algales forman parte.

Usualmente el contenido total de materia orgánica (NOM), se evalúa a través del parámetro Carbono Orgánico Total (TOC).

Reviste especial consideración sanitaria la reacción de la materia orgánica con el cloro utilizado en la desinfección, con formación de Trihalometanos (THMs) y ácidos haloacéticos. Este tipo de compuestos son considerados cancerígenos y mutagénicos para la ingestión prolongada a bajas dosis, y por lo tanto se trata de un parámetro celosamente considerado en las normas más recientes de calidad de agua (incluyendo la norma nacional). El riesgo sanitario asociado según algunos estudios epidemiológicos se ubica para exposición no controlada a los THMs en el entorno de 2,5 casos de cáncer/año/millón de habitantes.

Existen otros compuestos orgánicos pasibles de ser encontrados en concentraciones muy bajas y que resultan ser también de interés para el cuidado de la salud pública.

- Compuestos orgánicos volátiles (VOC), destacando el triclorobenceno, tetracloroetileno, tricloroetileno y tricloroetano. Por ser volátiles, raramente son detectados en concentraciones superiores algunos microgramos por litro en aguas superficiales.
- Pesticidas organoclorados, prohibidos por la legislación en función de elevada vida media y sustituidos por organofosforados de vida media corta.
- Compuestos que provocan olor y sabor. Particularmente merecen citarse el Gesosmin y el Metil-isoborneol (MIB), responsables de gran parte de los episodios de olor y sabor a tierra y lodo en el agua, con umbral de detección a nivel humano en concentraciones tan bajas como 10 nanogramos por litro.

Expuestos los efectos y perjuicios generados por la presencia de materia orgánica en el agua bruta a tratar y particularmente para el caso del origen algal de buena parte de ella como ocurre en este proyecto, el desafío resulta ser una remoción significativa de la misma, atendiendo especialmente a su condición en cuanto a particulada y disuelta, minimizando la formación de compuestos nocivos y en un marco de eficiencia operacional.

Un principio básico para definir un tratamiento de agua eficiente, consiste en acudir al uso de procesos que procuren la más eficiente remoción físico-química/mecánica de los compuestos particulados (en suspensión), evitando la ruptura de la pared celular de las algas.

La práctica de una tratamiento fisicoquímico eficiente con base en procesos de clarificación y filtración rápida en medio granular, constituye la herramienta esencial con tal propósito. Por clarificación está entendida la serie de procesos de coagulación química en régimen de mezcla rápida, seguida de floculación y separación de fase floculada por decantación o flotación.

Complementariamente, se citan a continuación prácticas aceptadas de procesos aplicados a optimizar la eficiencia en remoción de materia orgánica disuelta, no removida en procesos básicos de clarificación/filtración citados anteriormente:

- El uso de **coagulación acentuada (“enhanced coagulation”)**, basada en el uso de coagulantes básicamente férricos aunque también de aluminio, incrementa sustancialmente la remoción de TOC. Si bien la implantación de este proceso incrementa ligeramente los costos de productos químicos (coagulante y mayor consumo de álcalis para corrección posterior de pH), se pueden alcanzar remociones superiores al 40 % del TOC. La nueva normativa vigente en USA prevé la implantación de este proceso con niveles mínimos de eficiencia a alcanzar en función de la alcalinidad del agua bruta y los niveles de TOC en agua bruta.
- El **uso de coagulación acentuada** permite incrementar en más de tres veces la vida útil de los lechos de carbón activado granular (GAC) implantados cuando se requiere la adsorción complementaria de microcompuestos, o en su defecto reducir en forma similar la concentración de carbón activado en polvo (PAC) de ser esta su forma de aplicación.
- El uso de **clarificación por flotación por aire disuelto (DAF)** como técnica de clarificación, permite una excelente remoción de algas y microflocúlos de baja densidad resultante de la coagulación de coloides de menores dimensiones. Mouchet et al, registran eficiencias de remoción entre 95 y 99 % en aguas con más de 50.000 organismos/ml. Janssen et al concluyen en experiencias conducidas por la Antwerpe Waterwerken de Bélgica, que dependiendo de las condiciones de floculación, la flotación por aire disuelto, permite la remoción de más del 97 % del fitoplancton medido por la clorofila y con un considerable incremento en las carreras de filtración.
- Existen otras formas de remoción de materia orgánica mediante oxidación y sin formación de THMs, a través del uso de: ozono, dióxido de cloro, peróxido de hidrógeno, permanganato de potasio, etc. Se trata de métodos que lejos de remover la materia orgánica la transforman, debiendo evitarse la formación de compuestos alternativos también perjudiciales. En particular debe citarse para el caso de uso de ozono el control de la formación de bromatos, para el caso de uso de dióxido de cloro el control del ion clorito; etc.
- La presencia de microcompuestos solubles tipo Geosmina y MIB, responsables de provocar olor y sabor en el agua, requieren necesariamente el uso de **procesos de adsorción mediante carbón activado en polvo (PAC) o lechos de carbón activado granular (GAC) o aplicación de procesos oxidativos (ozonización/biofiltración)**.

En síntesis, la remoción de la materia orgánica presente en el agua bruta, revista una importancia sanitaria significativa y creciente, atendiendo a la evolución desfavorable que sufren las fuentes de agua.

La selección de procesos de tratamiento deberá por tanto contemplar el uso de procesos eficientes que minimicen la formación de subproductos perjudiciales para la salud humana.

En tal sentido, la práctica del uso de procesos de coagulación acentuada seguida de clarificación DAF resulta una alternativa atractiva a ser evaluada, según se ejemplifica en las siguientes tablas y figuras:

Algae type	Source water (cells/mL)	Sedimentation-Treated Water (cells/mL)	Flotation-Treated ^f Water (cells/mL)
Aphanizomenon	179,000	23,000	2,800
Microcystis ^g	102,000	24,000	2,000
Streptanodiscus	53,000	21,900	9,100
Chlorella	23,000	3,600	2,200

^a Upflow rate: 12 m/h (39 ft/h).

^b Upflow rate: 2 m/h (6.5 ft/h).

^c Before filtration.

^d Aluminum sulphate used as coagulant.

Source: Rees, Rodman, and Zabel, 1979a; Zabel and Melbourne, 1980.

Tabla 8-2: Comparación de la eficiencia de eliminación de algas. Casos de Flotación y Sedimentación, con cloruro férrico y sulfato de aluminio como coagulantes.

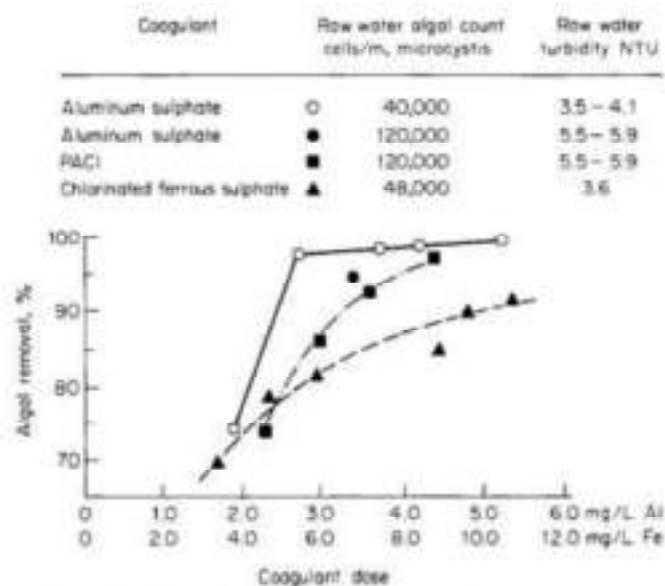


FIGURE 7.45 Comparison of effectiveness of three coagulants on algae removal by flotation. (Source: A. J. Rees, D. J. Rodman, and T. F. Zabel, *Water Clarification by Flotation*, 5, TR 11-4, Water Research Centre, Medmenham, U.K., 1979.)

Figura 8-1: Comparación de la eficiencia de flotación de la eliminación de algas con tres coagulantes diferentes

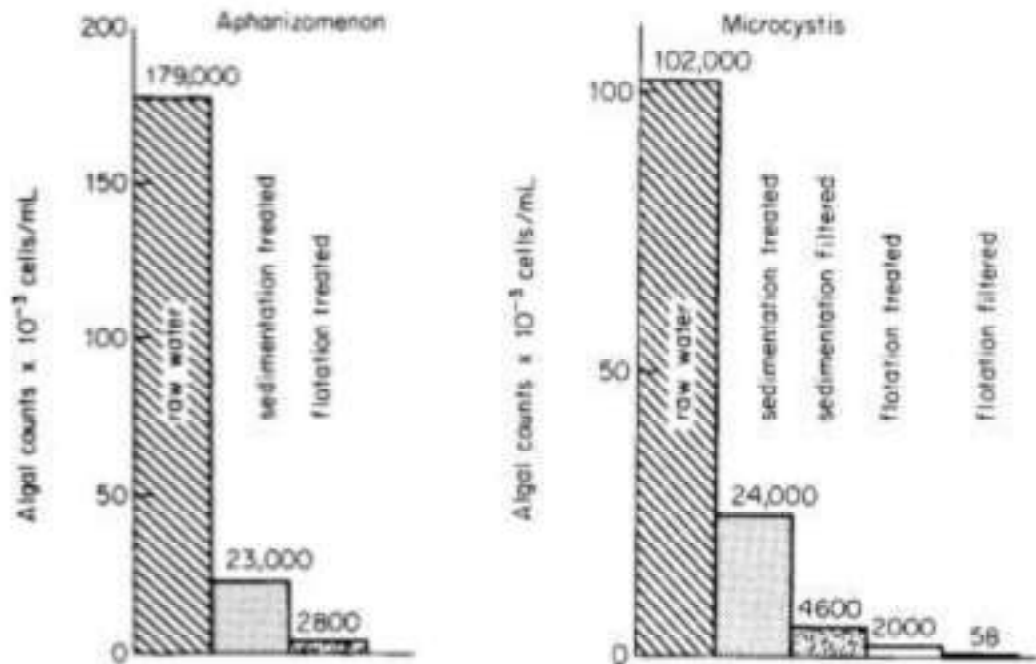


FIGURE 7.44 Removal of algae by flotation [12 m/h (39 ft/h)], floc-blanket sedimentation [2 m/h (6.5 ft/h)], and filtration. (Source: A. J. Rees, D. J. Rodman, and T. F. Zabel, *Water Clarification by Flotation*, 5, TR 114, Water Research Centre, Medmenham, U.K., 1979.)

Figura 8-2: Eliminación de algas en flotación, sedimentación y filtración

8.1.5 Estabilidad del agua: corrosividad y agresividad

Resulta de gran importancia asegurar la mayor vida útil de las instalaciones tanto públicas como privadas en contacto con el agua distribuida. En tal carácter debe cuidarse la estabilidad química del agua, procurando el carácter levemente incrustante de la misma, con un potencial de precipitación de carbonatos entre 4 y 10 mg/L.

Existen indicadores universales del nivel de estabilidad del agua, a saber: Langelier, Ryznar, Agresividad, etc., con resultados que determinan la necesidad de corrección.

La dosificación previa de cal en la mezcla rápida (aporta ion Calcio y alcalinidad), complementada con la corrección de pH a la salida del depósito de contacto, eventualmente con soda cáustica por razones de simplicidad y evitando la introducción de impurezas presentes en la cal, permite asegurar la estabilidad del agua suministrada al sistema.

8.1.6 Calidad bacteriológica y desinfección

El objetivo de calidad desde el punto de vista bacteriológico consiste en destruir o inactivar todos los organismos patógenos presentes en el agua filtrada, y asimismo asegurar la presencia de un residual desinfectante que permita mantener la calidad del agua hasta su entrega al usuario.

La presencia por una parte de niveles moderados a altos de materia orgánica disuelta en el agua tratada, conjuntamente con redes extensas determinantes de grandes

tiempos de estadía en el sistema, determinan un consumo y/o pérdida de la concentración de residual de cloro libre dosificado a la salida de la potabilización. Estas circunstancias generan condiciones de ausencia de residual desinfectante en los puntos más alejados de la red, y el riesgo de desmejoramiento de la calidad bacteriológica mediada a través de los parámetros habituales (coliformes fecales y totales, pseudomona aeruginosa, etc.).

El objetivo enunciado en el párrafo anterior, determina por un lado la necesidad de remoción de materia orgánica en forma significativa y el uso de desinfectantes estables. En tal carácter, debe considerarse opciones como el uso de dióxido de cloro de buen poder desinfectante y con mínimo riesgo de formación de Trihalometanos en acción conjugada con práctica de cloro libre. La práctica aconseja, para el caso de TOC post clarificación por encima de 4 mg/L, el uso de interoxidación antes de filtros con dióxido de cloro y dejar la instancia de cloro libre a la entrada del depósito de contacto, de manera de permitir su actuación como desinfectante primario a bajo pH. Debe mantenerse bajo control la concentración excedente de ion clorito.

El uso de ozono ha sido relevante en las últimas décadas, principalmente en Europa, debido a su impacto positivo en el tratamiento. Básicamente mejora la remoción de partículas (incluyendo algas) a dosis de coagulante reducidas, alarga las carreras de filtración, permite la remoción de materia orgánica y facilita la remoción de compuestos generadores de olor y sabor. Las dosis aplicadas habitualmente en presencia de algas se ubican en el orden de 0,5 mg/L de ozono / 1 mg/L de TOC.

La limitación al uso de ozono está dada por el riesgo de formación de bromatos, específicamente limitados en los nuevos padrones de calidad de agua potable. La formación de bromatos está condicionada por la presencia de bromuros en el agua bruta, sujetos a determinación analítica en campañas de monitoreo en curso.

Por último debe remarcarse la preocupación creciente en foros internacionales, respecto al control de protozoarios (básicamente Cryptosporidium y Giardia), responsables de numerosos eventos de contaminación con severas consecuencias sanitarias. La dificultad de estos organismos, básicamente a través de los cistos u oocistos, radica en su resistencia a la acción del cloro.

La tendencia tecnológica resulta de promover su remoción mecánica eficiente a través de los procesos convencionales de clarificación y filtración.

8.1.7 Resumen de condiciones de calidad exigibles y procesos de tratamiento más apropiados.

Como síntesis de las consideraciones efectuadas en subcapítulos anteriores, el tratamiento a escoger deberá dar satisfacción a la normativa vigente, así como adecuarse a requerimientos adicionales que resultarán de la segura evolución de las normas de calidad, incorporando nuevos avances en el conocimiento.

El concepto anterior se refleja en agregar a las consideraciones clásicas de calidad (parámetros fisicoquímicos, bacteriológicos y organolépticos), requerimientos adicionales crecientes en el campo de la remoción de la materia orgánica y el control de compuestos precursores de subproductos de la desinfección (DBP: trihalometanos, ácidos haloacéticos, bromatos, clorito, etc.).

Se agregan a éstos las consideraciones agregadas expresadas en cuanto a estabilidad del agua (corrosión y agresividad); mantenimiento de la calidad bacteriológica en la red y control de organismos patógenos resistentes (*cryptosporidium* y *giardia*) y mejora en las condiciones de olor y sabor.

La consideración de esta matriz de parámetros de calidad condiciona definitivamente el tratamiento a seleccionar, en función de la necesidad de incorporar procesos que permitan su cumplimiento, según siguientes criterios y recomendaciones:

- **Uso eventual de Coagulación acentuada (“enhanced coagulation”)** procurando maximizar la remoción de materia orgánica (usualmente usando de coagulantes metálicos a pH 5 a 6).
- La **clarificación química** incluye las etapas de coagulación seguida de floculación y decantación o flotación, como procesos idóneos para la remoción de partículas en suspensión (incluyendo algas y materia orgánica en general particulada). La clarificación por flotación por aire disuelto DAF, presenta ventajas a ser consideradas en cuanto a calidad del clarificado según dosis de coagulante, siendo especialmente apropiada para aguas de baja/media turbiedad y en presencia de algas.
- **Filtración rápida.** En cualquier alternativa, la filtración será el paso final en la etapa de clarificación del agua, completando la remoción de partículas remanentes de los procesos previos de clarificación (incluyendo cistos de Cripto y Giardia).
- **Desinfección.** Deberá permitir la eliminación de patógenos, asegurar residuales en la red y evitar la formación de subproductos nocivos. Deberán considerarse con las restricciones oportunamente expresadas: dióxido de cloro y cloración en posiciones inter y post.
- **Estabilización del agua.** Supone asegurar el carácter levemente incrustante del agua entregada al sistema. Deberá considerarse el agregado de calcio a la entrada de planta, conjuntamente con la corrección de pH a la salida del depósito de agua filtrada.
- **Remoción de: materia orgánica natural (precursora de subproductos de desinfección), pesticidas, cianotoxinas y compuestos generadores de olor y sabor.** Se puede atacar a través de las siguientes configuraciones de procesos de tratamiento complementarios a los antes indicados. Se destacan dos opciones principales de secuencia de procesos aplicables:

- **Procesos físico-químicos por adsorción mediante el uso de carbón activado en polvo (PAC) o granular (GAC).**

Ventajas:

- Oxidación eficiente de Fe y Mn (por alto tiempo de contacto en posición pre-cloración) y de algunas cianotoxinas extracelulares.
- Uso alternado de oxidantes (cloro y dióxido de cloro) tendiente a minimizar consumos según función.
- Maximizar remoción de NOM (materia orgánica natural) mediante coagulación acentuada y clarificación, previo a oxidación química con cloro.
- Adsorción de NOM (TOC), cianotoxinas, metabolitos generadores de olor y sabor (GSM y MIB) en filtración GAC final.

Desventajas:

- La posición de pre-oxidación es la menos recomendada por su consecuente maximización en formación de subproductos de desinfección (DBPs) y lisis celular de cianobacterias con potencial liberación de toxinas. Se procura mitigar esta desventaja mediante la opción de inter-cloración que permita maximizar la remoción de materia orgánica natural (NOM) mediante el proceso de clarificación. No obstante, la presencia final de adsorción por GAC permite eliminar tales sustancias objetables.
- **Procesos oxidativos: modo interozonización seguido por biofiltración.**

La pre-oxidación con óxido de cloro se recomienda como opción en bajas dosis, a los efectos de reducir el consumo de ozono.

Ventajas:

- Control de mejillón dorado en tuberías de obra de toma.
- Remoción de células intactas de cianobacterias y NOM (como TOC) en procesos de coagulación, floculación y sedimentación.
- Oxidación de cianobacterias y cianotoxinas (intra y extracelulares), metabolitos generadores de olor y sabor (GSM y MIB) y Fe/Mn.
- Minimización de formación de DBPs al retrasar el punto de aplicación de desinfectante.

Desventajas:

- Alta biodegradabilidad de subproductos de la ozonización, con consecuente necesidad de proceso de biofiltración.

La tabla a continuación, presenta un análisis comparativo de la eficiencia en remoción de cianotoxinas extracelulares y metabolitos de olor y sabor de los diferentes procesos físico-químicos, en particular se destaca la eficiencia generalizada de los procesos de

biogiltración, membranas (Osmosis Inversa y Nanofiltración) y Adsorción en filtros de carbón activado granular (GAC).

	Physicochemical Processes										
	Sedimentation		Filtration				Membranes			Adsorption	
	Coag/Floc/ Sed	Coag/DAF	Direct filtration w/ coag	Direct filtration w/o coag	Bank filtration	Biofiltration	RO	NF	MF	PAC	GAC
Cyanobacteria Cell Removal	-90%	50 - 100%	Likely	Possible	Likely	Likely	Effective	> 97%	> 97%	No	Likely
Microcystin	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Possible	Likely	Effective	Likely	No	Varied	Likely*
Cylindrospermopsin	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Possible	Likely	Likely	Likely	No	Varied	Likely*
Anatoxin A	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Possible	Possible	Likely	Likely	No	Varied	Likely*
Saxitoxin	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Possible	N/A	Likely	Likely	No	Varied	Likely*
MB and geosmin	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Not Expected	Possible	Likely	Effective	Likely	No	Varied	Likely*

* Compound is well removed until carbon capacity is exhausted
 From Hazen Algae White Paper (Summer, 2015) and Adams, C. (2013) "Tailored Treatment of Cyanotoxins and Cyanobacteria: Oxidation, Adsorption and Other Technologies," WQTC 2013 Workshop

Tabla 8-3: Análisis comparativo de remoción de toxinas para distintos procesos físico-químicos

La tabla a continuación, presenta un análisis comparativo de la eficiencia en remoción de cianotoxinas extracelulares a través de procesos de oxidación, que muestra a la ozonización (usualmente en modo de interozonización intercalada entre los procesos de clarificación y filtración), como un proceso eficiente para la remoción de cianotoxinas, seguido de la biofiltración, debido a la formación de materia orgánica disuelta simple producida luego de la oxidación (rotura de moléculas orgánicas de mayor tamaño en moléculas simples fáciles de degradar en el proceso de biofiltración).

Process	Extracellular Cyanotoxins			
	Microcystin	Cylindrospermopsin	Anatoxin A	Saxitoxin
Free chlorine	Moderate (f(pH))	Effective	No, slow	Effective
Permanganate	Effective	No	Moderate	No
Monochloramine	Slow/no oxidation	No	No	??
Ozone	Effective	Effective	Effective	No
Chlorine dioxide	Slow/no oxidation	No	No	??
AOP	Effective	Effective	Effective	??
UV	No	No	??	??

Adams, C. (2013) "Tailored Treatment of Cyanotoxins and Cyanobacteria: Oxidation, Adsorption and Other Technologies," Water Quality Technology Conference Workshop, Long Beach, CA, USA. (November 19, 2013)

Tabla 8-4: Análisis comparativo de remoción de toxinas para distintos procesos oxidativos

En función de lo expuesto, se resumen en la Tabla siguiente los **principales objetivos de calidad** a ser requeridos con el tratamiento, sin perjuicio de los parámetros complementarios previstos en normas de calidad:

Objetivo de tratamiento	Parámetro específico	Norma UNIT 833:2008	Norma objetivo propuesta	Justificación propuesta
Clarificación (coagulación + floculación + decantación ó flotación + filtración)	Turbiedad	<1	< 0,3 NTU	Máxima remoción de material particulado y cistos G/Ch
Reducción color	U. Pt-Co	<15	< 5 UC	Máxima remoción de material particulado coloidal (ácidos orgánicos de alto PM)
Control DBP	Bromoformo BDCM Cloroformo BDCM	<100 <60 <150 <100	idem	Cumplimiento normativa
Remoción materia orgánica	TOC	N/D	40 %	Minimizar DBP precursores
Remoción algas	% remoción	N/D	Maximizar remoción	Minimizar problemas olor y sabor, estéticos y cianotoxinas intracelulares
Control olor y sabor	TON	Característico	TON < 3	Satisfacer expectativas usuarios (normativa olor/sabor)
Microcistina y otras cianotoxinas	µg/L	< 1	< 1	Toxicidad
Agresividad	Potencial de precipitación	pH 6,5 a 8,5	4-10 mg/L	Prevenir corrosión
Residual desinfectante	Cloro residual	N/D	> 0,2 mg/L	Calidad bacteriológica
Inactivación microbiológica	Giardia Cryptosporid.	Ausencia	3 log inactiv.	Calidad bacteriológica

Tabla 8-5: Principales Objetivos de Calidad

8.1.8 Secuencia de procesos de tratamiento sugeridos

A partir de las consideraciones expuestas en el apartado anterior, y considerando las características del agua bruta, es que se sugiere la siguiente secuencia de procesos para la nueva planta potabilizadora:

- Coagulación optimizada (“enhanced coagulation”): resultante de aplicar coagulantes, preferentemente de tipo férrico o de aluminio. Esta etapa se

procesaría en el canal de mezcla rápida Parshall de condiciones de turbulencia apropiadas.

- Floculación mecánica: para un tiempo de retención hidráulico mínimo de 20 minutos, a ser desarrollado en las cubas originalmente previstas con este fin, e incorporando nuevas unidades de agitación mecánica de gradiente de velocidad variable en el entorno de 40 a 80 1/s.
- Clarificación por decantación lamella o alternativamente por flotación por aire disuelto DAF (a evaluar). Para el caso de la flotación DAF, la extracción de lodos flotados, de concentración de sólidos en el entorno del 3 al 6 %, permitirá optimizar la disposición de los lodos en condiciones ambientales seguras y de acuerdo con la normativa vigente, minimizando los efectos ambientales. El sobrenadante flotado continuará al proceso de filtración, con una reducción significativa del contenido de materia orgánica disuelta y una remoción superior al 90 % del material particulado (específicamente es previsible una remoción de más del 95 % de las algas presentes en el agua bruta sin ruptura de la pared celular).
- Ozono en posición de interoxidación: Oxidación de cianobacterias y cianotoxinas (intra y extracelulares), metabolitos generadores de olor y sabor (GSM y MIB) y Fe/Mn.
- Biofiltración (en manto de arena y antracita o GAC): los filtros GAC pueden ser operados y diseñados para el desarrollo de un biofilm que puede desempeñar las funciones de filtración, adsorción y biodegradación. En este proceso se dará la degradación de los compuestos reducidos en la etapa anterior de interoxidación.
- Desinfección química con cloro gas: como proceso final adecuado para la eliminación de patógenos y la incorporación de residuos preventivos de calidad bacteriológica en la red de distribución.
- Recirculación directa del desagüe de lavado de filtros a la cabeza del proceso.
- Tratamiento y disposición final directa de lodos concentrados removidos de las unidades de clarificación.

A continuación, se presenta un diagrama de bloques del proceso sugerido:

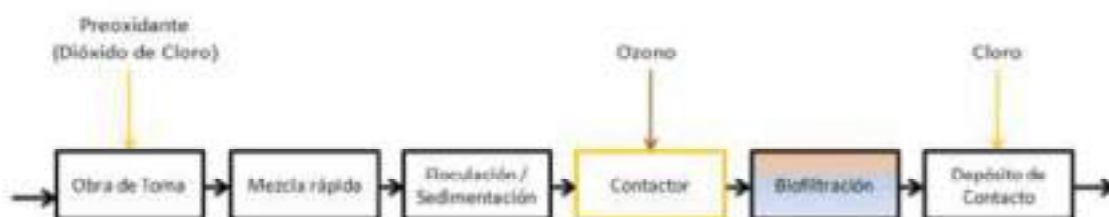


Figura 8-3: Diagrama de bloques de tren Inter-ozonización + biofiltración.

El tren de procesos antes indicado fue el seleccionado como alternativa recomendada en la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes como resultado del Informe N°3 del “Estudio de Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano” realizado por el Consorcio SEINCO – H&Z en el año 2017.

8.1.9 Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce como ejemplo de secuencia de proceso

Siendo que la secuencia de procesos sugerida para la nueva Planta Potabilizadora del Río de la Plata es similar a la de la Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce, se presenta a continuación la secuencia de procesos de esta planta, como ejemplo para resolver problemáticas de materia orgánica, floraciones algales y consecuentes episodios de olor y sabor, y control de subproductos de la desinfección.

La Usina de Laguna del Sauce, construida hacia 1970, abastece a más el 95% de la población fija y flotante del Departamento de Maldonado (ciudades de Maldonado, San Carlos, Piriápolis, Punta del Este y zonas periféricas), para ello se sirve de las aguas de la Laguna del Sauce. Por su importancia es la segunda planta potabilizadora del País solo superada por la planta de Aguas Corrientes que abastece a la zona metropolitana de Montevideo.

En temporada alta la producción alcanzado los 4.300 m³/h y el caudal máximo de diseño previsto es de 7.000 m³/h.

La Laguna del Sauce es un cuerpo de agua situado en el Departamento de Maldonado y pertenece al sistema de lagunas costeras originadas por la acumulación de sedimentos a lo largo de la línea de costa del Río de la Plata. Comprende un conjunto de tres lagunas encadenadas: de los Cisnes, del Potrero y del Sauce propiamente dicha. Los dos principales afluentes que aportan agua al sistema son el arroyo Pan de Azúcar y el arroyo Sauce, siendo el arroyo del Potrero su desagüe natural hacia el Río de la Plata.

Desde 1960 se registra la presencia de floraciones de microalgas potencialmente tóxicas (cianobacterias). Investigaciones realizadas por mandato de la Administración en diferentes períodos concuerdan en las marcadas condiciones de eutrofia del sistema laguna del Sauce.

Debido a las floraciones algales, el proceso de potabilización presentaba grandes inconvenientes, los cuales fueron controlados mediante una importante remodelación de la planta según se describe a continuación en forma cronológica:

- **Año 2000/2001:** transformación de unidades Pulsator en unidades de flotación, y establece la solución hasta el año 2020 al déficit de abastecimiento en esta zona de gran crecimiento poblacional, sobre todo en la temporada estival. Mediante cambios en el proceso de tratamiento, y con el máximo de aprovechamiento de las obras civiles existentes, incluyendo la tubería principal,

se duplicó la capacidad de producción del sistema, llegando a los 170.000 m³/día.

- **Año 2020/2021:** construcción de batería de 8 filtros bicapa (carbón activado granular y antracita) para una capacidad máxima de 7.000 m³/d, sumado a un conjunto amplio de obras conexas (ampliación de capacidad de reserva, bombas de lavados, bombas de alimentación a nuevos filtros bicapa, incremento en capacidad de cloración, modificaciones en depósitos de Sierra Ballena, entre otros).

La licitación asociada a la última intervención prevé la implantación de un sistema de ozonización tanto en el agua bruta (pre-ozonización) como en el agua clarificada (inter-ozonización), obras que se encuentran actualmente en ejecución. Dicha intervención fue solicitada por OSE a los efectos de mejorar el rendimiento en la remoción de materia orgánica y otros compuestos, siendo que la Administración pretende operar estos filtros como biológicos, actividad que se verá acentuada por la ozonización previa.

En definitiva, el sistema de tratamientos actual de la Planta Potabilizadora de Laguna del Sauce involucra procesos de mezcla rápida, coagulación, floculación, flotación, bio-filtración y desinfección, la que contará adicionalmente (en un futuro próximo) con la posibilidad de oxidación mediante ozono.

8.2 Propuesta básica de Planta de Tratamiento de Agua Potable

Sigue a continuación la descripción de los elementos que se proponen inicialmente para la Planta de Tratamiento de Agua Potable Río de la Plata en zona Arazatí, que incluye: 1) Unidades de Potabilización y 2) Unidades de Tratamiento de Lodos, a partir de un primer predimensionado mediante la siguiente secuencia de proceso indicada en la Figura 8-3.

La Planta ha sido predimensionada para una capacidad inicial de 229.000 m³/d compatible con la oferta mínima necesaria en función del análisis expuesto en capítulos anteriores, con opción de ampliación a 354.240 m³/d.

Esta presentación inicial tiene por objeto en esta primera instancia, apenas justificar una implantación y estimación de área de terreno necesario a ocupar con la Planta, incluyendo instalaciones de reserva de agua potable y estación de bombeo de agua tratada y arranque de tubería aductora.

En instancias siguientes del Estudio, confirmados valores de producción y sitio de implantación, procederá un diseño y justificación exhaustiva a nivel de anteproyecto de la solución de tratamiento, con inclusión de memorias descriptiva, de cálculo y diseños a nivel de anteproyecto.

9 EVALUACIÓN DE CONDICIONES DE EUTROFICACIÓN EN RESERVA DE AGUA DULCE

9.1 Introducción

En el presente capítulo, se analiza la reserva de agua dulce (Polder) de acuerdo con las circunstancias asociadas con eventos de ocurrencia de floraciones de algas, de acuerdo con el modelo clásico de Vollenweider. Este modelo no solo considera la presencia de nutrientes, sino que también tiene en cuenta las condiciones hidráulicas asociadas con el flujo del lago y el tiempo de residencia hidráulica.

El modelo de Vollenweider determina el grado de eutrofización en cuerpos de agua lénticos asocia al aporte de fósforo con la respuesta del cuerpo receptor, de acuerdo con sus condiciones hidrológicas. Consiste en representar gráficamente la cantidad anual de fósforo que llega al cuerpo del agua receptor, por unidad superficial **del agua (L_p)**, en función de la relación entre la profundidad media del lago y el tiempo de retención hidráulica (**H/TRH**).

La siguiente figura muestra el gráfico determinado por el modelo de Vollenweider, donde se pueden diferenciar las siguientes áreas:

1. Área de eutrofización: Área por encima de la curva superior, relacionada con condiciones peligrosas de eutrofización.
2. Zona oligotrófica: Zona por debajo de la curva inferior, con condiciones aceptables, oligotrófica.

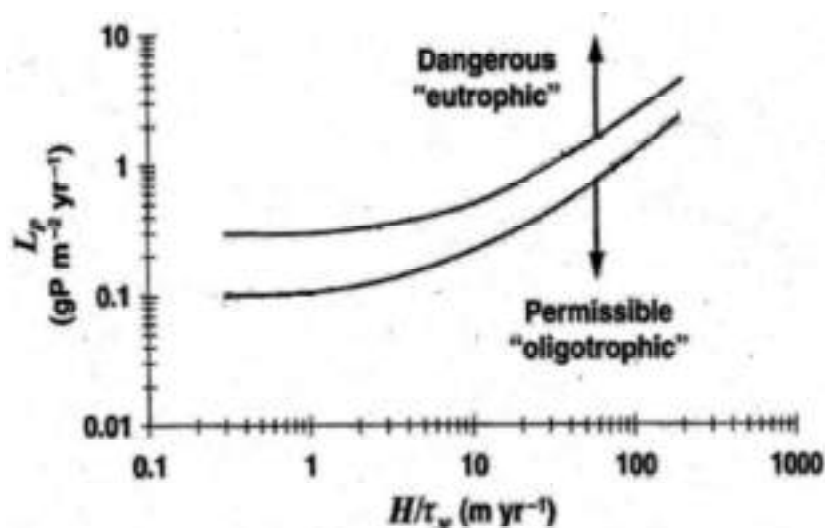


Figura 9-1: Gráfico del modelo de Vollenweider 1980 (Chapra 1997).

9.2 Aplicación del modelo a la reserva emergencial de agua dulce

En este caso, la cuenca hidrológica de aporte es despreciable, por lo que la contribución de fósforo se corresponderá estrictamente con la concentración de fósforo en el Río de la Plata.

La siguiente tabla presenta el resultado de la aplicación del modelo de Vollenweider para distintos caudales de recirculación tomando como consideración invariada la concentración de fósforo en el Río de la Planta correspondiente a la mediana (0,24 mgP/l).

El caudal de aporte se ha variado a partir de un mínimo de 5.000 m³/d y hasta un máximo de 65.000 m³/d, correspondiente aproximadamente a la máxima capacidad de bombeo del sistema de recalque al Polder.

Tabla 9-1: Resultados tabulado de la aplicación del modelo de Vollenweider al Polder.

Escenario	1	2	3	4	5
TRH medio (días)	1860	465	266	186	143
H media (m)	4,90	4,90	4,90	4,90	4,90
Área Lago (ha)	190	190	190	190	190
Vol. medio Lago (m ³)	9.300.000	9.300.000	9.300.000	9.300.000	9.300.000
Q medio (m ³ /d)	5.000,0	20.000,0	35.000,0	50.000,0	65.000,0
PT mediana (mg P /L)	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Lp (gP/m ² .año)	0,23	0,92	1,61	2,31	3,00
H/TRH. (m/año)	0,96	3,85	6,73	9,62	12,50

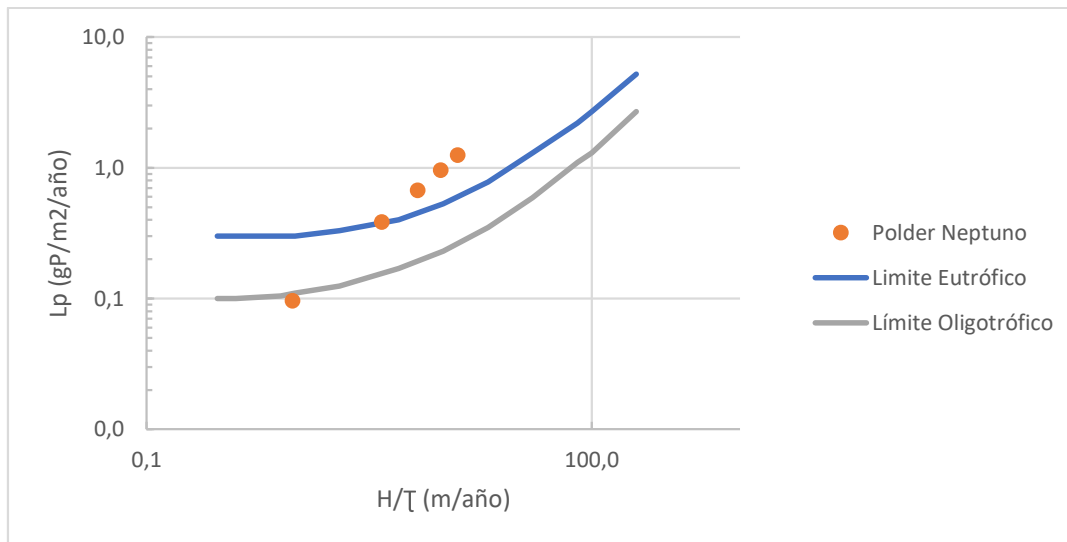


Figura 9-2: Resultado gráfico del modelo de Vollenweider aplicado al Polder.

Del análisis anterior se observa lo siguiente:

- La mayoría de los puntos (correspondientes a distintas condiciones de recirculación) se encuentran en la zona Eutrófica.
- El incremento de recirculación del Polder conlleva un incremento de aporte de fósforo y por tanto un incremento en las condiciones de eutrofización del cuerpo de agua.

Por otra parte, es de destacarse que la amplia mayoría de los cursos de agua monitoreados en Uruguay presentan concentraciones de fósforos superiores a 0,1 mgP/l, lo que conlleva a un resultado del análisis de Vollenweider en condiciones de Eutrofización.

Adicionalmente, y de los muestreos puntuales y continuos realizados en el Río de la Plata, se han registrados valores bajos de materia orgánica medida como COT y COD. Lo que representa un factor atenuante a las posibilidad de desarrollo de floraciones algales.

Tanto en la fase de concepción como en la operativa del proyecto, se deberán aplicar las medidas de gestión necesarias tendientes a la atenuación de la eutrofia del Polder:

Etapa de proyecto:

- Construcción de cierres de cabecera de cuenca.
- Disponibilidad de toma de agua a distintos niveles del embalse.

Gestión operativa:

- Planificación cuidadosa del llenado del embalse (preferentemente con aguas frías).
- Planificación de extracción selectiva.

- Gestión selectiva de los tiempos de residencia hidráulicos.
- Consolidación de vegetación en ribera.
- Vaciados periódicos.

10 INTEGRACIÓN DE LA NUEVA FUENTE AL SISTEMA METROPOLITANO

10.1 Introducción

La propuesta de construir una nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) que utilice como fuente de agua el Río de la Plata, se complementa con su respectiva aductora a Montevideo y la integración con el sistema de aducción Metropolitano existente.

Se ha identificado como solución a implementar la instalación de una tubería DN1500mm sin bombeo intermedio, teniendo origen en la nueva PTAP ubicada en la zona de Arazatí (dpto. San José) y descarga en el Recalque Melilla del Sistema Metropolitano.

Esta tubería tiene una capacidad nominal del orden de 229.000 m³/día o sea unos 9.540 m³/h, lo que equivale a un tercio de la demanda máxima actual del Sistema Metropolitano.

En todo el presente Estudio no se consideran las posibles alimentaciones en línea desde la nueva aductora (Libertad, Ciudad del Plata, zona oeste de Montevideo).

La incorporación de una fuente adicional al Sistema, aumentará no solo la confiabilidad del mismo sino también la flexibilidad operativa para atender situaciones de emergencia que se puedan presentar.

Es así que, en el presente informe, se analizan los diferentes escenarios relativos a la integración de la nueva aductora al sistema existente.

10.2 Objetivo y alcance

El objetivo del análisis es asegurar la factibilidad de poder integrar el caudal producido en la PTAP al sistema de distribución de Montevideo, en el entendido de que el caudal producido en Aguas Corrientes se vería reducido de manera de que el volumen producido total sea el proyectado en un escenario para el año 2045.

Como punto de ingreso de la nueva fuente al sistema se ha elegido el Recalque de Melilla ya que es el lugar que presenta mayores posibilidades de gestionar en forma flexible el nuevo aporte de agua previsto.

Se analizarán tres escenarios de demanda máxima, a saber:

- + Escenario 1: demanda máxima diaria del año 2045 (escenario de diseño del sistema); aporte desde AACC es de 607.243 m³/d y la nueva fuente aporta 229.000 m³/d, para un total de 836.243 m³/día.
- + Escenario 2: en el escenario de diseño 2045, se supone que el aporte de caudal desde Arazatí es de 140.000 m³/d debido a una reducción de la capacidad de producción por aumento de la salinidad. En este escenario de aporte desde AACC es de 696.243 m³/d equivalente a su capacidad de producción actual.

- + Escenario 3: demanda máxima diaria para escenario de inicio de operaciones, año 2025. Se considera un aumento de la demanda del 10% respecto de la DMD actual; el aporte desde Arazatí es de 199.000 m³/d y desde AACC 560.000 m³/d para completar una demanda estimada de 759.000 m³/d.

Asimismo, se analiza un escenario de demanda media de inicio de operaciones:

- + Escenario 4: demanda media diaria del año 2025; se considera un aporte desde AACC de 520.000 m³/d y que la nueva fuente aporta 110.000 m³/d para completar una demanda media estimada de 630.000 m³/día.

Como escenarios de contingencia se analizarán:

- + Contingencias en las Líneas de Bombeo de Aguas Corrientes: se evalúan las configuraciones de emergencia para roturas en los tramos iniciales de las líneas de bombeo de Aguas Corrientes. Se evalúa en cada caso, el grado de cobertura se puede lograr con una operación de contingencia.
- + Contingencias por falta de energía eléctrica en el recalque de Melilla. Se evalúa la capacidad de aporte al Sistema Montevideo desde la nueva fuente en el Río de la Plata y las alternativas de distribución.

La herramienta utilizada para realizar estos análisis es el modelo hidráulico (EPANET) construido por la Administración, más específicamente sobre la versión calibrada para la demanda máxima diaria del año 2020, unos 698.000 m³/día.

10.3 Proyección y distribución de la demanda

10.3.1 Proyección de la demanda

La proyección de demanda elaborada en el marco del Estudio de Factibilidad de la IP Arazatí, indica para la totalidad de Montevideo una demanda máxima diaria de 836.243 m³/día, de los cuales 229.000 m³/día serán aportados desde la nueva fuente del Río de la Plata.

La proyección de la demanda para el año 2045, se resume en el cuadro siguiente:

Escenario / Condición	Medio Diario (m ³ /d)	Máximo Diario (m ³ /d)
Año 2016	610.076	684.483
Proyección año 2035	646.600	776.046
Proyección año 2045	745.339	836.243

El aporte desde la PTAP Río de la Plata será un valor fijo del orden de 229.000 m³/h, que es la capacidad prevista para la primera etapa. El aporte desde cada una de las PTAP se resume en el cuadro siguiente.

Escenario	Demanda Media Diaria (m ³ /d)	Demanda Máxima Diaria (m ³ /d)	Aporte desde PTAP AACC (m ³ /d)	Aporte desde PTAP Arazatí (m ³ /d)
Actual - 2020	620.000	690.000	690.000	0
Proyección 2035	646.600	776.046	547.046	229.000
Proyección 2045	745.339	836.243	607.243	229.000

Se observa que se considera que la nueva fuente ingresa como base es decir que desde PTAP AACC (Aguas Corrientes) se completa el resto del volumen necesario para cubrir la demanda total.

En el escenario de diseño DMD para el año 2045 el aporte de Arazatí es de 229.000 m³/d y el de AACC de 607.243 m³/d.

10.3.2 Distribución de la demanda

A partir de los lineamientos indicados por la Administración se considera que la zona este del Sistema, Ciudad de la Costa y demás área abastecida desde la 5LB, presentará el mayor crecimiento durante los próximos años.

Para la zona Este, la Administración ha realizado una proyección de demanda al año 2040. Para extender la proyección al año 2045 se ha aumentado en un 25% adicional los rubros correspondientes.

El crecimiento de la demanda la zona Este del sistema se resume a continuación:

Incremento demanda (m3/h)	DMD 2040	DMD 2045
Factibilidades solicitadas	826	826
Proyecto Radar	317	317
Desarrollo Urbano	1.935	2.419
Crecimiento continuo	119	149
Troncal Andaluz	335	419
Troncal Ruta 8	374	468
Peaje Pando (*)	-520	-520
TOTAL incremento m3/h	3.386	4.077
TOTAL incremento m3/día	81.264	97.842

(*) – Es un valor negativo ya que se supone que no se continuará con el trasvase a Costa de Oro en el año 2045.

En el siguiente cuadro se presentan los nodos del modelo a los que se asigna el crecimiento de la demanda máxima diaria prevista para el año 2045.

Sectores en Zona Este	Nodo	Incremento DMD m3/h
Se quita demanda a Costa de Oro	N861	-520
Troncal Andaluz (nodo en Suárez)	1231	419
Troncal Ruta (nodo en BBlancos)	2205	468
Proyecto RADAR (sin variación horaria)	1423	317
El Pinar	861	339
Zona 10 Ciudad de la Costa	1025	339
Colinas	CC1	339
Montes de Solymar	607	339
Los Horneros	N_28	339
Ruta 101	N_38	339
Aeropuerto / MVD Este	230	339
Zonamerica	927	339
Belloni	151	339
Pinar Norte	CC2	343
TOTAL		4.078

Para alcanzar la demanda proyectada para el año 2045, el aumento de la demanda máxima diaria en el resto del sistema es de 54.131 m³/h o 2.255 m³/h.

En el siguiente cuadro se presenta el crecimiento de la demanda (en m³/h y % para cada sector) y los nodos del modelo a los que se asigna dicho crecimiento.

Sector	Demanda Máxima Diária m3/h			%	Nodo
	2020	2045	Aumento		
Zona Metropolitana – Dpto. Canelones					
Recalque Km29	1.406	1.687	281	20%	532
Canelones	576	634	58	10%	892
Juanicó - Las Violetas	247	284	37	15%	148
Servicios en Línea 6LB	320	368	48	15%	1438
La Paz - 3LG	221	254	33	15%	382
La Paz - 3LG	157	181	24	15%	402
La Paz - 5LB	79	91	12	15%	355
Subtotal	3.006	3.498	492		
Oeste					
Tanque del Cerro	738	886	148	20%	916
Casabó	320	384	64	20%	2532
La Boyada	159	191	32	20%	1637
Luis Batlle Berres	290	348	58	20%	1523
Santa Lucía / Llupe	266	319	53	20%	1501

Sector	Demanda Máxima Diária m3/h			% aumento	Nodo
	2020	2045	Aumento		
Luis Eduardo Pérez	130	156	26	20%	1156
Troncal Oeste	275	330	55	20%	643
Subtotal	2.178	2.614	436		
Tanques Cerrito por gravedad					
Bajada Ortíz	4.453	4.898	445	10%	1878
Bajada Hortiguera	4.495	4.945	450	10%	2181
Zona Norte					
Mendoza e Instrucciones	258	310	52	20%	2100
Punta de Rieles	465	558	93	20%	2117
Cno Colman	300	360	60	20%	1476
Zona Hipódromo (pasa a recalque Cerrito)	700	840	140	20%	231
Lezica 6LB	121	145	24	20%	181
Colón y otros – Línea de Emergencia	155	186	31	20%	954
1LG	163	196	33	20%	2014

El aumento de demanda total es de 2.255 m³/h para el conjunto de sectores indicados.

10.4 Descripción del sistema actual

Las 6LB es la línea que verá modificada su operación por el ingreso de la nueva aductora; asimismo se verá afectado el Recalque de Melilla. Se describen a continuación algunas características relevantes para la integración propuesta.

10.4.1 La 6ta Línea de Bombeo (6LB)

Es una línea de bombeo de diámetro 1200mm, de hierro dúctil construida al final de la década de 2000. Tiene su inicio en Aguas Corrientes y va abasteciendo diferentes servicios en su ruta hasta su llegada al recalque de Melilla. Desde allí se han construido dos derivaciones principales de 900 mm, a saber: troncal al tanque del Cerro que abastece el oeste de la ciudad y la derivación a los tanques del Cerrito que abastece la zona central de la ciudad.

En el escenario de DMH actual el caudal que sale de la PTAP AACC es de 6.695 m³/h, de los que **5.818 m³/h** llegan al recalque de Melilla.

10.4.2 Recalque Melilla

Es una instalación de bombeo diseñada para ser abastecida por la 6LB. Está conectado con las siguientes troncales principales del sistema:

- la 6LB (DN1200) proveniente de Aguas Corrientes,
- la Línea de Emergencia (DN800) hacia el Cerrito – *actualmente no se rebombee en Melilla,*
- la derivación de la 6LB al Cerrito (DN 900) – *actualmente no se rebombee en Melilla,*

- la nueva troncal al tanque del Cerro (DN900) – *actualmente se rebombea en Melilla,*

La instalación de bombeo consta de 1 tanque de succión (está prevista la construcción de otro tanque igual al existente) y de 4 equipos de bombeo (está prevista la instalación futura de 2 equipos de bombes adicionales) con una capacidad del orden de 2.400 m³/h cada uno.

Los caudales de diseño del recalque son los siguientes:

- Bombeo a Línea de Emergencia: 2.400 m³/h con 1 equipo de bombeo.
- Bombeo a Troncal al Cerro: 4.500 m³/h con 2 equipos de bombeo.
- Bombeo a 6LB - Derivación al Cerrito: 6.200 m³/h con 3 equipos de bombeo.

Cada una de estas líneas puede ser alimentada desde la 6LB, aunque la troncal al Cerro, en ciertas condiciones, requiere de una piezométrica más elevada para poder dar servicio en forma adecuada.

10.5 Diseño del nuevo sistema de aducción

El diseño del sistema de aducción a Montevideo desde la nueva PTAP Río de la Plata del Proyecto Arazatí, consiste en el dimensionado de los equipos de bombeo necesarios en la estación de bombeo de agua tratada.

El caudal de diseño es de 229.000 m³/h en una primera etapa y se prevé un aumento de 50% en una segunda etapa con el agregado de una estación de bombeo intermedia.

Para la estación de bombeo de agua tratada se considera una configuración de 4+1 bombas para la primera etapa a las que se agregan 2+1 bombas para la segunda etapa; todas las bombas serían de las mismas características (total 6+2). En la estación de recalque de la segunda etapa se considera la instalación de 6+2 bombas.

Para la aductora, los datos básicos del diseño para la primera etapa son los siguientes:

- Caudal de diseño: 229.000 m³/h (9.542 m³/h).
- Nivel mínimo de agua en tanque de agua tratada en la PTAP: +10,50 msnm
- Nivel máximo de agua en el tanque de Recalque Melilla: +50 msnm.
- Longitud de la impulsión: 72.500 m.
- Tubería a instalar: hierro dúcil K7, diámetro nominal DN1500mm con diámetro interior 1.519 mm y rugosidad k=0,2 mm (para estas condiciones hidráulicas es equivalente a C_{H-W} = 135).

En estas condiciones de diseño resulta un valor de J = 0,96 m/km o v = 1,47 m/s.

El punto de operación de cada una de las 4 bombas previstas es de Q = 2.385 m³/h y H = 109 mca.

El diseño general del sistema de aducción se ha realizado mediante el software EPANET, ver archivo *Aductora Neptuno v2.net*.

En la segunda etapa del Proyecto se agregará una estación de bombeo intermedia y aumentará en un 50% la capacidad de bombeo desde la PTAP llevándola a 342.600 m³/d o 14.275 m³/h. Los valores que resultan en este caso son $J = 2,11$ m/km o $v = 2,19$ m/s.

La estación de bombeo intermedia se ubicará en la progresiva 38+355 aprox. Las bombas de la PTAP son las mismas; las bombas del recalque intermedio deberán tener las siguientes características: $Q = 2.385$ m³/h y $H = 86$ mca.

Para la elección de la clase de presión de piezas y accesorios y el diseño de los anclajes de la misma se deben considerar las presiones que resultan en las condiciones de operación críticas en cada caso.

La protección contra el golpe de ariete se podrá realizar en forma escalonada para la primera y segunda etapa del Proyecto cuando corresponda.

10.6 Lineamientos conceptuales para el diseño

La idea principal para el análisis de factibilidad de la integración del Proyecto Arazatí al sistema de distribución de Montevideo es que la nueva fuente se concentre en abastecer la zona oeste y parte del centro del sistema mientras que desde AACC se procure abastecer correctamente el resto del centro y la zona este.

Toda el agua producida por la nueva fuente ingresará al tanque del recalque Melilla desde donde obligatoriamente será elevada a través de la troncal al Cerro, la derivación al Cerrito y la Línea de Emergencia. Es decir que el nuevo proyecto ocupará el lugar de la 6LB abasteciendo la zona oeste y complementará a la 4LB para el abastecimiento de la zona centro o del Cerrito.

La 6LB se destinará a apoyar a la 5LB en la alimentación de la zona este, a través de su extensión desde el propio Recalque de Melilla hasta Cuchilla Pereira mediante una tubería de DN 1200mm (8,0km de tubería de hierro dúctil C20).

Para el escenario es de 2045 es necesaria la instalación de un refuerzo de la derivación de la 5LB al este, desde Cno. Mendoza al menos hasta la Ruta 8 (9,5km de tubería DN1200mm de hierro dúctil K7).

Las configuraciones de bombeo desde AACC deberán ajustarse a los nuevos requerimientos previstos para las tres líneas de bombeo principales. El principal cambio que se propone es operar con cabezal compartido de 5LB con 6LB de manera de que ambas líneas de bombeo puedan alcanzar la mayor piezométrica posible para abastecer la zona este de la ciudad.

Por otra parte para esta configuración es necesario agregar al menos una quinta bomba en operación en el recalque de Melilla además de agregar dos (2) equipos de reserva para los cinco (5) que estarían en operación según el siguiente esquema:

- + Línea de Emergencia: 1 bomba con funcionamiento permanente
- + Troncal al Cerro: 1 bomba con funcionamiento permanente + 1 con funcionamiento no permanente según el nivel de agua en el tanque del Cerro.
- + Derivación al Cerrito: 1 bomba con funcionamiento permanente + 1 con funcionamiento no permanente según el nivel de agua en el propio tanque del recalque Melilla.

Cada una de estas líneas puede ser respaldada, aunque sea en forma parcial, por la 6LB que también llega al recalque, pero ante el fallo de uno de los equipos de bombeo no sería posible disponibilizar para el consumo a la totalidad del agua producida por la nueva fuente.

Por el contrario la construcción del segundo tanque de succión para el recalque de Melilla no parece ser imprescindible pero igualmente se recomienda su construcción dada la importancia que adquirirá esta instalación en la operación futura del Sistema Montevideo.

10.7 Análisis de escenarios propuestos

En base a los lineamientos conceptuales expresados, se realizarán las verificaciones necesarias para asegurar que la solución de integración propuesta sea factible, es decir que se pueda confirmar que se mantendrá un buen estándar de servicio a los usuarios.

De todas maneras se indica que pueden existir otras variantes tanto para la solución general prevista como para la operación del Sistema propuesto que se podrían identificar en un estudio de optimización del mismo que exceden al alcance del presente estudio de factibilidad.

Sobre la base del modelo disponible se realizarán las modificaciones necesarias que permitan simular las condiciones de funcionamiento del SISTEMA PRINCIPAL de DISTRIBUCIÓN. En la red de distribución menor (y en sistemas con recalques o tanques secundarios) es posible que aparezcan problema de abastecimiento, asociados al aumento de la demanda, que deberán ser resueltos en forma progresiva por la Administración.

Los principales resultados del modelo que se verifican son:

- + La cantidad de agua elevada desde Aguas Corrientes es la adecuada para cada escenario.
- + Las presiones de bombeo en Aguas Corrientes no superen los 160mca para 5LB y 6LB y los 125 mca en la 4LB.
- + Para los tanques principales: Cerrito, Cuchilla Pereira, Cerro y Km29, el nivel de agua en los tanques principales es similar al principio y al final del día.

- + Las bombas del recalque de Melilla permiten mantener el tanque de succión con una variación acotada en el nivel de agua. Los caudales de impulsión son menores a la capacidad de diseño para cada línea.
- + La piezométrica en el punto crítico de Washington y R101 será de al menos +60m.
- + La presión en el punto crítico de Av. Italia y Gallinal será de al menos de 20mca en la hora de máximo consumo.
- + Las presiones en la derivación al Cerrito desde el Recalque Melilla serán menores a las admisibles.

10.7.1 Ajustes al modelo hidráulico EPANET

A partir del modelo EPANET del sistema actual, se han realizado los siguientes ajustes o modificaciones previstos hasta el año 2045 para el modelo físico:

- + Obras de pronta realización en el Proyecto RADAR: cambio de la demanda de Canelones desde la 5LB a la 6LB y ampliación del área del recalque del Cerrito (reducción de demanda sobre la 5LB).
- + Mejoras del Proyecto Arazatí:
 - Aporte de caudal fijo desde el nuevo Proyecto (normalmente 229.000 m³/día).
 - Agregado de dos bombas en el recalque Melilla para bombeo hacia la Derivación al Cerrito (punto de funcionamiento: caudal 2.000 m³/h y altura 50mca).
 - Extensión de 6LB desde Melilla a Cuchilla Pereira (DN1200mm).
- + Mejoras necesarias para el año 2045 (incluidas en el modelo hidráulico para Escenarios 1 y 2):
 - Tubería de refuerzo de la 1D5LB al este, desde Cno. Mendoza al menos hasta la Ruta 8.

Se ajustan las demandas del modelo según los incrementos descritos en el punto 10.3.2 y se mantiene la curva de variación horaria de la demanda (pattern) para las corridas extendidas de 24 horas.

Por último respecto a las condiciones operativas se han programado las condiciones necesarias para el año 2045 descartando las incluidas para el escenario de calibración del modelo actual. Se programan reglas de operación para los bombes de AACC, recalque Melilla y recalque 4LB.

Cada bomba en AACC se mantiene trabajando sobre la misma línea de bombeo que en la actualidad. Se interconectan los cabezales de 5LB y 6LB (se abre línea 1177).

10.7.2 Escenario 1 – Diseño para la Demanda Máxima Diaria 2045

El aporte previsto desde AACC es de 607.243 m³/d y la nueva fuente aporta 229.000 m³/d, para un total de 836.243 m³/día.

Para el día de demanda máxima prevista para el año 2045 las condiciones de operación específicas son las siguientes:

- + Todas las bombas encendidas en AACC menos FLOW6 y KSB8 / EBARA1 AL 90%.
- + Desde 0:00 a 7:00 hs se apagan las bombas KSB 1, 2 y 5 EBARA3 y FLOW4 en AACC para bajar presiones en CP y 5LB.
- + Los tanques de Cuchilla Pereira se abastecen entre 0:00 a 7:00am.

El aporte previsto desde AACC es de 607.243 m³/d y la nueva fuente aporta 229.000 m³/d, para un total de 836.243 m³/día.

El modelo se presenta en el archivo adjunto *2045 Esc1.net*, en el que se pueden consultar los resultados obtenidos más allá de los que se presentan a continuación.

a) Caudales de salida de AACC



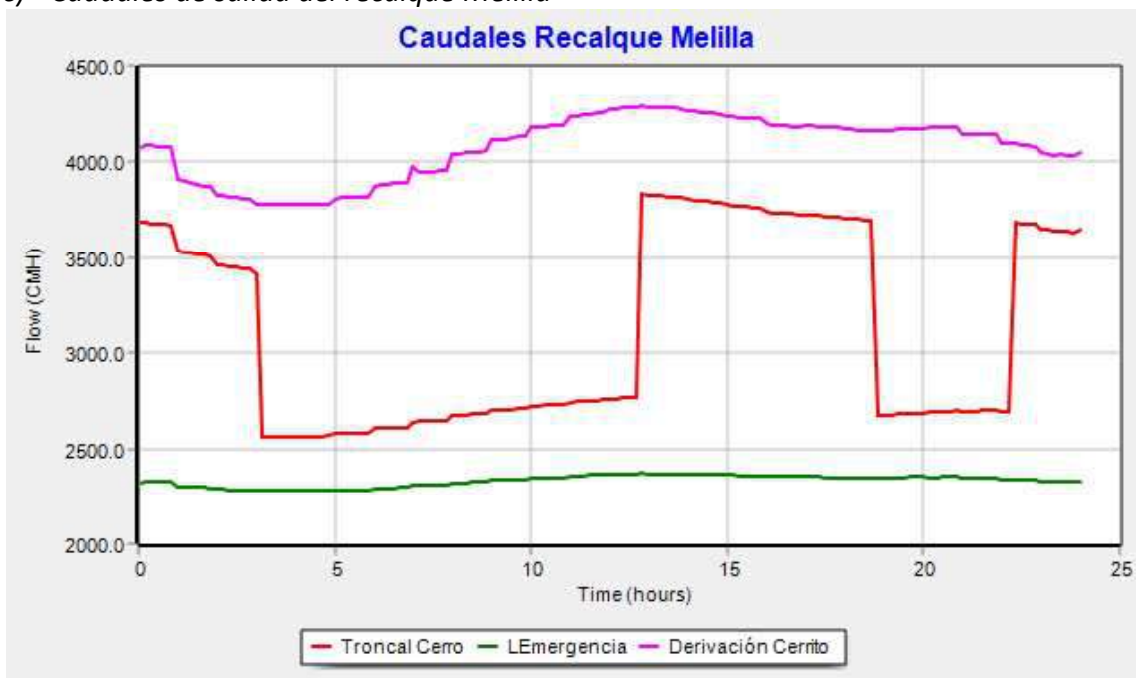
Al final del día resulta necesario encender el recalque de 4LB (3 bombas) para mantener el nivel de los tanques del Cerrito. Sería posible una solución con una única bomba durante más horas.

b) Presión en salida de Aguas Corrientes

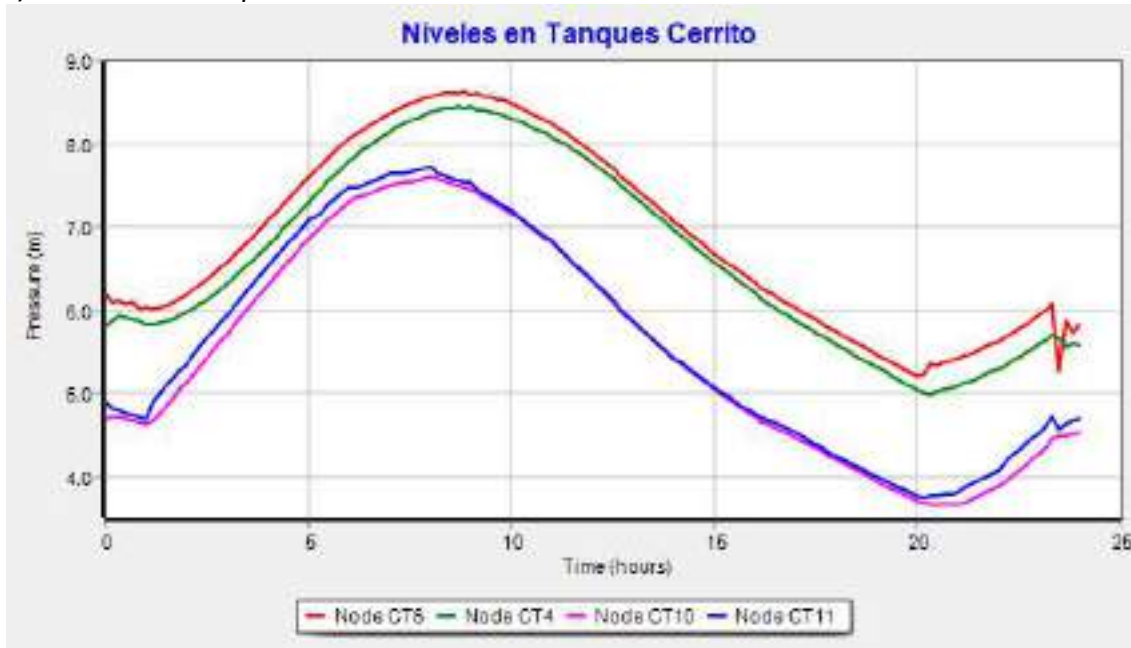


Se observa que la presión en el cabezal 5LB-6LB se mantiene con un máximo del orden de los 160mca similar al actual. Asimismo la presión en la 4LB se acerca a 128mca, valor similar al que resulta en el modelo actual del Sistema.

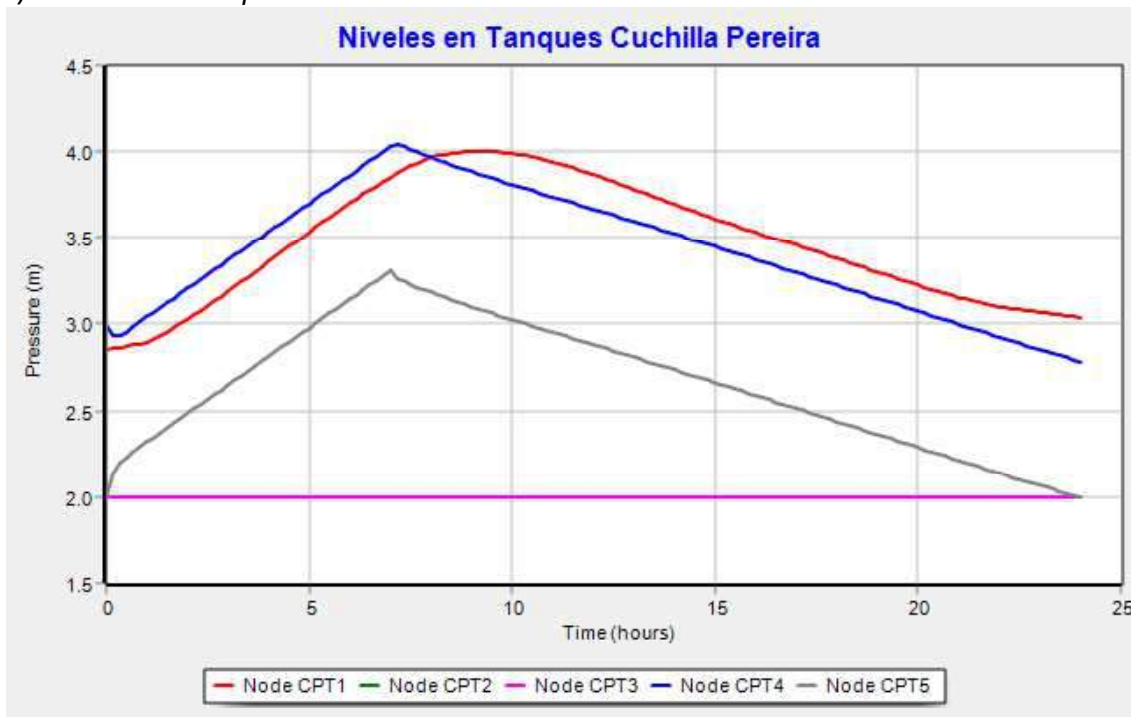
c) Caudales de salida del recalque Melilla



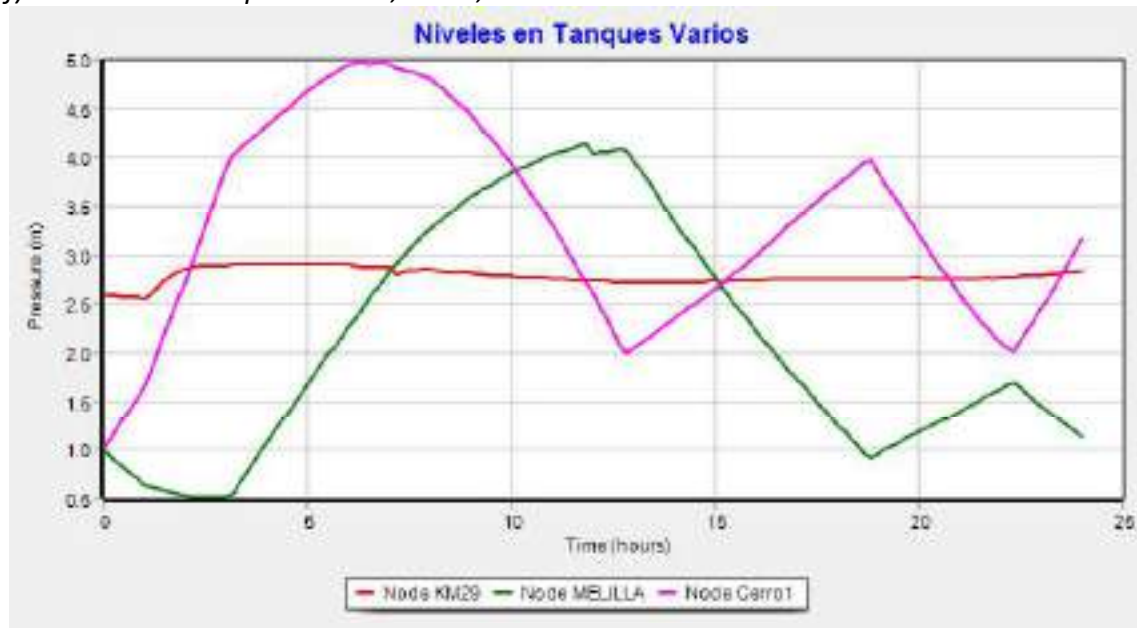
d) Niveles en tanques Cerrito



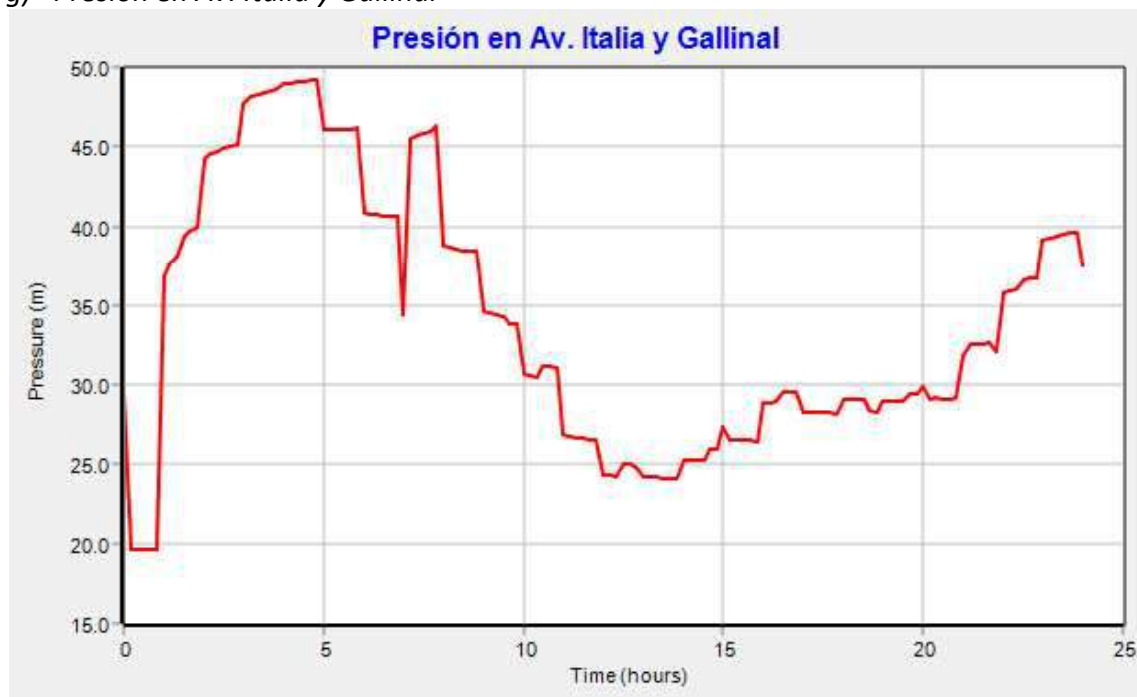
e) Niveles en tanques Cuchilla Pereira



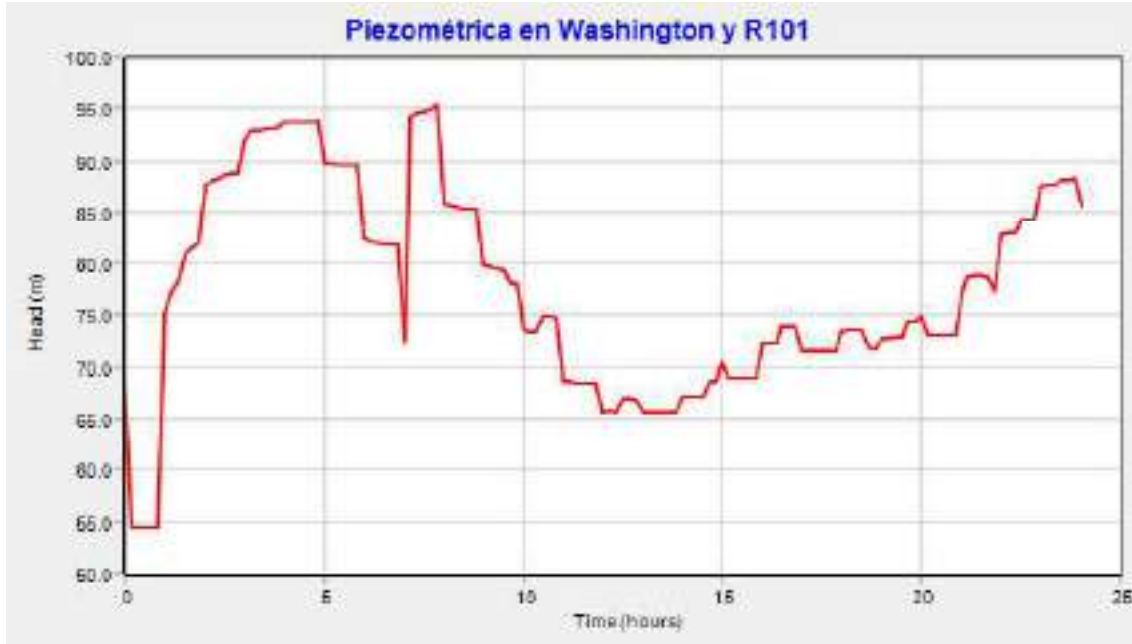
f) Niveles en tanques Melilla, Cerro, Km29



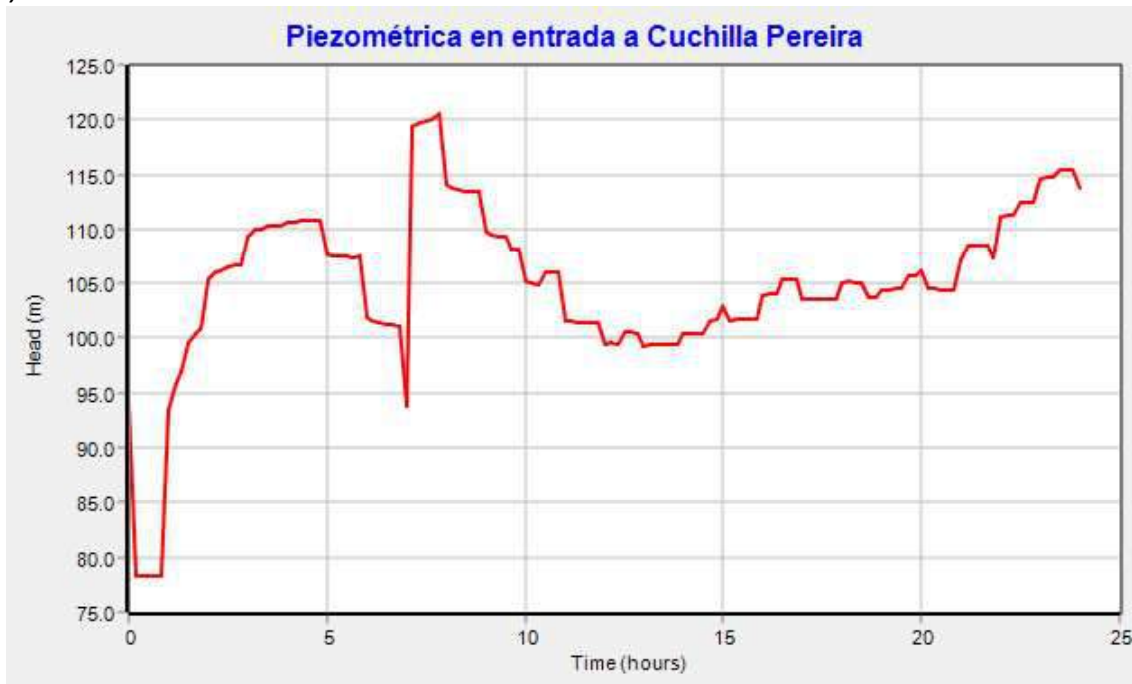
g) Presión en Av. Italia y Gallinal



h) Piezométrica en Washington y R101



i) Piezométrica en entrada a Cuchilla Pereira



j) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



10.7.3 Escenario 2 – Situación con producción reducida PTAP Arazatí 2045

En este escenario se supone que la producción de la nueva fuente se reduce a 140.000 m³/día por lo que el aporte desde AACC debe ser similar al actual, es decir en el orden de los 696.000 m³/día.

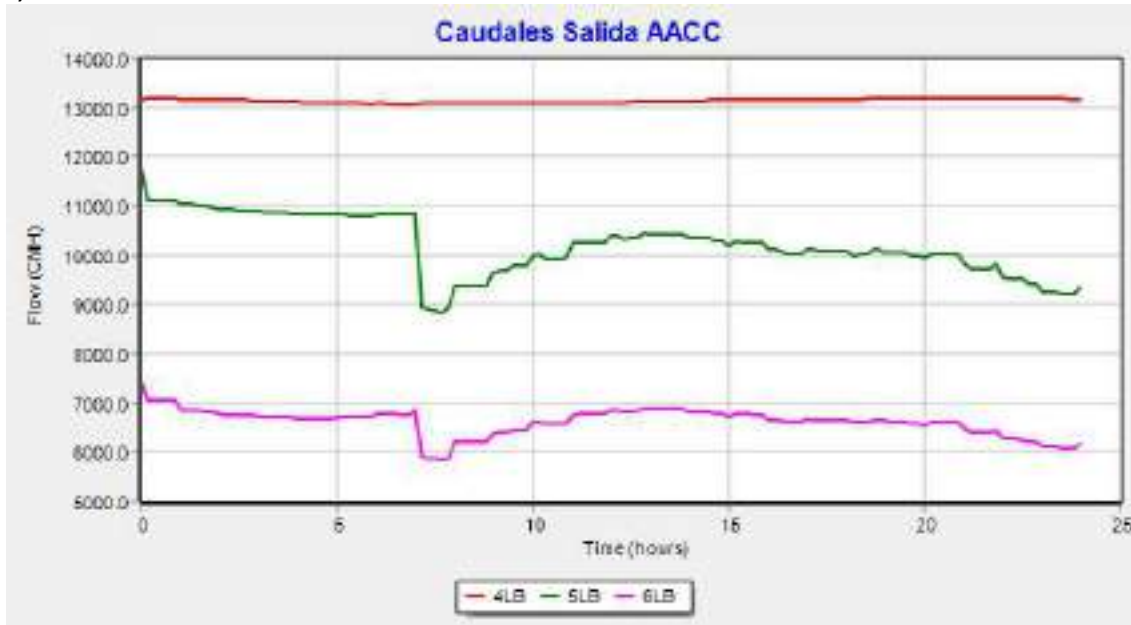
El análisis de este escenario se basa sobre el modelo elaborado para el Escenario 1, con las siguientes modificaciones:

- + Se reduce el aporte de la fuente nueva (Arazatí) en el recalque Melilla, a 5.833 m³/h.
- + En el recalque Melilla se mantiene el abastecimiento de la troncal al Cerro y de la Línea de Emergencia quedando funcionando, en forma intermitente, una sola bomba hacia la derivación Cerrito.
- + Se utiliza la bomba EBARA1 al 100% sobre la 4LB que trabaja con una presión máxima de 125mca en AACC para elevar hasta 13.200 m³/h.
- + Se agrega al modelo la troncal DN1000mm actualmente en construcción entre Recalque 4LB y tanques del Cerrito (tubería 320 en el modelo).
- + En las horas de madrugada no es posible reducir el bombeo en AACC de las bombas EBARA3 y FLOW4, las que se mantienen en operación hacia la 4LB y la 5LB respectivamente.

Se verifica que en estas nuevas condiciones de operación el sistema responde en forma adecuada.

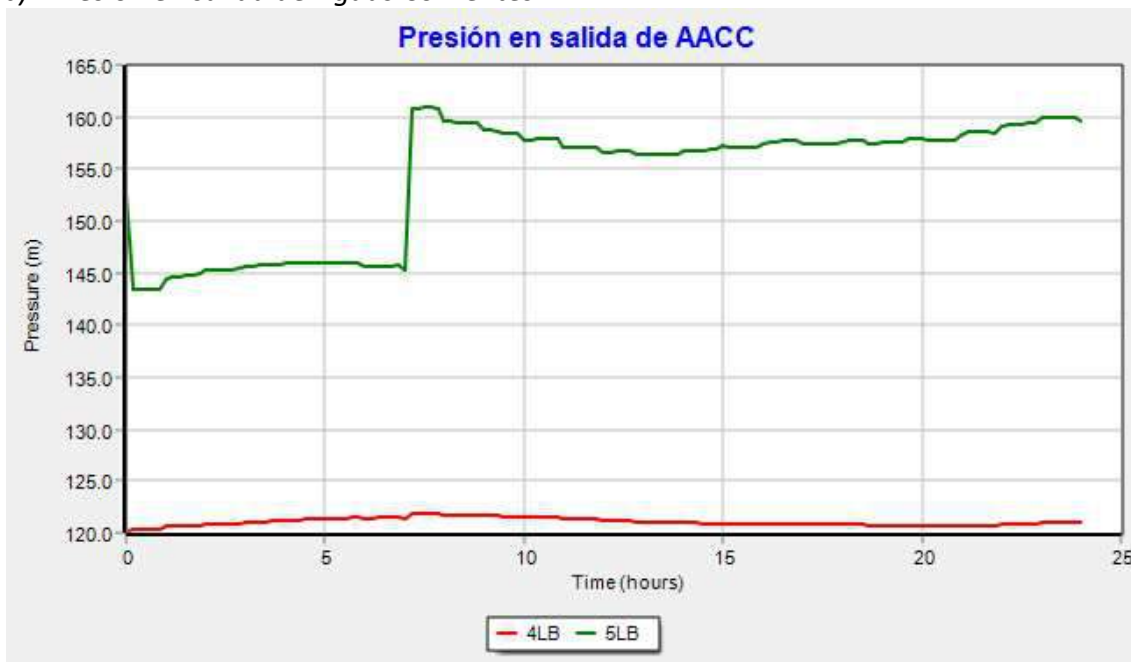
El modelo se presenta en el archivo adjunto *2045 Esc2.net*, en el que se pueden consultar los resultados obtenidos más allá de los que se presentan a continuación.

a) Caudales de salida de AACC



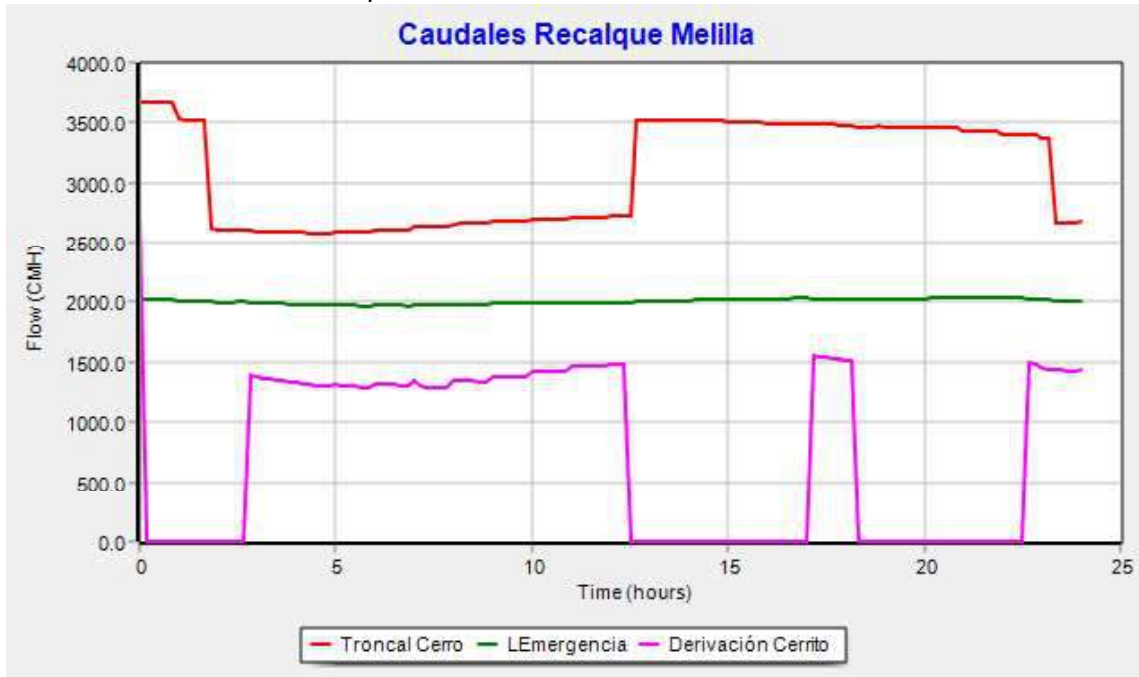
Se indica que en este caso el Recalque de 4LB se mantiene encendido durante todo el día (3 bombas).

b) Presión en salida de Aguas Corrientes

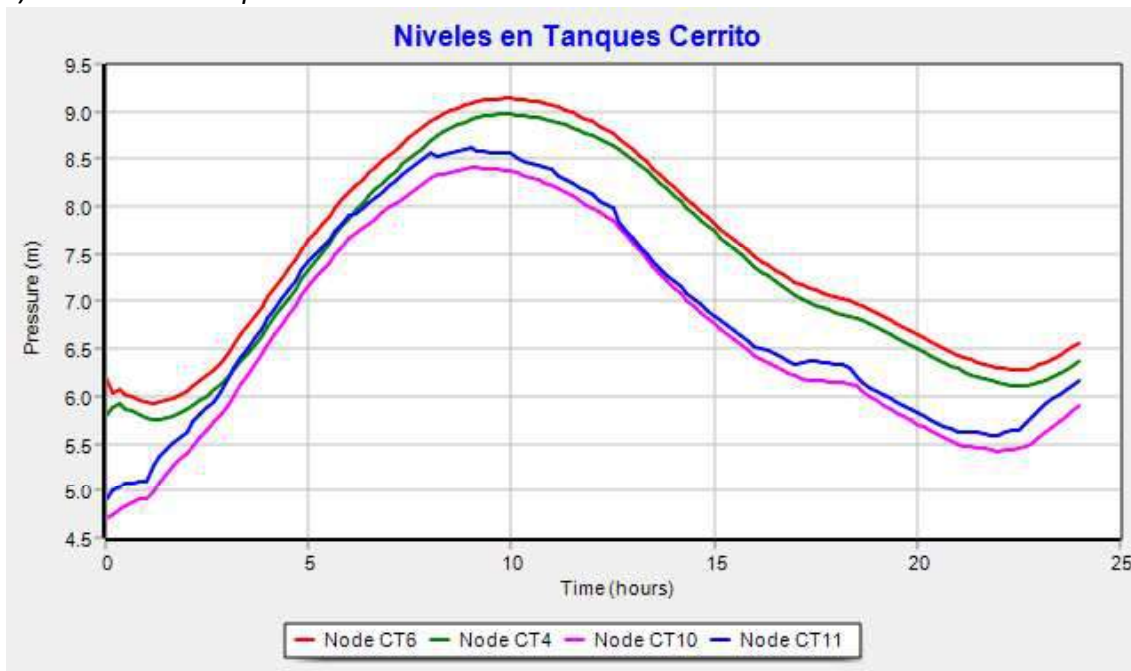


Se observa que la presión en el cabezal 5LB-6LB se mantiene con un máximo del orden de los 160mca similar al actual. Asimismo, la presión en la 4LB se mantiene por debajo de los 125mca.

c) Caudales de salida del recalque Melilla

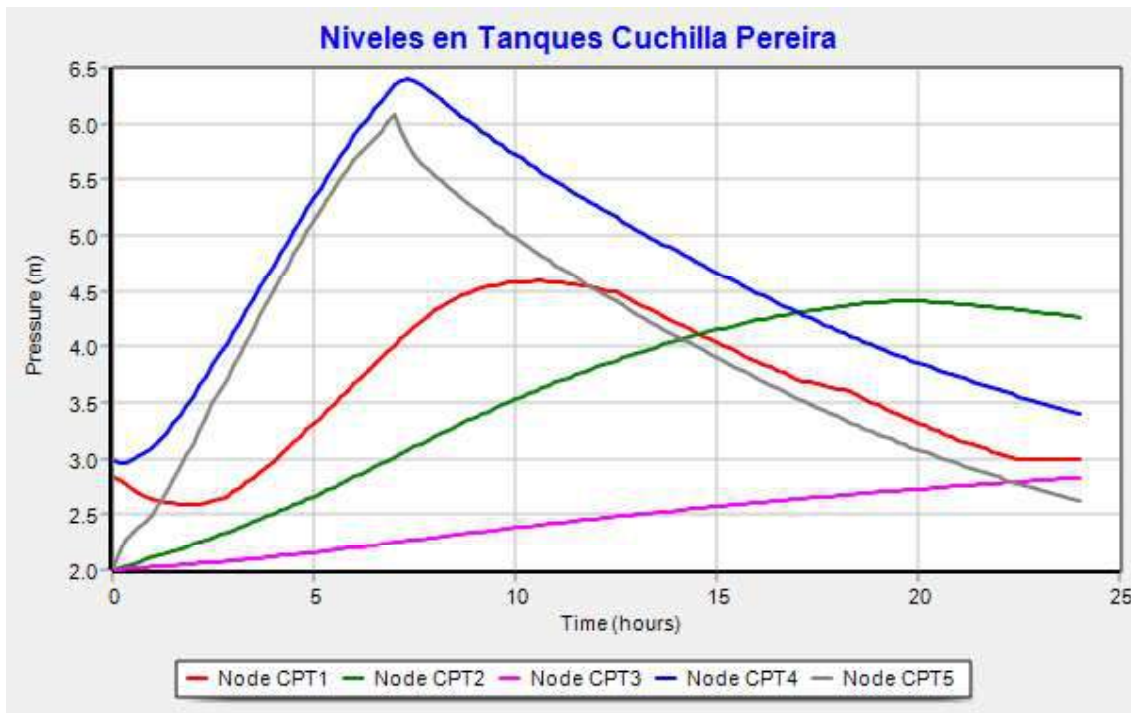


d) Niveles en tanques Cerrito

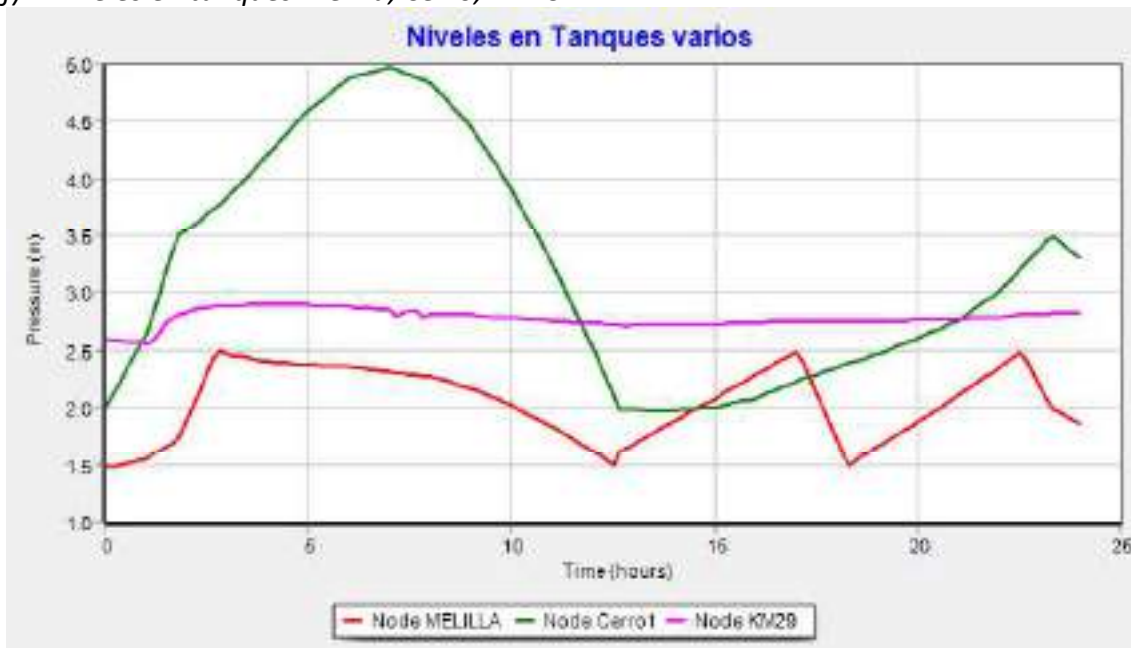


El nivel en los tanques al final del día es mayor que al inicio, por lo que en días sucesivos debería apagarse el recalque de 4LB durante algunas horas.

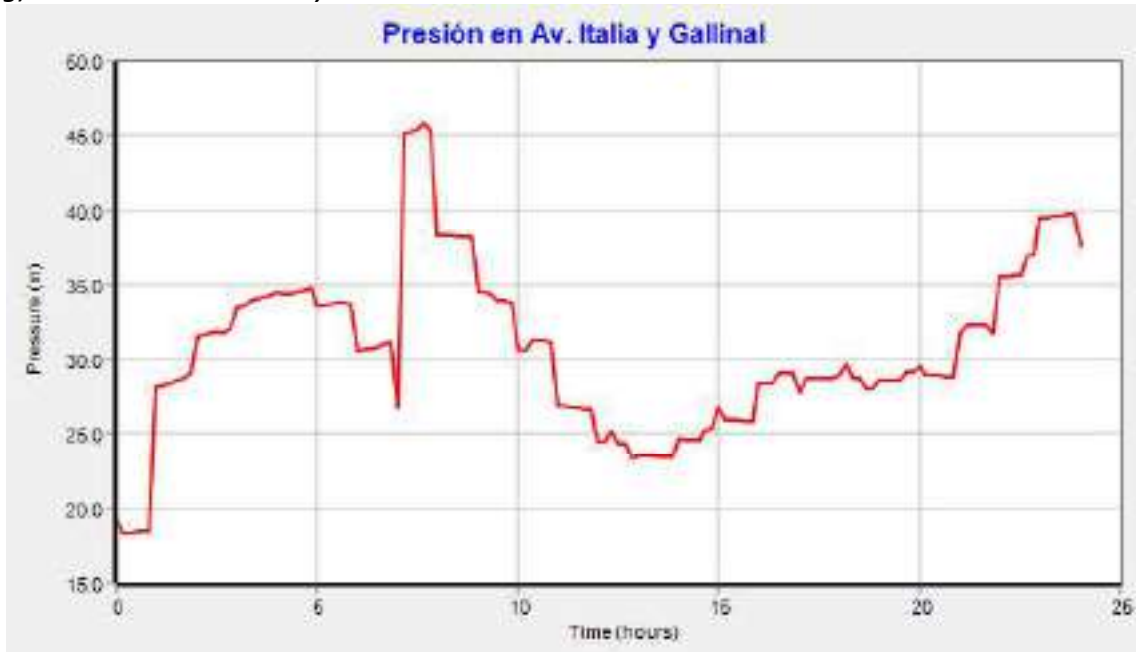
e) Niveles en tanques Cuchilla Pereira



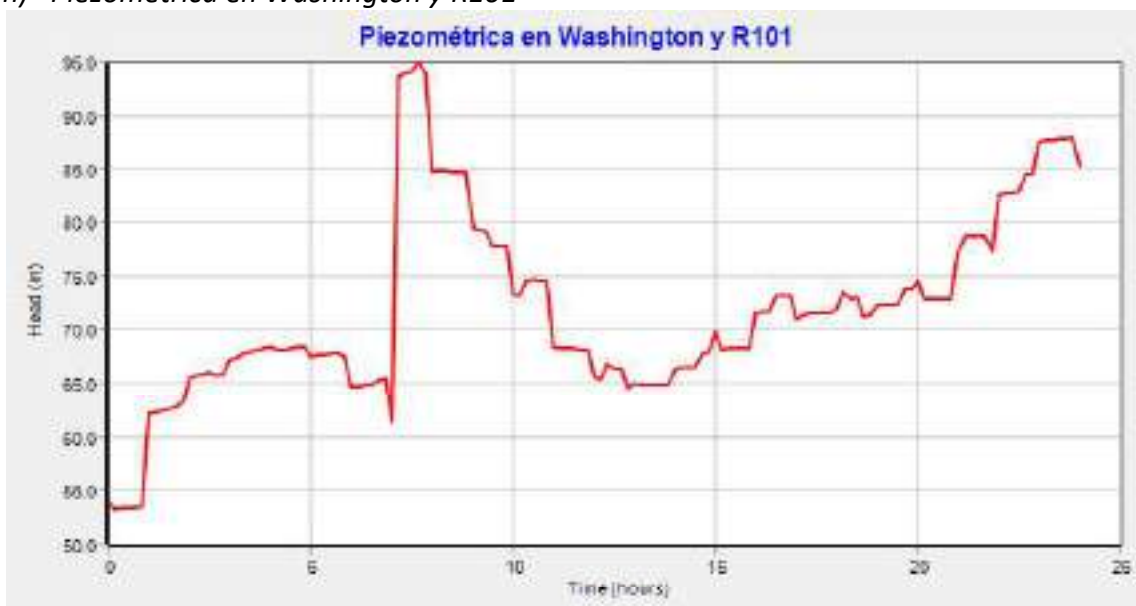
f) Niveles en tanques Melilla, Cerro, Km29



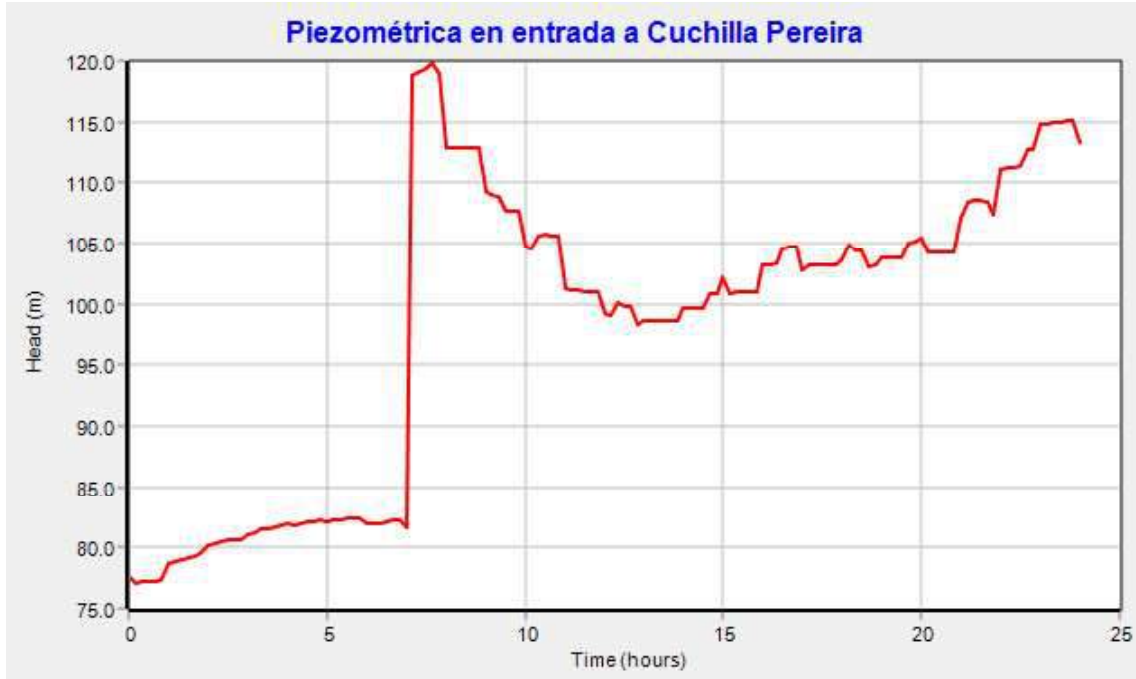
g) Presión en Av. Italia y Gallinal



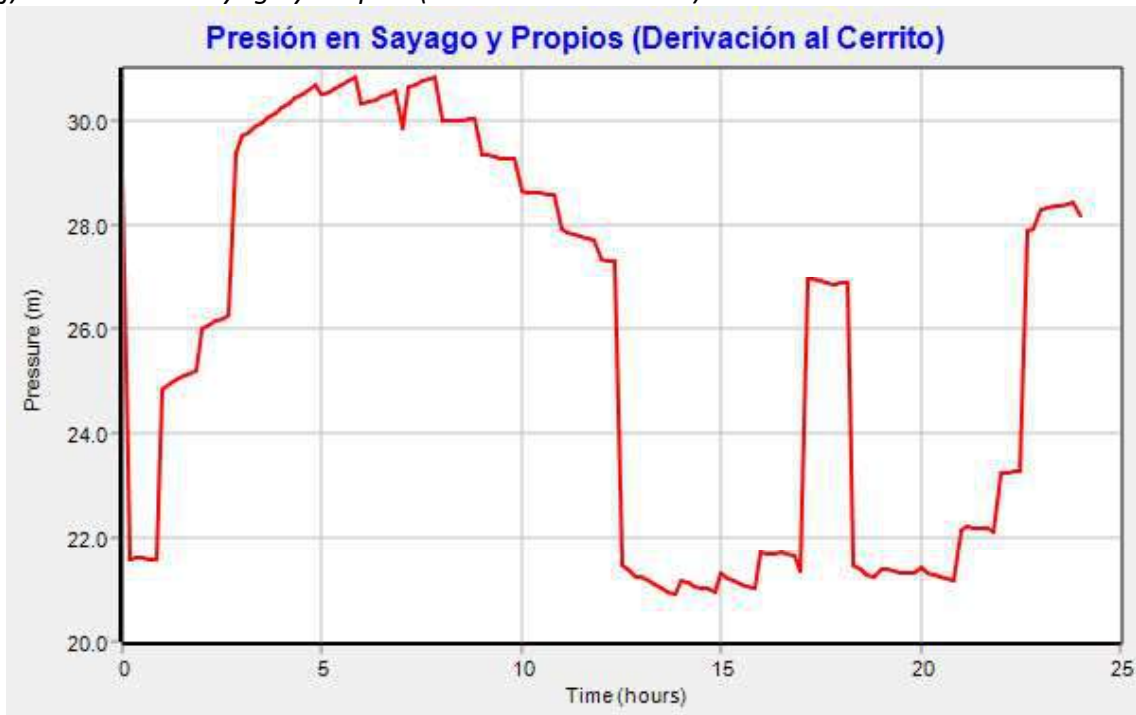
h) Piezométrica en Washington y R101



i) Piezométrica en entrada a Cuchilla Pereira



j) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



La presión en la hora de demanda máxima es 6mca menor que en la actualidad y en el escenario 1 (27mca). Las zonas más elevadas abastecidas desde esta derivación podrían tener problemas puntuales de abastecimiento en horas pico. Sería necesario mantener encendida en forma continua una bomba en el Recalque de Melilla (Derivación al Cerrito) aunque con una velocidad menor que evite el vaciado del tanque de Melilla. Se ha modelado solamente ON-OFF con velocidad máxima (50 Hz).

10.7.4 Escenario 3 – Demanda Máxima Diaria de corto plazo, año 2025

Se analiza el escenario de entrada de la nueva fuente en un corto plazo, año 2025. En este escenario se considera un aumento de 10% de la demanda actual o sea una demanda de 759.000 m³/día en la que se incluye un aporte de 520 m³/h a la Costa de Oro (Peaje de Pando). El proyecto Arazatí aportará 199.000 m³/día mientras que desde AACC ingresarán los 560.000 m³/día restantes.

El modelo utilizado se basa en el del escenario 1 en el cual la demanda se afecta con un coeficiente multiplicador igual a 0,891.

La falta de capacidad de aducción hacia la zona este de la ciudad, por insuficiencia de capacidad en la 5LB hace que sea necesario reforzar el abastecimiento a través de Cuchilla Pereira concentrando el bombeo desde AACC hacia dicha zona.

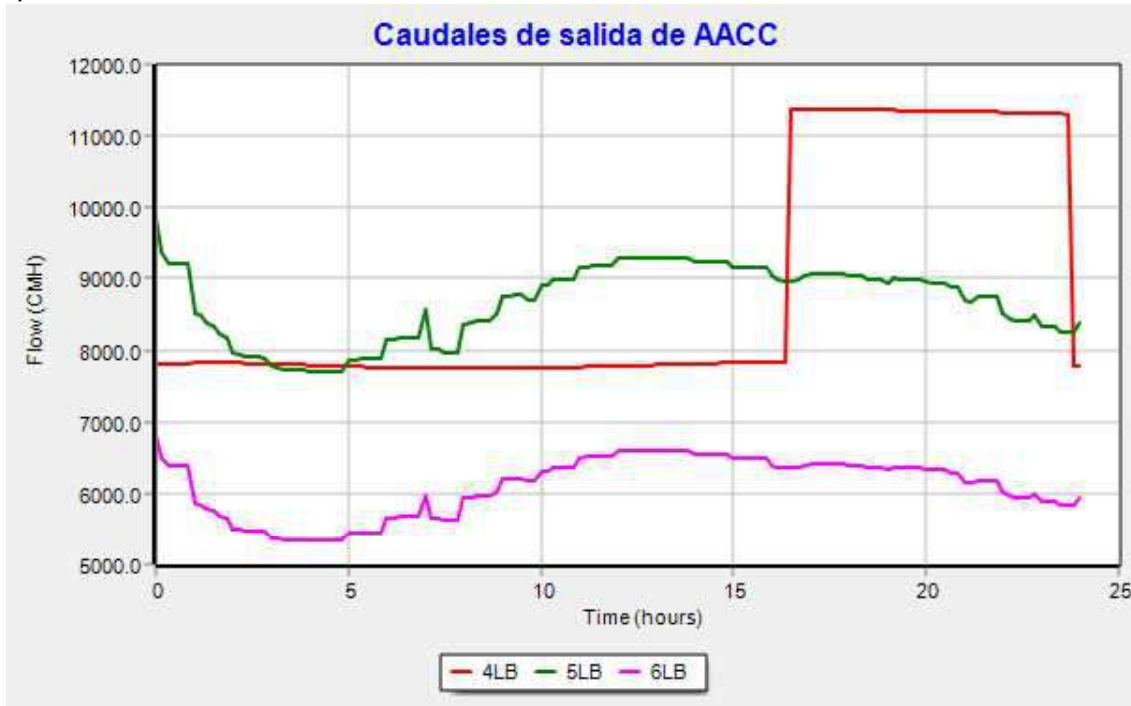
Las modificaciones respecto del escenario 1 son las siguientes:

- + Se agrega el caudal de salida a Costa de Oro (nodo N861 - 580 m³/h) y se aplica coeficiente de multiplicador de demanda 0,891 a todo el sistema.
- + Se regula caudal de entrada a los tanques de Cuchilla Pereira a 1.800 m³/h entre las 00:00 y las 07:00hs.
- + Se abre interconexión DN1200mm en 5LB-6LB en Km24.
- + Se enciende la bomba Flowserve5 en el horario de 10:00 a 20:00hs (no es posible encender también la bomba Flowserve6 debido a que se superarían los 160mca de presión en el cabezal de AACC). Parecería mejor solución utilizar el Recalque 4LB hacia el Este en el mismo horario.
- + En el horario de 00:00 a 07:00hs se enciende la bomba Flowserve6 para asegurar la alimentación de los tanques de Cuchilla Pereira.
- + Las bombas del Recalque Melilla al Cerro y al Cerrito se trabajan con velocidad 90% (equivalente a 45 Hz).

Asimismo, no se ha considerado la tubería de refuerzo de la 5LB desde Cno. Mendoza a Ruta 8.

Se verifica que en estas nuevas condiciones de operación el sistema responde en forma adecuada. El modelo se presenta en el archivo adjunto *2025 Esc3.net*, en el que se pueden consultar los resultados obtenidos más allá de los que se presentan a continuación.

a) Caudales de salida de AACC

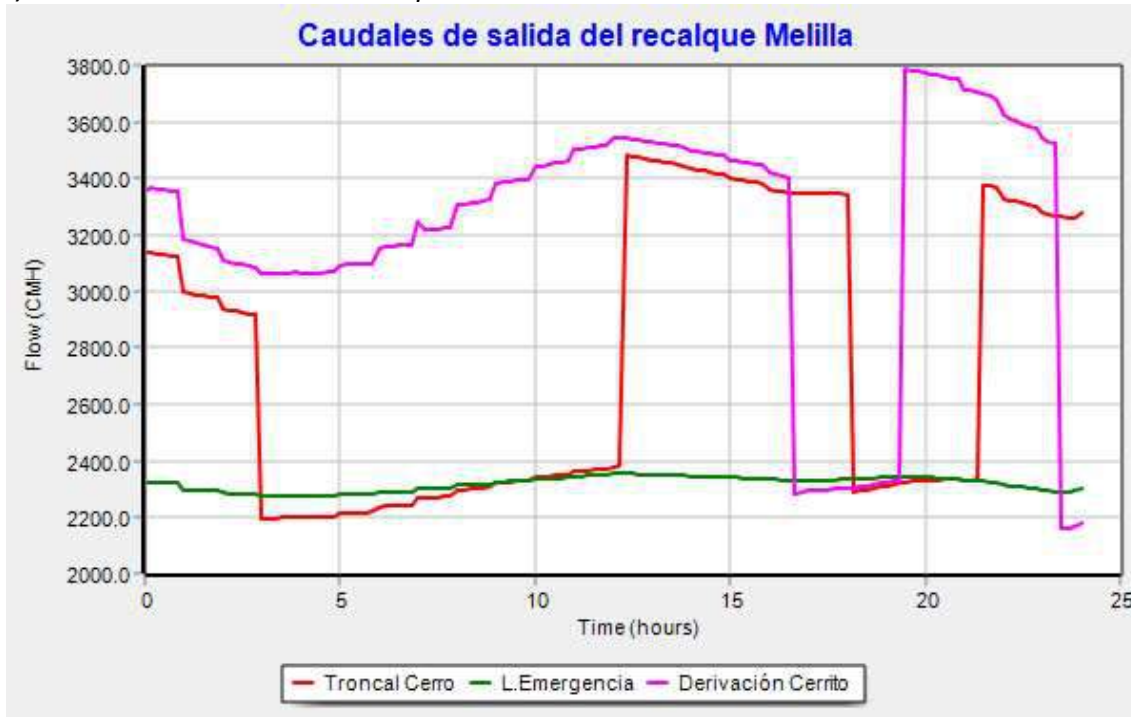


b) Presión en salida de Aguas Corrientes

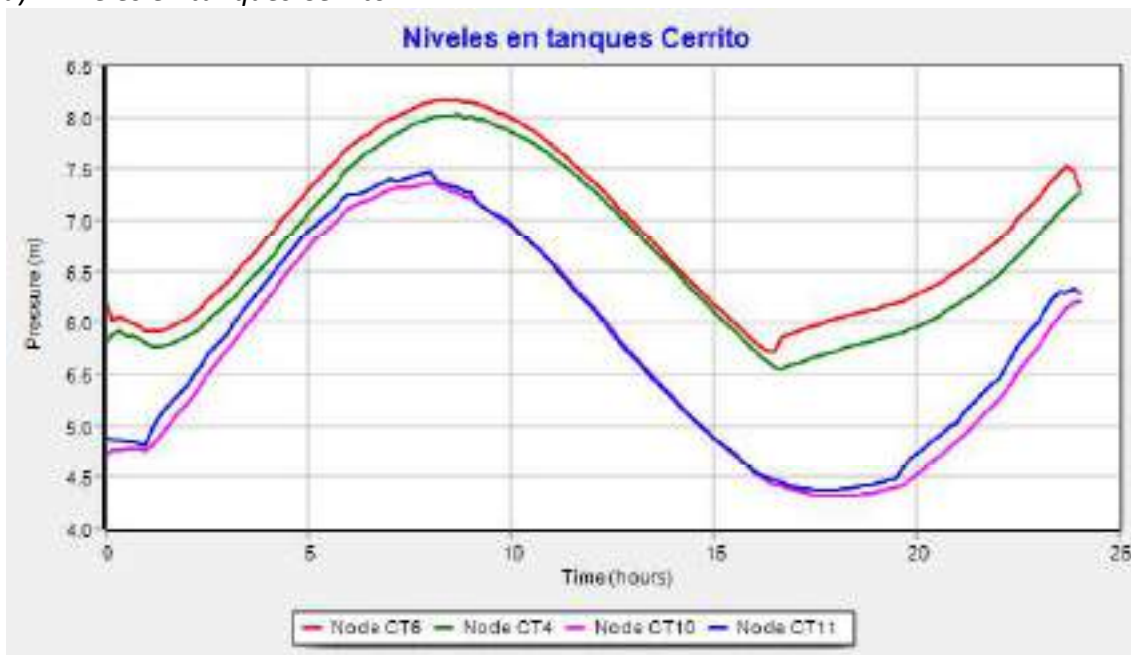


Se observa que la presión en el cabezal 5LB-6LB se mantiene por debajo de los 160mca, asimismo la presión en la 4LB se mantiene por debajo de los 125mca.

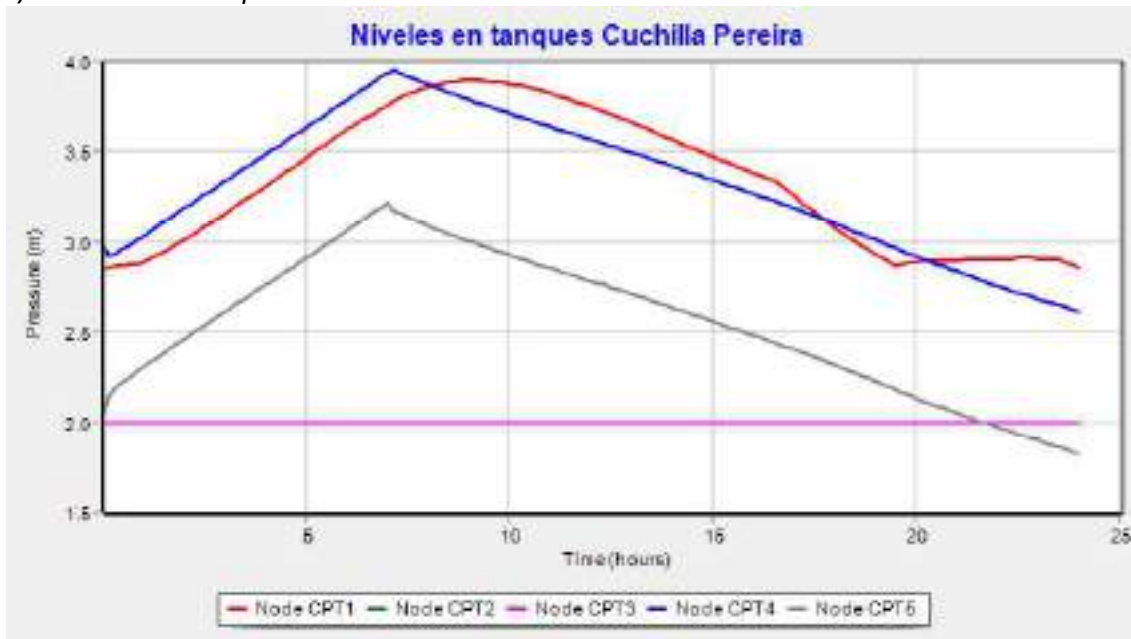
c) Caudales de salida del recalque Melilla



d) Niveles en tanques Cerrito



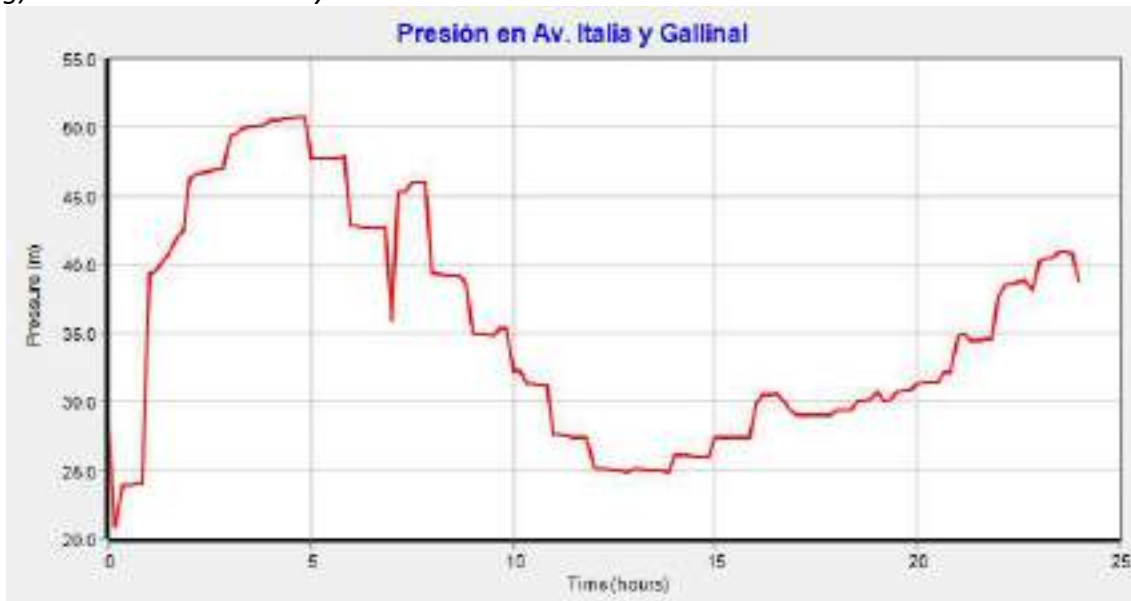
e) Niveles en tanques Cuchilla Pereira



f) Niveles en tanques Melilla, Cerro, Km29



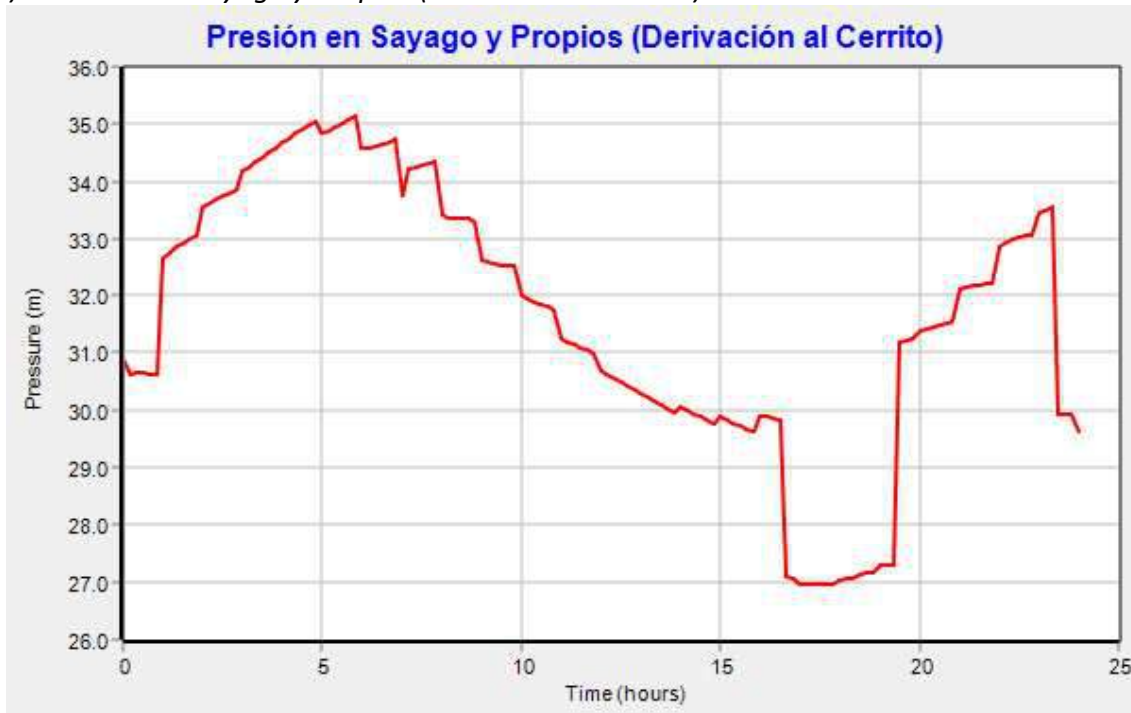
g) Presión en Av. Italia y Gallinal



h) Piezométrica en entrada a Cuchilla Pereira

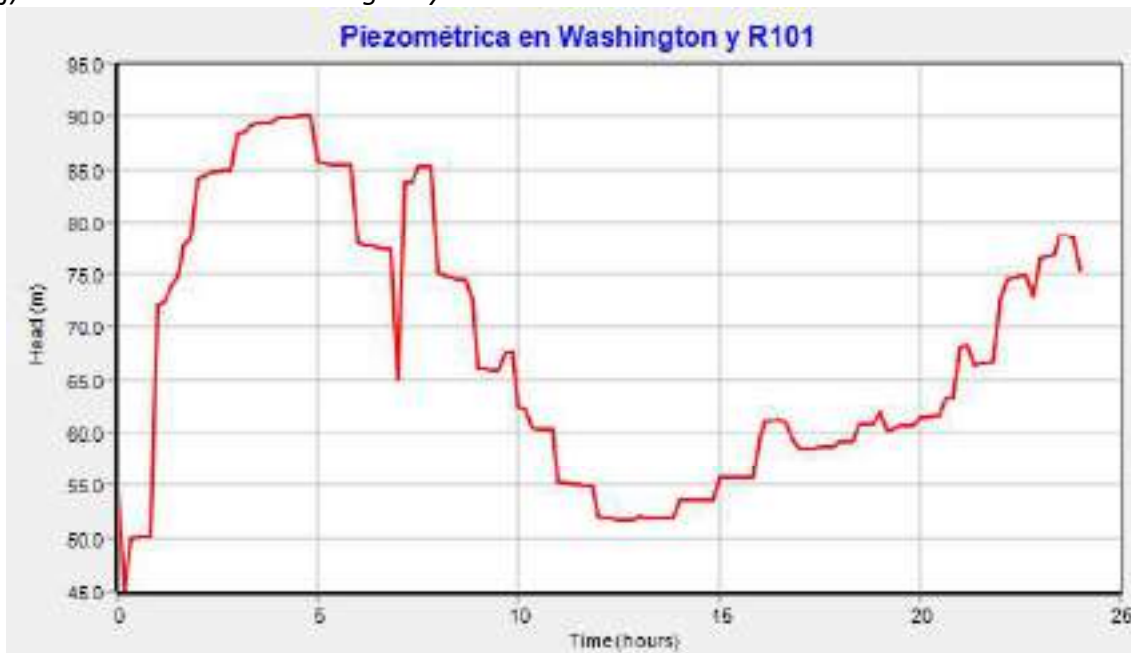


i) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



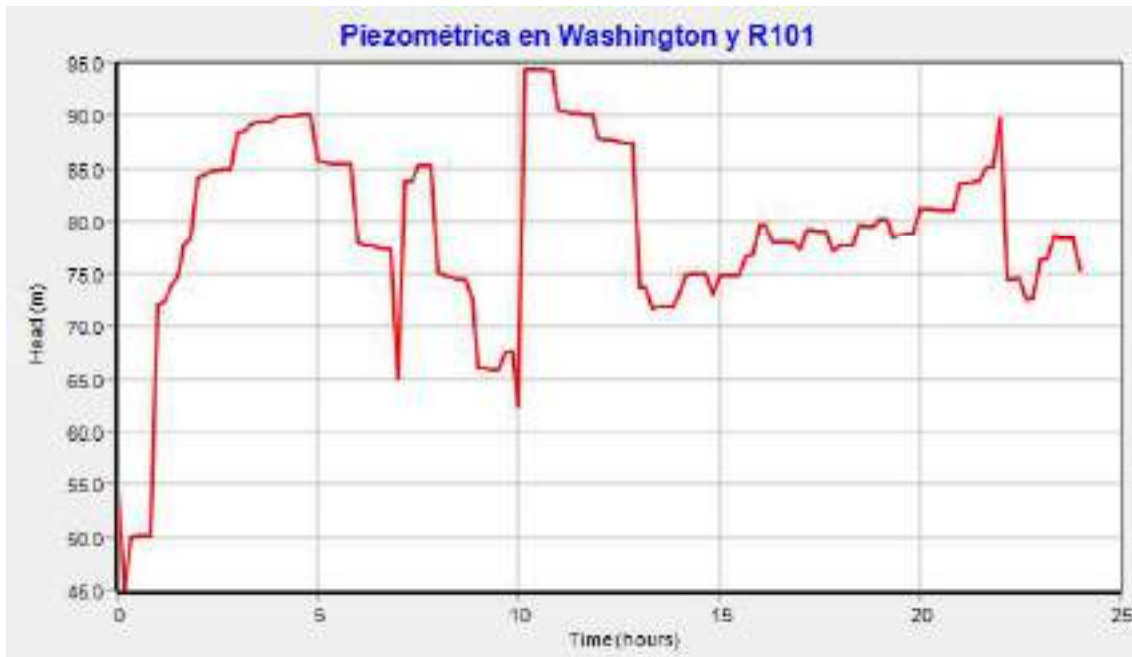
La presión en la hora de demanda máxima es similar al de la actualidad y al escenario 1 (27mca).

j) Piezométrica en Washington y R101



Como se observa, el nivel piezométrico baja del valor mínimo propuesto de +65m. Para corregir esta situación se propone encender una de las bombas del recalque de 4LB hacia la 2da Derivación al este, en un horario entre las 10:00 y las 20:00hs. Se obtienen

piezométricas por arriba de +70m en las horas de mayor consumo, tal como se muestra en la figura siguiente:



10.7.5 Escenario 4 – Demanda Media Diaria de corto plazo, año 2025

Se analiza otro escenario para evaluar la integración de la nueva fuente en el corto plazo, año 2025. En este escenario se considera una demanda media diaria que se estima en **630.000 m³/día** en la que se incluye un aporte de 400 m³/h a la Costa de Oro (Peaje de Pando). El proyecto Arazatí aportará 110.000 m³/día mientras que desde AACC ingresarán los 520.000 m³/día restantes.

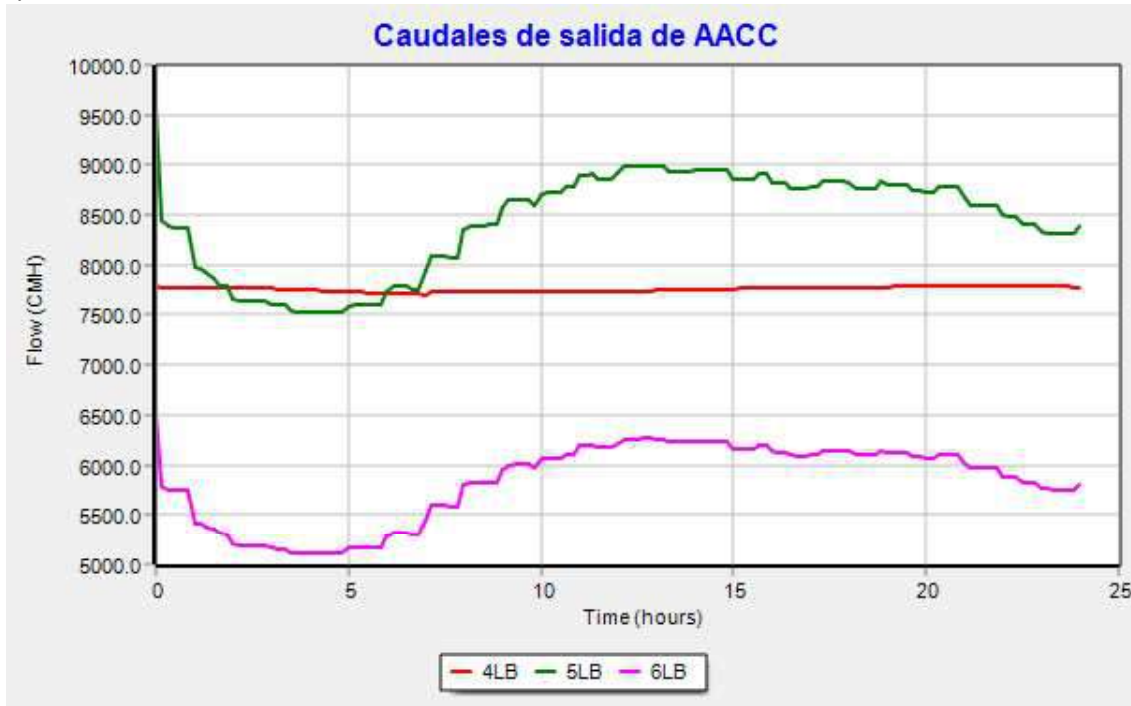
El modelo utilizado se basa en el del escenario 3 en el cual la demanda se afecta con un coeficiente multiplicador igual a 0,740.

Las modificaciones respecto del escenario 3 son las siguientes:

- + Se modifica el caudal de salida a Costa de Oro (nodo N861 - 540 m³/h) y se aplica coeficiente de multiplicador de demanda 0,740 a todo el sistema.
- + Se ajusta el caudal de ingreso de la nueva fuente a 4.583 m³/h (110.000 m³/día).
- + No es necesario encender el recalque de 4LB.
- + En Aguas Corrientes no es necesario encender las bombas KSB2 y 5, las Flowserve 5 y 6 y la EBARA 1.
- + En el Recalque de Melilla, no se bombea sobre la Línea de Emergencia, la cual es alimentada directamente desde la 6LB. Se mantiene encendida una bomba hacia el tanque del Cerro (enciende y apaga según el nivel en tanque Cerro) y una bomba hacia la derivación al Cerrito (enciende y apaga según nivel en tanque Melilla).

Se verifica que en estas nuevas condiciones de operación el sistema responde en forma adecuada. El modelo se presenta en el archivo adjunto *2025 Esc4.net*, en el que se pueden consultar los resultados obtenidos más allá de los que se presentan a continuación.

a) Caudales de salida de AACC

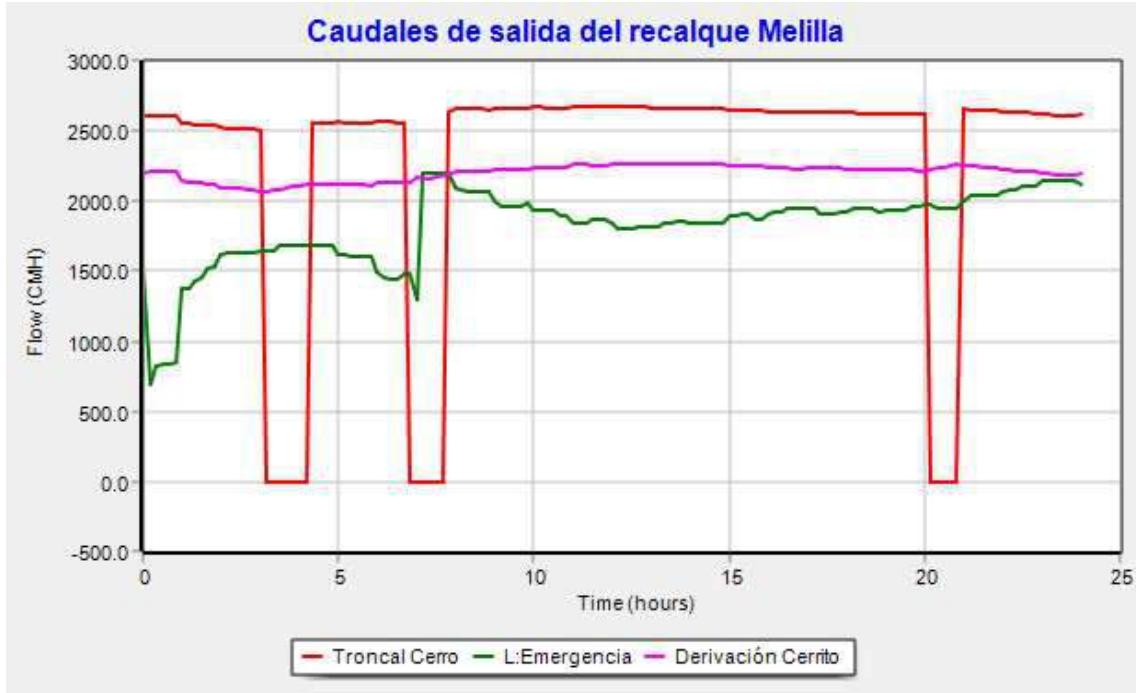


b) Presión en salida de Aguas Corrientes



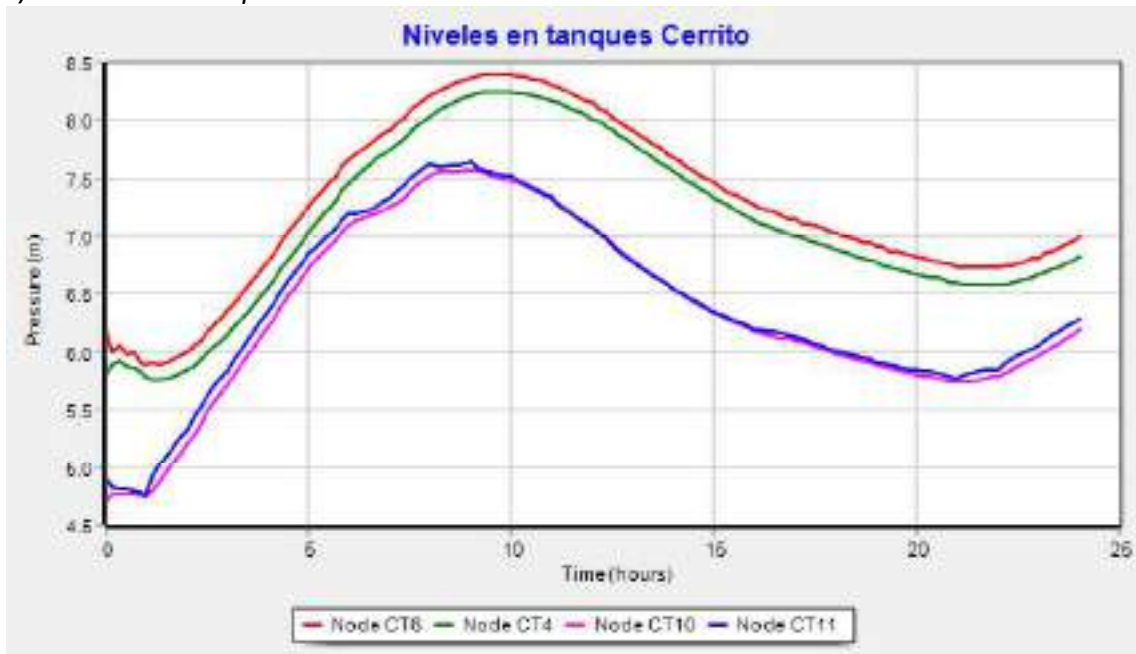
Se observa que la presión en el cabezal 5LB-6LB se mantiene por debajo de los 150mca, asimismo la presión en la 4LB se mantiene por debajo de los 120mca.

c) Caudales de salida del recalque Melilla

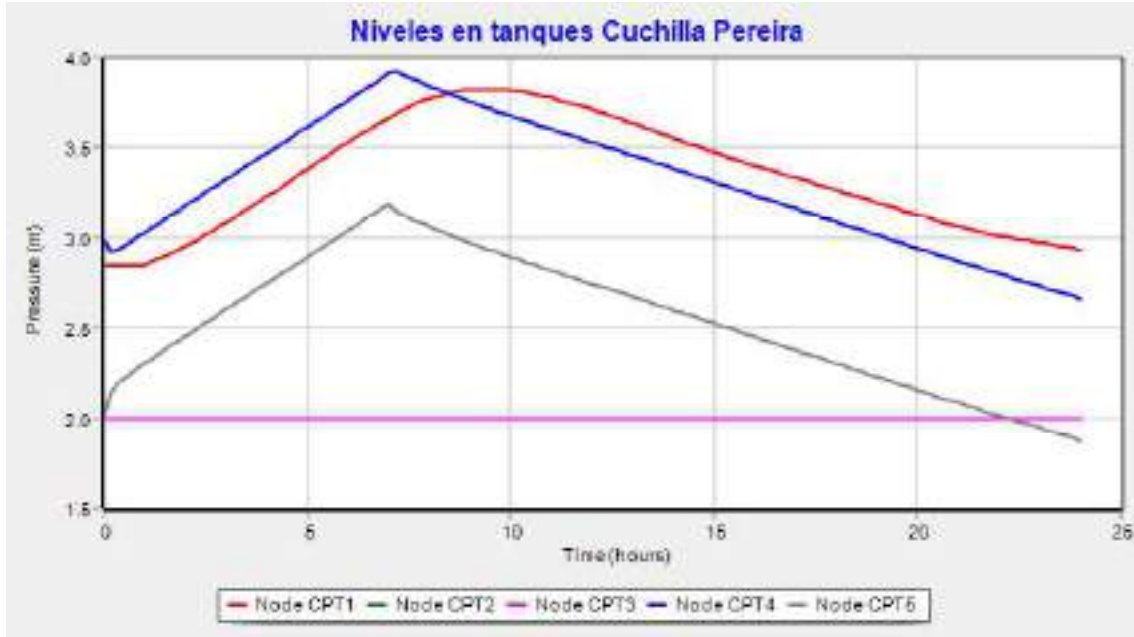


Se observa que a bomba hacia la Derivación Cerrito trabaja en forma continua, manteniendo el nivel en el tanque del recalque Melilla.

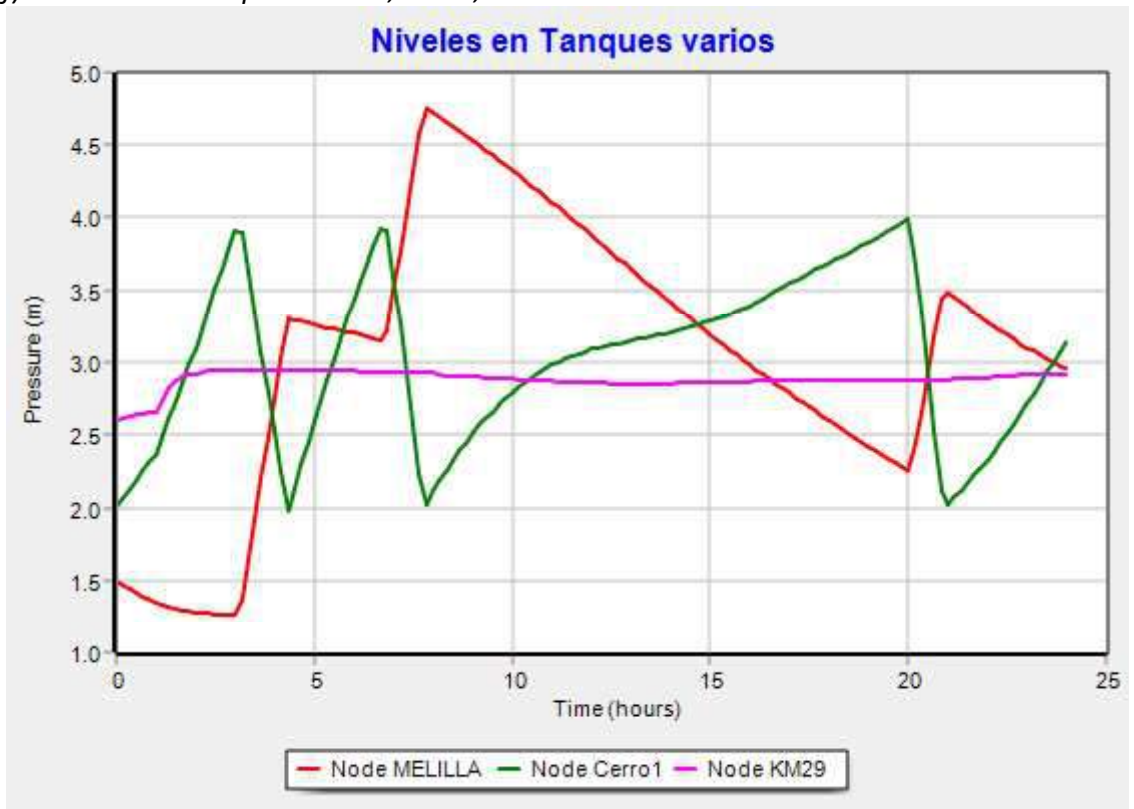
d) Niveles en tanques Cerrito



e) Niveles en tanques Cuchilla Pereira



f) Niveles en tanques Melilla, Cerro, Km29



g) Presión en Av. Italia y Gallinal



h) Piezométrica en entrada a Cuchilla Pereira

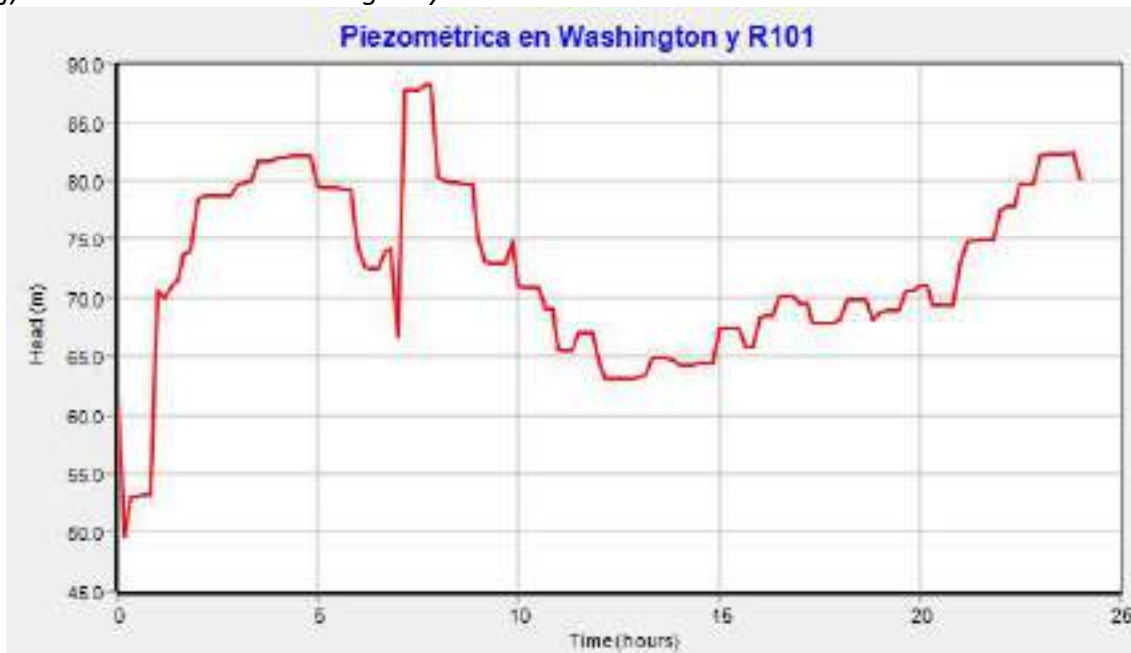


i) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



La presión en este nodo varía entre 30 y 33mca lo que es razonable, similar al escenario actual con este nivel de demanda.

j) Piezométrica en Washington y R101



En este modelo las demandas de la Zona Este son mayores que las actuales, por ello las piezométricas resultantes en este punto son menores aunque por encima del valor mínimo propuesto de +65m.

10.8 ANÁLISIS DE ESCENARIOS DE CONTINGENCIA

10.8.1 Contingencias en Línea de Bombeo de Aguas Corrientes

El proyecto Arazatí tiene como objetivo, entre otros, de reducir la vulnerabilidad del sistema de abastecimiento actual y es por ello que se evalúa a continuación el grado de cobertura del servicio que se puede mantener frente a fallos importantes en las tres líneas de bombeo principales a Montevideo.

En el escenario de demanda máxima horaria para final de período, se evalúa la demanda máxima que se podría abastecer en cada escenario de contingencia. El modelo de análisis está basado en el escenario 1 descrito en el punto 10.7.2.

10.8.1.1 *Rotura en la Quinta Línea de Bombeo (5LB)*

Se evalúa una rotura (o salida de operación) del primer tramo de la 5LB que es un situación crítica que afecta principalmente el abastecimiento de la zona este de Montevideo, el Recalque de Km 29 (Las Piedras y otros) y a la zona abastecida desde los tanques de Cuchilla Pereira.

Ante una rotura en la 5LB, se prevén realizar las siguientes maniobras:

- + La 4LB se debe mantener con una capacidad máxima de bombeo desde Aguas Corrientes (respetando el límite de presión en el cabezal de salida), encendiendo el Recalque 4LB cuando sea necesario hacia los tanques del Cerrito.
- + Interconectar 5LB y 6LB tanto en Cuchilla Pereira como en el Km24.
- + El aporte del Proyecto Arazatí, se canaliza a través del Recalque Melilla. Se mantiene el bombeo hacia el tanque del Cerro y sobre la Línea de Emergencia. Las dos bombas nuevas se conectan hacia el tramo DN1200mm propuesto como extensión de la 6LB entre el Recalque de Melilla y Cuchilla Pereira.

Con esta configuración se obtienen los siguientes resultados:

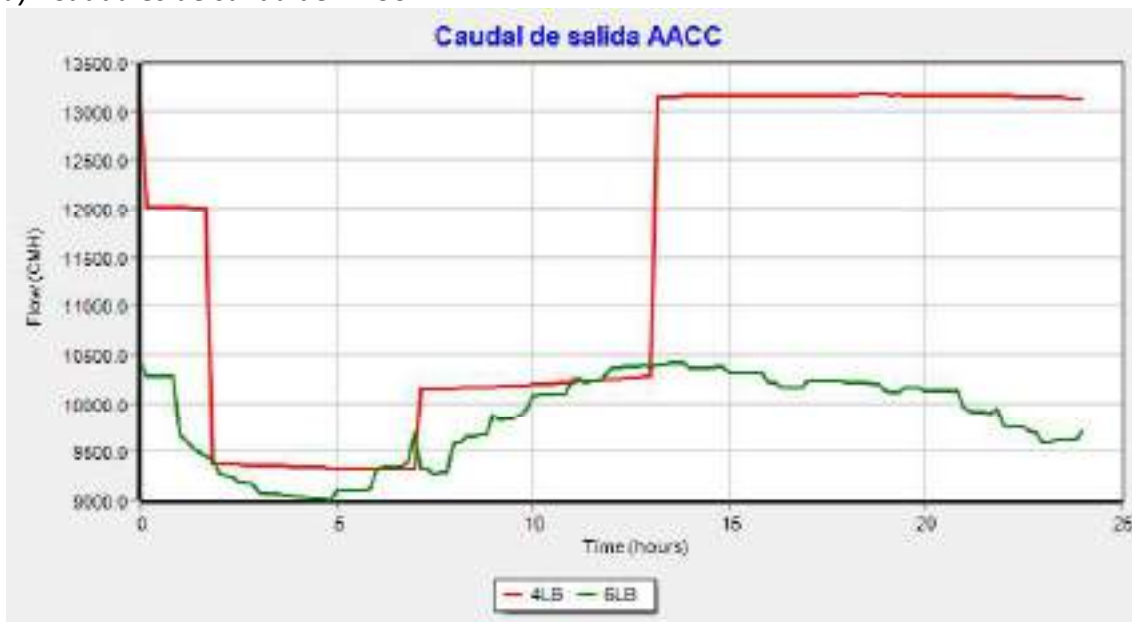
- Es posible mantener un servicio aceptable para una demanda del orden de los 750.000 m³/día (coeficiente de 0,90 de afectación de la demanda en el modelo). Se produciría una reducción de la presión de servicio en algunas zonas del sistema, en especial en la zona este de Montevideo.
- Los sectores abastecidos desde el Cerrito, prácticamente no presentan cambios en su funcionamiento hidráulico, al igual que la zona Oeste / Cerro, Recalque Km29.
- La troncal Propios funcionaría en sentido inverso al habitual, es decir abastecido desde Cerrito y no desde Melilla. Esto se podría mejorar con una interconexión con la Línea de Emergencia a la altura de Cno. Coronel Raíz, de

esta manera, se desvía el caudal a Cerrito hacia la Troncal Propios y directo a las troncales de Millán (DN610) y de Rosalía de Castro (DN457).

- La capacidad de transporte de la 4LB se maximiza con el recalque encendido. En este escenario resultan más de 10 horas con las bombas del recalque apagadas. Para maximizar la utilización de la capacidad de la 4LB, mejorando el abastecimiento hacia la zona este, sería conveniente que poder recalcar la 2D4LB.

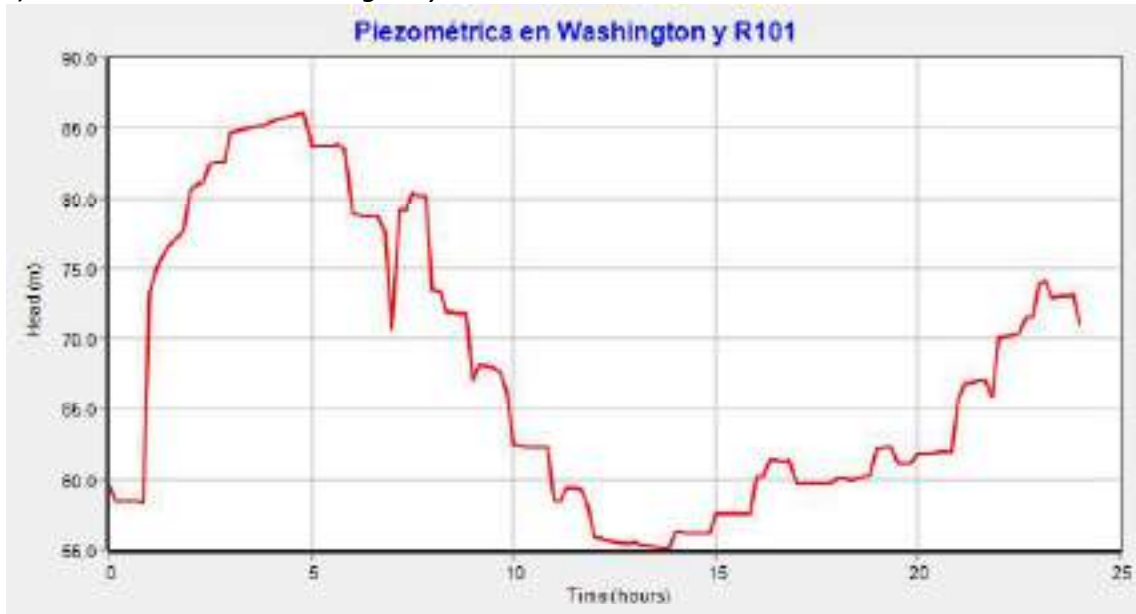
El modelo en el que se realizaron las simulación es *2045 Rot5LB.net*. Algunos resultados se muestran en las figuras siguientes.

a) Caudales de salida de AACC



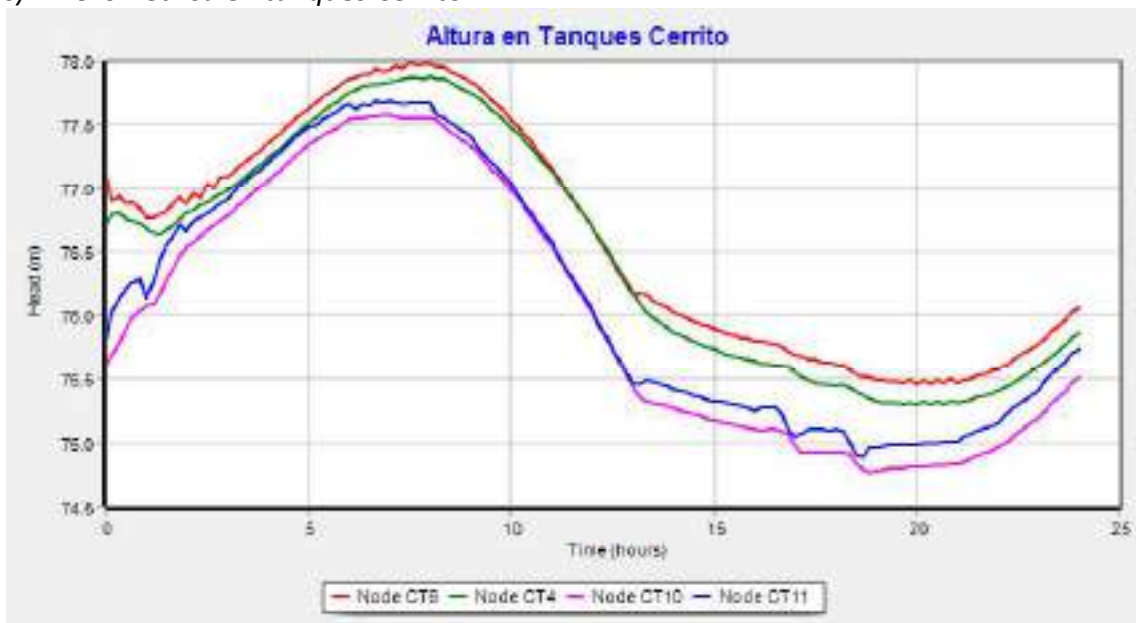
Se observa que cuando el Recalque de la 4LB está encendido, el volumen elevado es del orden de 23.500 m³/h, que sería equivalente a 560.000 m³/día que sumado a los 229.000 m³/día del Proyecto Arazatí se podría alcanzar unos 790.000 m³/día de abastecimiento al Sistema. En la modelación realizada, se limita a 750.000 m³/día.

b) Piezométrica en Washington y R101



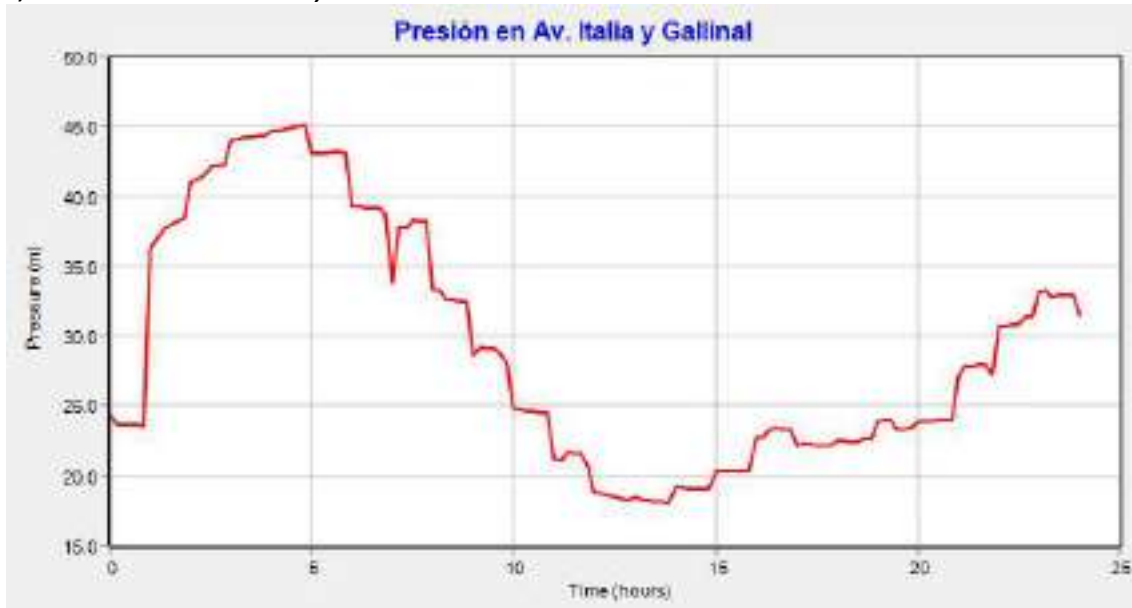
Se observa que la piezométrica se reduce a +55mca en las horas de máxima demanda, unos 10mca por debajo del nivel fijado para los escenario de operación normal.

c) Piezométrica en tanques Cerrito



Se observa que los tanques de Cerrito tienen un comportamiento normal, recuperando sus niveles hacia el final del día.

d) *Presión en Av. Italia y Gallinal*



La presión de servicio se ve resentida en algunas zonas del Sistema, pero se mantiene en un valor razonable para este punto crítico, al igual que en el punto siguiente:

e) *Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)*



10.8.1.2 *Rotura en Sexta Línea de Bombeo (6LB)*

En un escenario similar al anterior, ya que tanto la 5LB como la 6LB alimentan la zona este de Montevideo, pasando por Cuchilla Pereira.

En este caso se supone una rotura de la 6LB en el tramo entre la nueva conexión prevista a Canelones (Proyecto Radar) y Campo Méndez.

Las maniobras necesarias son las mismas que en el caso anterior, es decir interconectar 5LB y 6LB en Campo Méndez y en Km 24. De la misma manera, en Melilla las bombas que en la configuración normal bombean a la Derivación Cerrito se conectan hacia el tramo DN1200mm propuesto como extensión de la 6LB entre el Recalque de Melilla y Cuchilla Pereira.

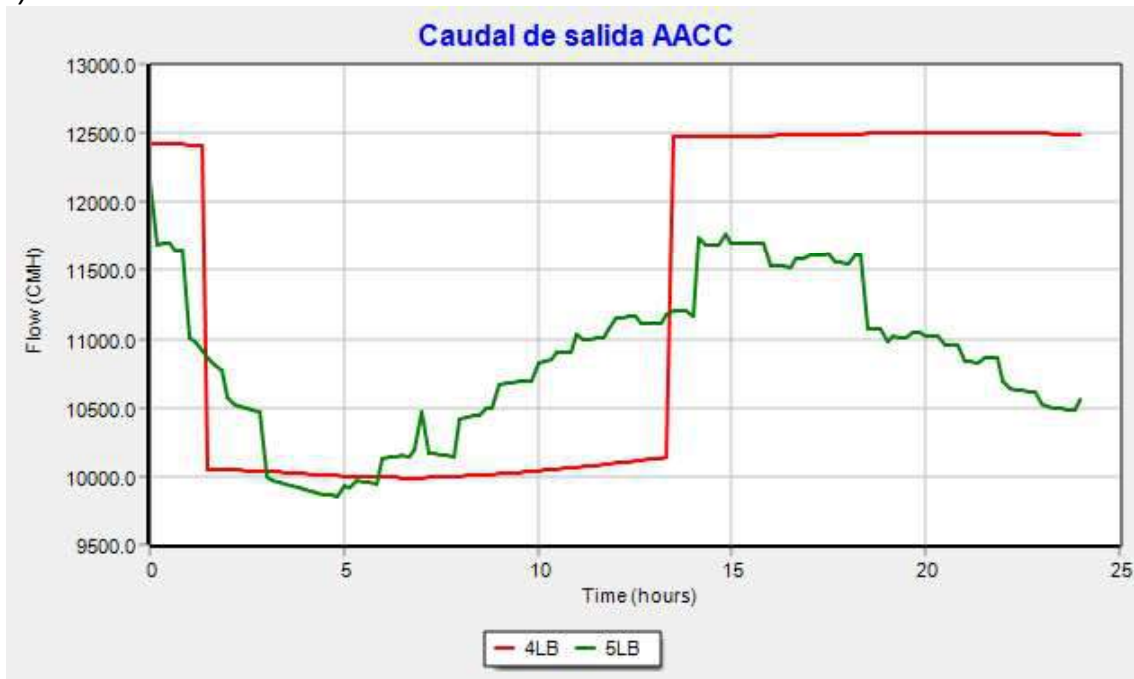
La piezométrica en la entrada a Cuchilla Pereira es mayor que en el caso anterior, por lo que la altura de bombeo sobre la nueva línea es mayor. Para aprovechar toda la capacidad de producción de la nueva PTAP, sería favorable que las bombas nuevas tengan una mayor altura de bombeo que las previstas para la operación normal. Con el mismo objetivo, se ha programado en el modelo que la segunda bomba al Cerro en vez de apagarse cuando no se necesita, se redirecciona hacia Cuchilla Pereira.

Con esta configuración se obtienen los siguientes resultados:

- Es posible mantener un servicio aceptable para una demanda del orden de los 790.000 m³/día (coeficiente de 0,95 de afectación de la demanda en el modelo).
- No se presentan mayores afectaciones en el servicio para este nivel de demanda.

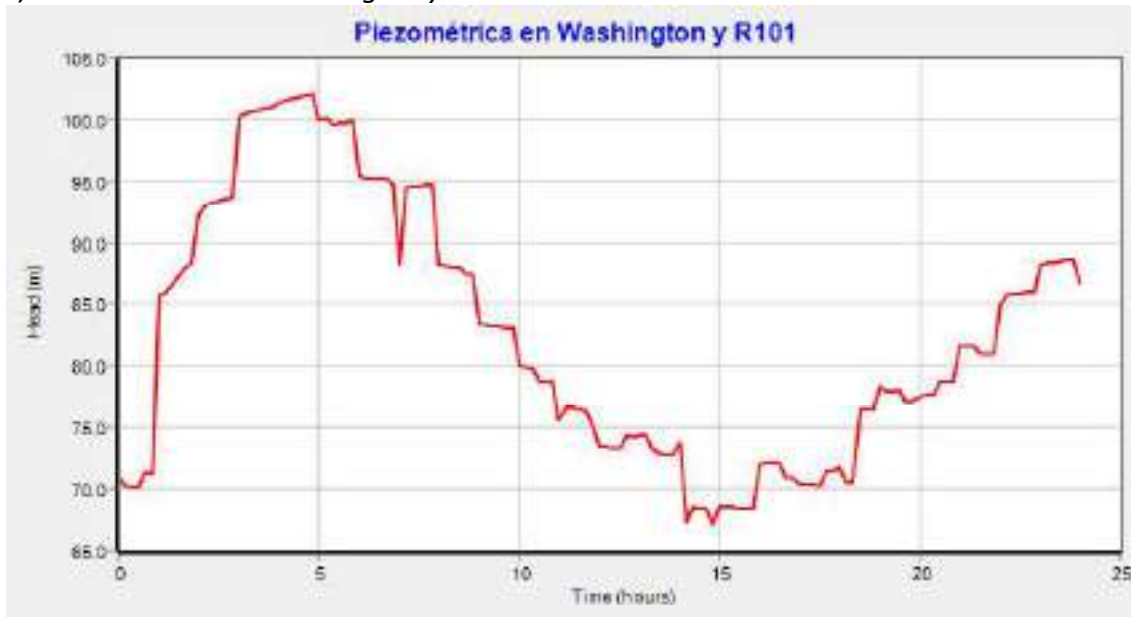
El modelo en el que se realizaron las simulación es 2045 Rot6LB.net. Algunos resultados se muestran en las figuras siguientes.

a) Caudales de salida de AACC



Se observa que cuando el Recalque de la 4LB está encendido, el volumen total elevado es del orden de 24.000 m³/h, que sería equivalente a 576.000 m³/día que sumado a los 229.000 m³/día del Proyecto Arazatí y 14.000 m³/día de la 6BL a Canelones, se podría alcanzar unos 820.000 m³/día de abastecimiento al Sistema. En la modelación realizada, se limita a 790.000 m³/día.

b) Piezométrica en Washington y R101



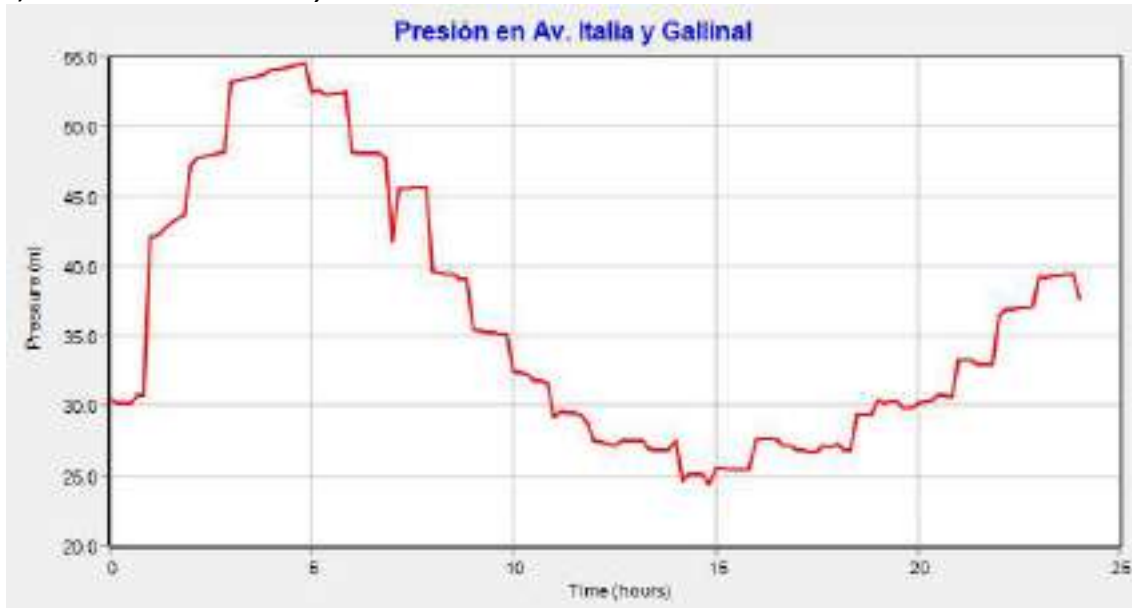
Se observa que la piezométrica es de casi 70mca en las horas de máxima demanda, unos 5mca por encima del nivel fijado para los escenarios de operación normal. Esto debido a que la demanda considerada es un 95% de la máxima diaria.

c) Piezométrica en tanques Cerrito



Se observa que los tanques de Cerrito tienen un comportamiento normal, recuperando, en parte, sus niveles hacia el final del día.

d) Presión en Av. Italia y Gallinal



Se observa que la presión en la hora de demanda máxima horaria es de 25mca, similar a la actual en este punto crítico del sistema.

e) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



Se observa que la presión en la hora de máximo consumo es unos 7mca menos que en la situación actual. Este punto ubicado en el área de influencia de la 6LB – Recalque Melilla presenta una baja de presión ya que es abastecido desde los tanques del Cerrito (flujo inverso en Troncal Propios).

10.8.1.3 Rotura en Cuarta Línea de Bombeo (4LB)

En este caso también se simula la salida de operación del primer tramo de la 4LB. En este caso se cambia la configuración del sistema, con la premisa de que la 5LB se

mantenga abasteciendo Cuchilla Pereira y zona Este, la nueva fuente (PTAP Arazatí) a la zona Oeste y Cerrito, mientras que la 6LB abastece el sector de Cerrito y complementa la zona Este a través de la 2D4LB (sin bombeo del recalque 4LB).

En esta configuración de contingencia, se realizan las siguientes maniobras y operaciones:

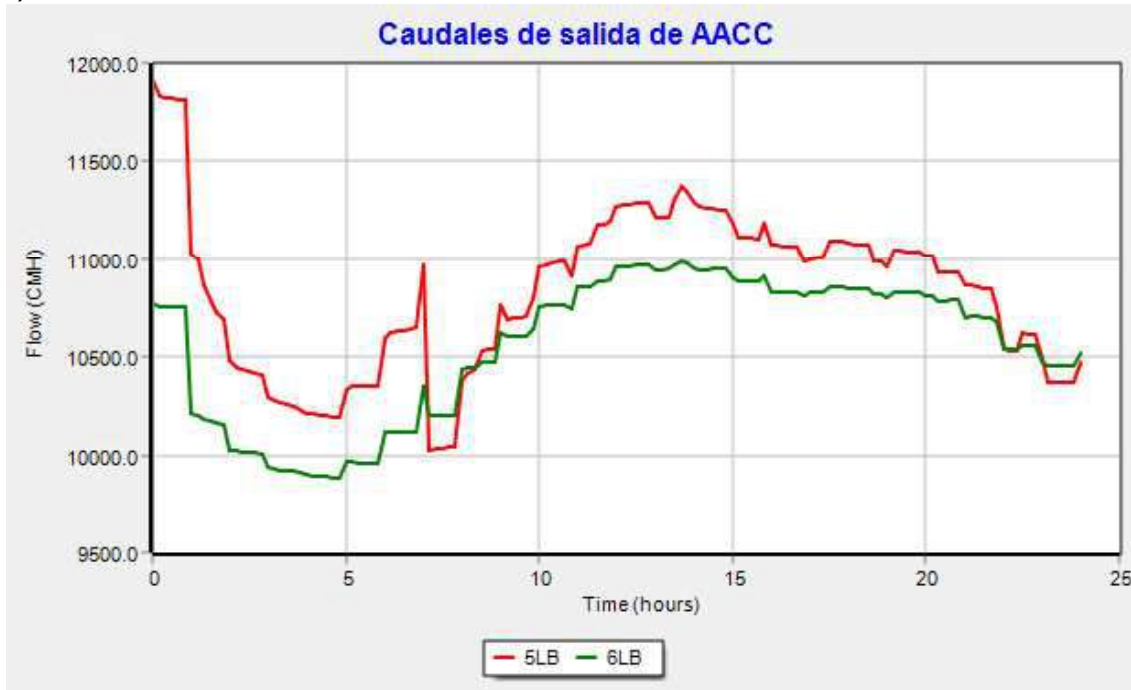
- + El bombeo en Aguas Corrientes se realiza a través del cabezal compartido de la 5LB y la 6LB, limitando la presión a 160mca. Esto permite encender la casi totalidad de las bombas existentes, excepto la EBARA1 y la KSB8. Es una situación de contingencia bastante exigida para el sistema de bombeo.
- + En el Recalque de la 4LB se mantiene encendido un único equipo de bombeo hacia el Cerrito (se considera doble aductora al Cerrito).
- + En la entrada al Recalque de la 4LB se cierra la 2D5LB (línea 402 en el modelo) y se interconecta la 4LB con la 2D4LB (se abre líneas 7000 y 7038).
- + Se interconecta la 6LB y la 4LB en Km24, es una interconexión que NO EXISTE en la actualidad, pero se recomienda su ejecución (prevista originalmente en el proyecto 6LB). Se estima un caudal del orden de los 6.000 m³/h y una tubería DN1000mm (pasa caudal de 6LB a 4LB).
- + El aporte del Proyecto Arazatí, se canaliza a través del Recalque Melilla. Se mantiene el bombeo hacia el tanque del Cerro, sobre la Línea de Emergencia y sobre la Derivación al Cerrito. Se ha programado en el modelo que la segunda bomba al Cerro en vez de apagarse cuando no se necesita, se redirecciona hacia Derivación al Cerrito (zona abastecida normalmente por la 4LB que presenta un rotura).

Con esta configuración se obtienen los siguientes resultados:

- Es posible mantener un servicio aceptable para una demanda del orden de los 750.000 m³/día (coeficiente de 0,90 de afectación de la demanda en el modelo). Se produciría una reducción de la presión de servicio en algunas zonas del sistema, en especial en la zona este de Montevideo.
- El aporte desde Aguas Corrientes es del orden de los 520.000 m³/día y prácticamente se divide en partes iguales entre 5LB y 6LB.
- Los sectores abastecidos desde el Cerrito, prácticamente no presentan cambios en su funcionamiento hidráulico, al igual que la zona Oeste / Cerro, Recalque Km29.

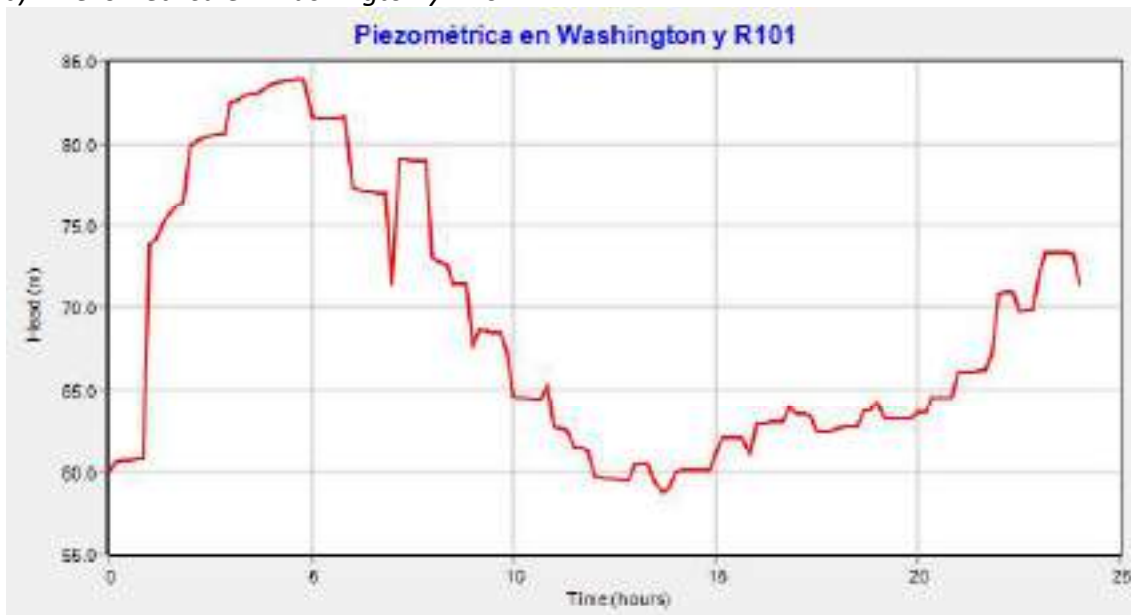
El modelo en el que se realizaron las simulación es *2045 Rot4LB.net*. Algunos resultados se muestran en las figuras siguientes.

a) Caudales de salida de AACC



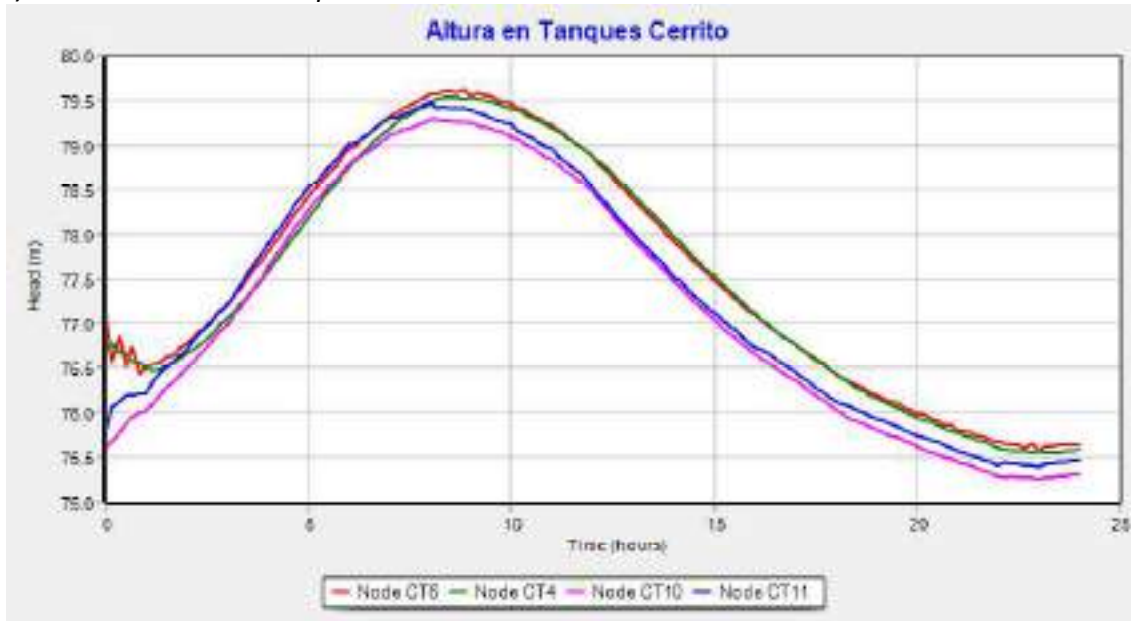
Se observa que los caudales son similares en ambas líneas.

b) Piezométrica en Washington y R101



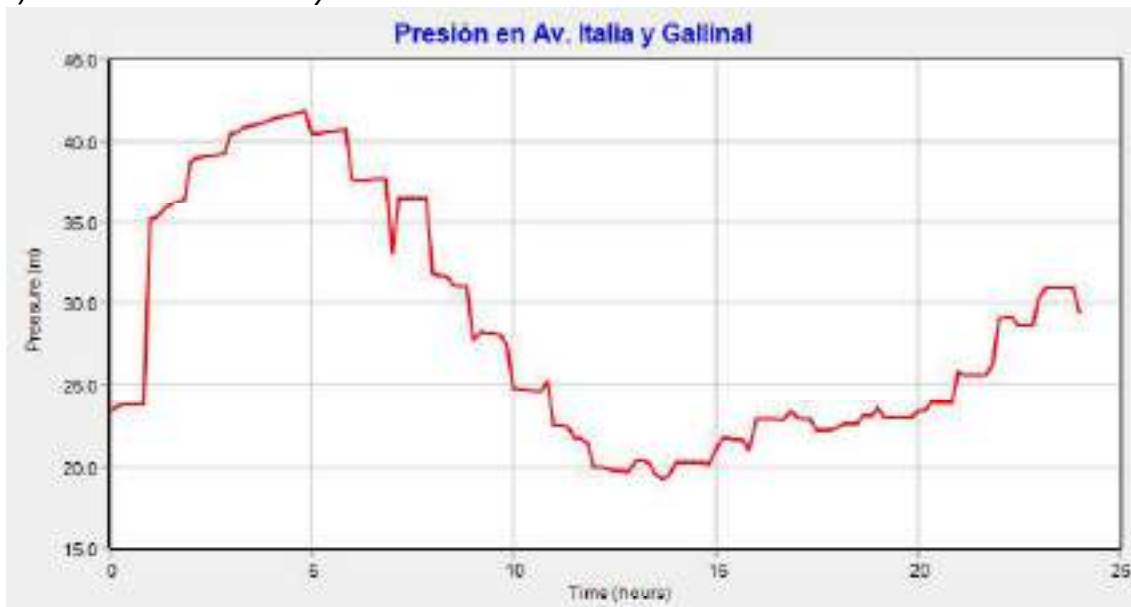
Se observa que la piezométrica se reduce a +60mca en las horas de máxima demanda, unos 5mca por debajo del nivel fijado para los escenarios de operación normal.

c) Piezométrica en tanques Cerrito



Se observa que los tanques de Cerrito tienen un comportamiento normal, comenzando a recuperar sus niveles hacia el final del día.

d) Presión en Av. Italia y Gallinal



La presión de servicio se ve resentida en algunas zonas del Sistema, pero se mantiene en un valor razonable para este punto crítico.

e) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



En este punto la presión es unos 5mca mayor que la normal en el escenario de máxima demanda diaria (27mca) ya que para cubrir a la 4LB en su aporte al Cerrito, desde el Recalque Melilla se maximiza la utilización de la Derivación Cerrito.

10.8.2 Contingencia por falta de energía en recalque Melilla

En el esquema de operación propuesto para la integración de la nueva fuente de agua, el recalque de Melilla se convierte en un elemento muy significativo del Sistema. Más allá de las precauciones y respaldos de la alimentación eléctrica que se realicen, existe una posibilidad de que se produzca una falta de energía que afecte solamente a dicho recalque. Dicha situación se analiza en el presente capítulo, evaluando cuál sería el grado de afectación al servicio que se produciría en este caso.

Una falla de energía localizada en el recalque de Melilla y que no afecte a la planta de Aguas Corrientes, la nueva PTAP y los recalques de la 4LB y de Km29 debería de ser solucionable por parte de UTE en algunas pocas horas.

Una falla generalizada puede demorar más horas en restablecer el servicio siendo lo habitual y esperable que el servicio de abastecimiento de agua potable también falle en ese escenario de fallo grave en el sistema eléctrico nacional.

De todas maneras se realiza una simulación durante 24hs sin utilizar el recalque de Melilla. Se toma como base el escenario 1, correspondiente a la situación de diseño con demanda máxima diaria prevista para el año 2045, con un valor máximo de 836.000 m³/día.

En este escenario de contingencia, se han realizado las siguientes consideraciones:

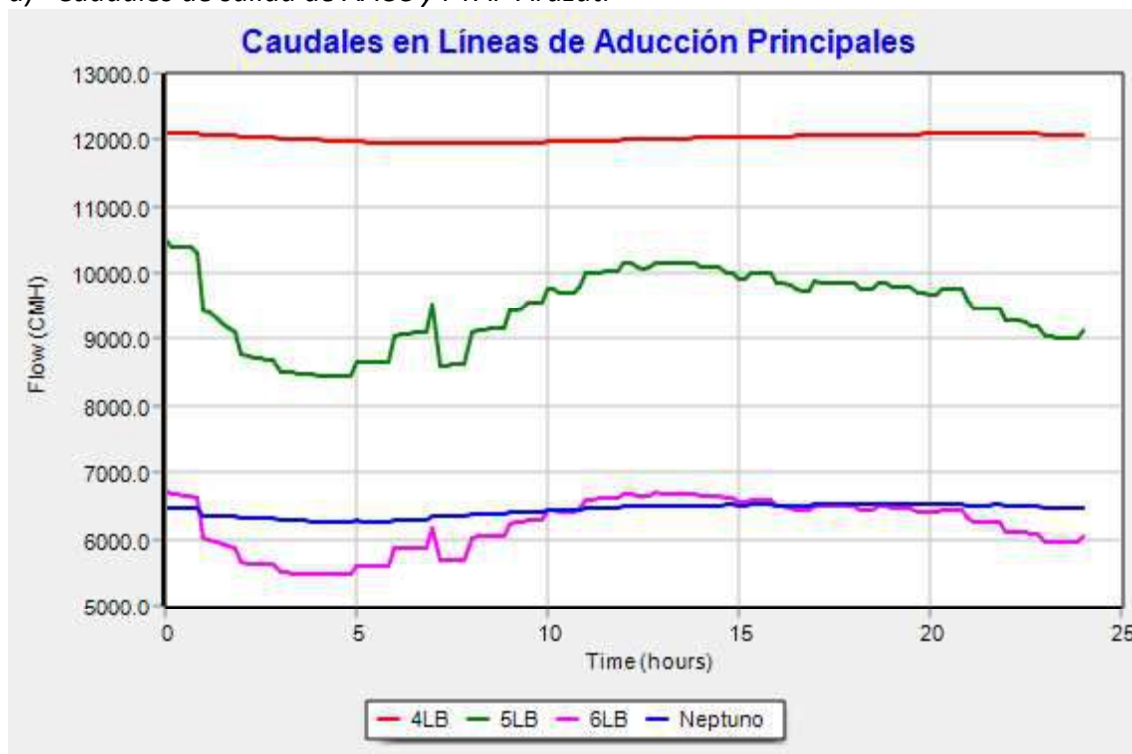
- + En el modelo se integra la simulación del bombeo desde la nueva PTAP. La producción de Arazatí se enfocará principalmente en abastecer el tanque del Cerro y el sistema hacia Cerrito.
- + Se considera una conexión con la derivación al Cerro (nodo 132 en Ruta 5 antes de llegar a Melilla) y una interconexión con la derivación al Cerrito en la entrada al recalque (nodo 993 en Cno. Melilla). *Ambas interconexiones NO están indicadas en los planos del anteproyecto.*
- + Dada la diferencia de piezométrica en ambos puntos de interconexión, es necesario regular el aporte a la derivación al Cerrito en un valor fijo de 3.500 m³/h fijo durante todo el día (válvula FCV 320 en el modelo). Si bien es sencillo de configurar en el modelo, en la práctica requiere de cierta automatización que evite que el tanque del Cerro se vacíe. Asimismo es recomendable que la válvula de control de llenado en la entrada al tanque del Cerro se encuentre operativa de manera de evitar un eventual rebalse del mismo.
- + El bombeo en Aguas Corrientes se realiza a través del cabezal compartido de la 5LB y la 6LB, limitando la presión a 160mca y a través de la 4LB limitando la presión a 130mca. Esto permite encender la casi totalidad de las bombas existentes, no siendo necesarias la FLOW6 y la KSB8, estando estrangulada la EBARA1 (hacia 4LB). Es una situación de contingencia bastante exigida para el sistema de bombeo.
- + En el Recalque de la 4LB se mantienen encendidos dos equipos de bombeo hacia el Cerrito (se considera doble aductora al Cerrito).

Con esta configuración se obtienen los siguientes resultados:

- Es posible mantener un servicio aceptable para una demanda del orden de los 819.500 m³/día (coeficiente de 0,98 de afectación de la demanda en el modelo). Prácticamente no se produciría afectaciones significativas del servicio de agua potable en Montevideo.
- El aporte desde la nueva PTAP es del orden de 154.500 m³/día que se reparten entre el tanque del Cerro y la Derivación al Cerrito en Melilla.
- El aporte desde Aguas Corrientes es del orden de los 665.000 m³/día y prácticamente se dividen como en la actualidad entre las tres líneas 4LB, 5LB y 6LB.
- La Línea de Emergencia queda abastecida desde el Cerrito, con flujo en sentido inverso al habitual de maneta de poder mantener el servicio en los sectores abastecidos por dicha trocal. (ver comentario sobre configuración adicional al final de este punto).

El modelo en el que se realizaron las simulaciones es *2045 Sin Melilla.net*. Algunos resultados se muestran en las figuras siguientes.

a) Caudales de salida de AACC y PTAP Arazatí



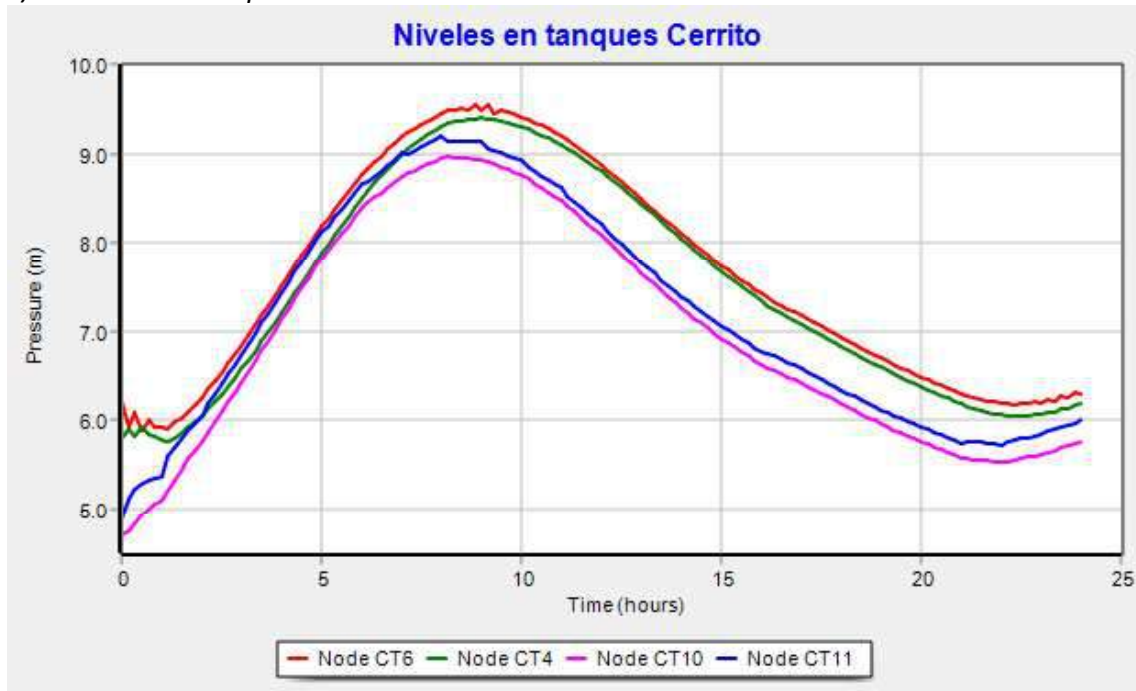
Se observa que la 4LB se mantiene durante todo el día con el recalque encendido (dos bombas); la 5LB y 6LB tienen un cabezal común en AACC y se conectan en Cuchilla Pereira tendiendo un andamio similar durante todo el día (se observa un pico a las 07:00am debido al cierre del tanque de Cuchilla Pereira); la nueva fuente se presenta con un caudal prácticamente fijo del orden de 6.400 m³/día durante todo el día.

b) Presión en salida de Aguas Corrientes



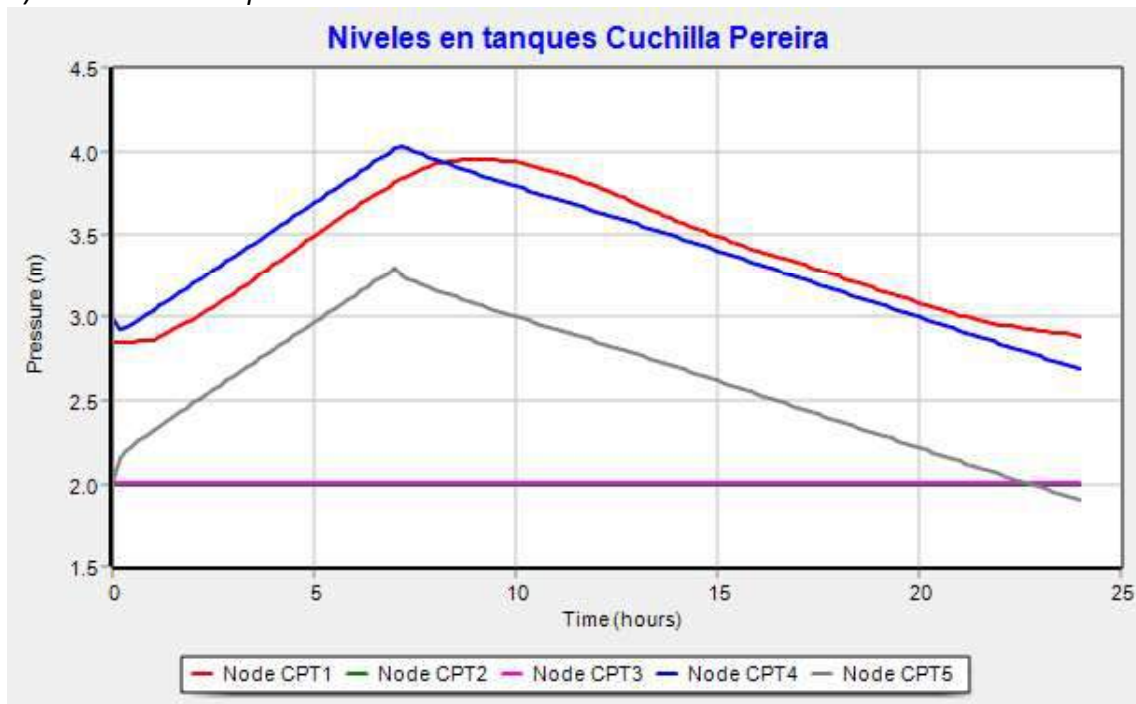
Se observa que la presión en el cabezal 5LB-6LB se mantiene por debajo de los 150mca, asimismo la presión en la 4LB se mantiene en el entorno de los 125 mca.

c) Niveles en tanques Cerrito

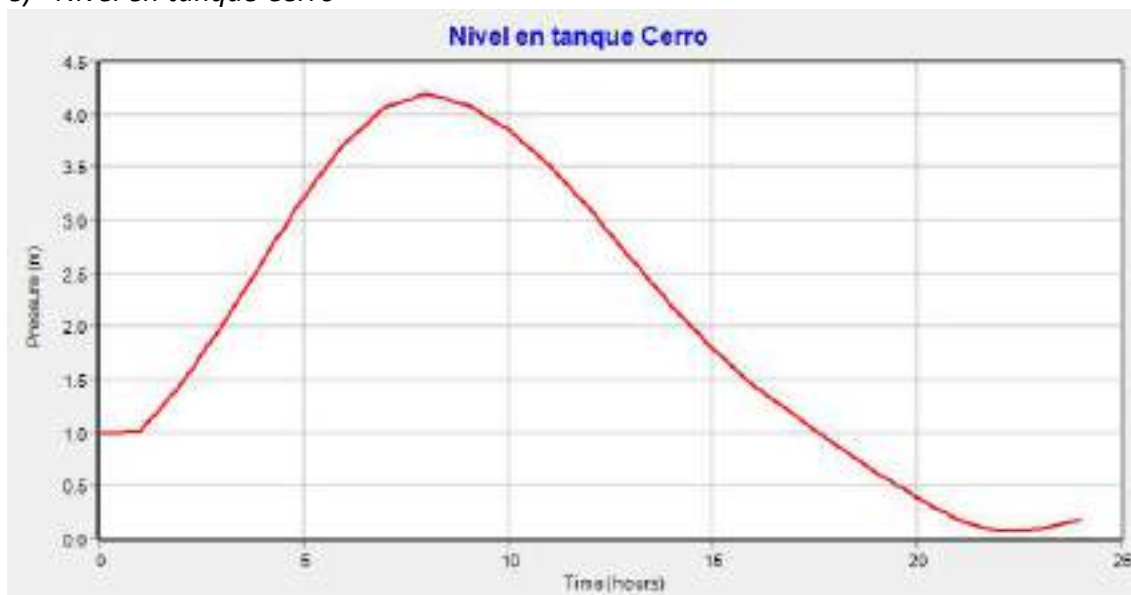


El nivel al final del día es similar o mayor que el día anterior, se produce cierta acumulación de agua en los tanques del Cerrito.

d) Niveles en tanques Cuchilla Pereira

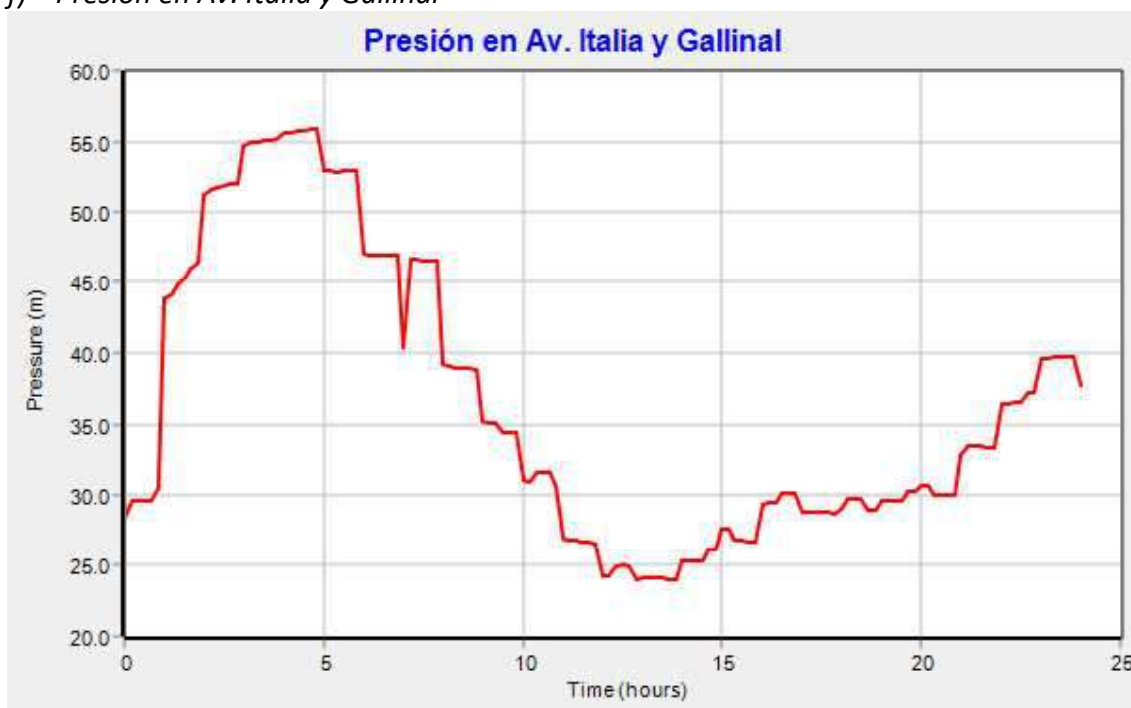


e) Nivel en tanque Cerro



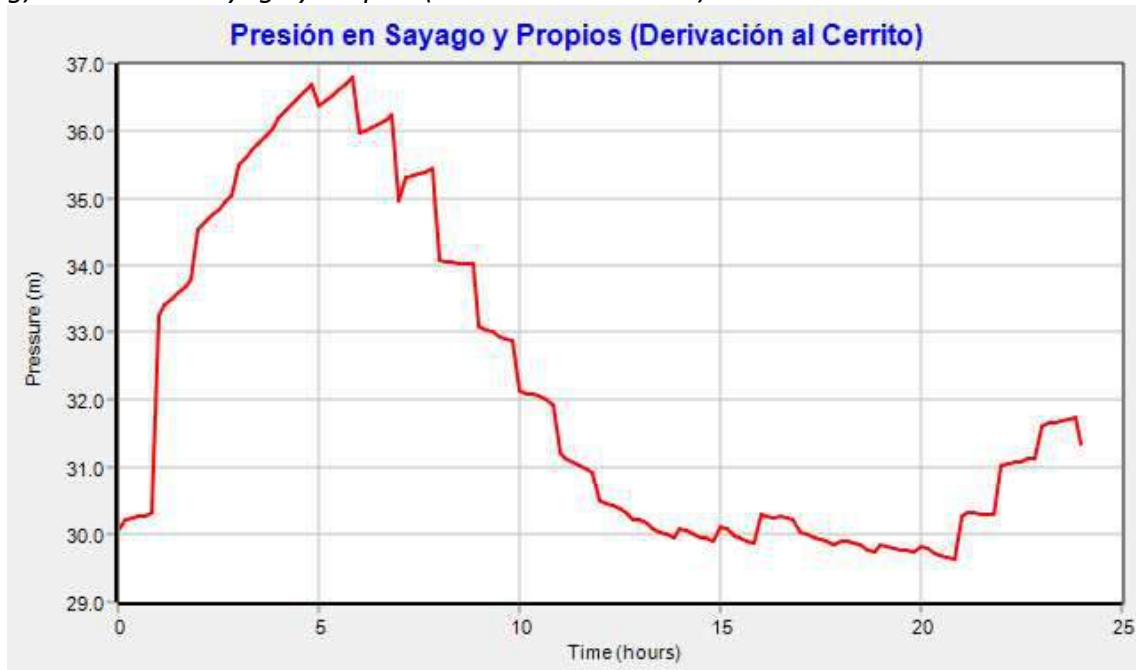
Se modelado el caudal de aporte de Arazatí al tanque del Cerro de manera de que se equilibre a lo largo del día. Es posible reducir el aporte en la Derivación a Cerrito para evitar el casi vaciado del tanque y mantener el nivel de agua por encima de 1,0m por ejemplo.

f) Presión en Av. Italia y Gallinal



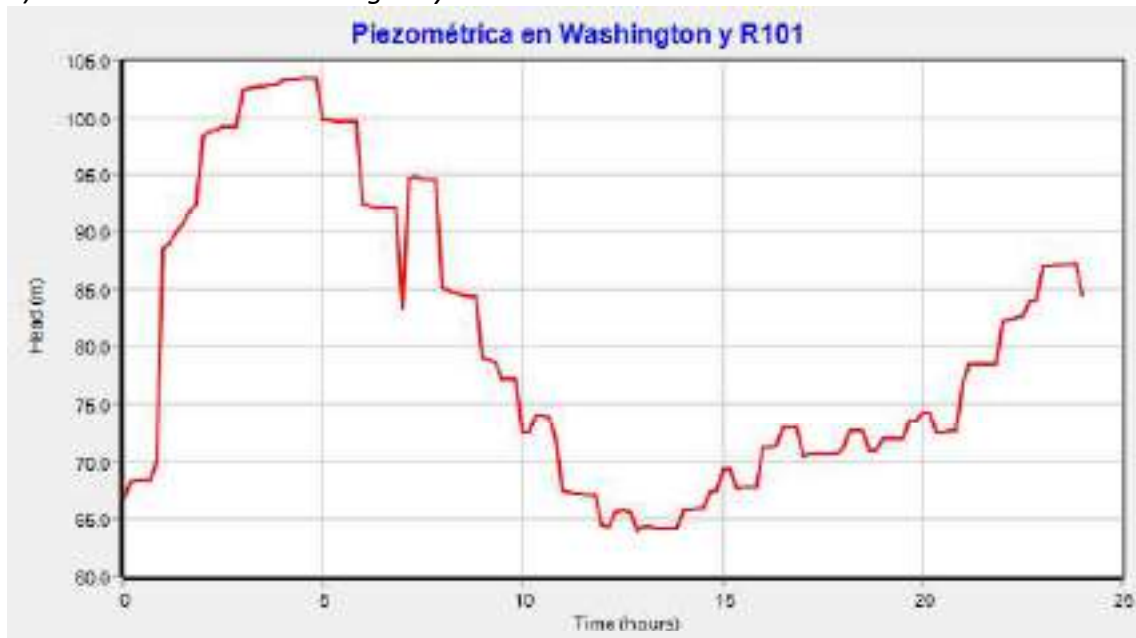
Se observa que la presión en la hora de demanda máxima horaria es de 25mca, similar a la actual en este punto crítico del sistema.

g) Presión en Sayago y Propios (Derivación al Cerrito)



La presión mínima en este nodo es de 30mca lo que es razonable, es un valor 3,0mca por encima del escenario actual.

h) Piezométrica en Washington y R101



La piezométrica durante las horas de demanda máxima es del orden del valor mínimo propuesto de +65m.

Opción con interconexión a la Línea de Emergencia.

Una opción que funcionaría sin mucha complicación operativa es alimentar simultáneamente el tanque del Cerro con la Línea de Emergencia en Melilla (en vez de que con la Derivación Cerrito) ya que tienen piezométricas más parecidas. En este caso la troncal Propios funcionaría en sentido inverso al habitual, es decir abastecido desde Cerrito y no desde Melilla. Esto se podría mejorar con una interconexión con la Línea de Emergencia a la altura de Cno. Coronel Raíz (tubería 1844 en el modelo) evitando el retroceso desde Cerrito (tubería DN600 x 430m de longitud aproximada). Este escenario se modela en el *2045 Sin Melillab.net* que se adjunta.

10.9 CONCLUSIONES

A partir del análisis de diferentes escenarios en el modelo hidráulico, se ha podido verificar que es posible integrar satisfactoriamente la nueva fuente propuesta en el Proyecto Arazatí, es decir la nueva PTAP en el río de la Plata.

Se han analizado diferentes escenarios con demanda diaria para el Sistema Montevideo de entre 630.000 y 836.000 m³/día. En los cuatro escenarios analizados, el sistema integrado se comporta en forma satisfactoria, con diferentes grados de aporte desde la nueva fuente propuesta (entre 110.000 y 229.000 m³/día respectivamente).

Se ha verificado que el nuevo sistema integrado permite cubrir entre 90 y 95% de la demanda máxima diaria prevista en el año 2045 en escenarios de contingencia por roturas en las líneas principales de bombeo de Aguas Corrientes y un 98% para el caso de falla de energía en el recalque de Melilla. Es decir que el aporte del nuevo proyecto Arazatí permite un manejo de contingencias con un alto grado de respuesta para los usuarios.

Los componentes necesarios que se deben considerar agregar o modificar en el Sistema de Abastecimiento Metropolitano son:

- + **Interconexión de nueva aductora DN1500 al tanque de succión del recalque Melilla.**
- + **Rehabilitación del recalque Melilla con 5 bombas en operación simultánea. Considerar el agregado de 2 bombas de reserva. Es necesario el agregado de tres nuevas bombas y mejora de la instalación eléctrica (ver Anexo).**
- + **Extensión de la 6LB desde el recalque Melilla hasta los tanques de Cuchilla Pereira; tubería de HD DN1200mm de 8,0km de extensión.**
- + Para la situación de contingencia analizada con rotura en la 4LB surgió la necesidad de construir la interconexión 4LB-6LB prevista originalmente en el proyecto de la 6LB.
- + En el escenario del año 2045 no es posible abastecer correctamente la zona este de la ciudad sin una tubería de refuerzo de la 5LB desde Cno. Mendoza hasta Ruta 8 (tubería HD, DN1000mm de 9,5km de longitud).

Mientras no se construya este refuerzo, la utilización de una bomba del recalque de 4LB mejora considerablemente las presiones hacia el este. Las conexiones en la 4LB2D de salidas sin regulación de presión deberían ser modificadas en esta configuración. Otras opciones posible para mejorar el abastecimiento de la zona este en el escenario 2045 son: la instalación de una estación de bombeo en Cuchilla Pereira o la construcción de un gran depósito de reserva en un punto alto de la zona este, por ejemplo en barrio Aeroparque.

11 ANEXOS

11.1 Nota Comisión Asesora

Montevideo, 12 de agosto de 2021

Sres. Consorcio Saceem-Berikos-Ciensa – Fast

Presente

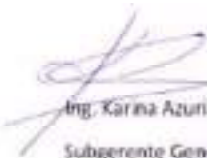
De nuestra mayor consideración,

En virtud del análisis de los informes entregados y en particular el de fecha 5/7/21 y de la reunión mantenida con técnicos de DSE con fecha 3/8/21 y como resultado de la reunión mantenida con la Comisión de Seguimiento en pleno, y de acuerdo a lo establecido en el artículo 15 del Decreto 442/002, reglamentario de los artículos 19 y 20 de la Ley 17.555, en cuanto se faculta a la Administración a controlar los estudios de factibilidad en su calidad, costo y plenitud se solicita:

1. Proceder a la ejecución de los Anteproyectos correspondientes a lo establecido en la Alternativa 1 del Análisis comparativo presentado en el cuadro de la página 34 del Informe entregado por el Consorcio con fecha 5/7/21. (PTAP sobre el RDLP en Arazati para 229.000m³/d), en lo referente al diseño de la toma, usina, tubería de aducción a Melilla y el empalme con el Sistema Metropolitano actual.
 2. A tales efectos los anteproyectos se desarrollarán bajo la hipótesis de que no se realizaran obras en AACC y que el empalme en Melilla asegure el abastecimiento de agua al Sistema Metropolitano, frente a un eventual colapso del sistema de aducción.
 3. Definir una reserva con recarga solo del Río de la Plata, en un reservorio artificial próximo a la Usina que asegure la operación de esta PTAP las 24hs los 365 días del año libre de eventos de salinidad.
 4. Dejar prevista una ampliación de la toma desde el RDLP para 400.000m³/d dejando proyectada e instalada una tubería de succión adicional.
 5. Realizar un monitoreo de calidad de agua completo en el lugar de la toma de por lo menos de 1 año de duración.
 6. En mérito de que el Consorcio ya cuenta con los datos de monitoreo de Punta del Tigre para el periodo 2005-2021, se solicita incorporar dichos datos al modelo hidrodinámico a los efectos de obtener las comprobaciones en las simulaciones que correspondan.
 7. En base al análisis que se realizará por parte del Consorcio, se deberá establecer la fecha más tardía hasta la cual AACC pudiera continuar asegurando el abastecimiento al Sistema Metropolitano sin aumento de reservas de agua bruta en la Cuenca del Santa Lucía, con la Alternativa 1 en funcionamiento. Así mismo, se determinará el volumen mínimo necesario para cumplir en forma segura con la demanda al año 2045.
- B. Se solicita entregar un informe técnico auto-contenido una vez analizados los puntos anteriores.

9. De acuerdo a lo expresado en la R/D N°195/21 se deberá realizar un análisis de factibilidad jurídica y económico – financiera de lo solicitado.
10. Se deberá exponer en el análisis del anteproyecto cuál sería el monto de IVA y los gastos de importación, como también establecer una estimación de cuáles serían los costos de expropiación a incluir y los costos asociados al estudio del Impacto Ambiental.
11. Se deberá contar con un estudio de los costos de operación y mantenimiento correspondientes a la solución elegida, en el Anteproyecto.
12. Como también una vez establecido todos los costos antes mencionados junto a la inversión inicialmente referida, que la propuesta contenga el estudio y análisis de alternativas de financiamiento.

Saluda atentamente,



Ing. Karina Azuriz
Subgerente General Técnico



Ing. Raúl País
Subgerente General Comercial Operativo



Ing. Arturo Castagnino Larriera
Gerente General de OSE

11.2 Características Físicoquímicas e Hidrobiológicas del Río de la Plata

11.2.1 Eutrofización y blooms fitoplanctónicos en el Río de la Plata

Uno de los principales problemas que presentan los cuerpos de agua del país es por la eutrofización, fenómeno causado por un ingreso elevado de nutrientes al cuerpo de agua receptor, generalmente de origen antrópico. Una de las principales consecuencias es el desarrollo de blooms o floraciones fitoplanctónicas, que en el Río de la Plata ocurren con frecuencia principalmente en temporada estival, y que pueden llegar a tener consecuencias sobre la salud humana y animal, además de afectar los servicios ecosistémicos que el Río de la Plata puede ofrecer.

La eutrofización refiere al proceso que presentan los ecosistemas límnicos debido al incremento en la concentración de fósforo y nitrógeno, y que se manifiesta en una intensa proliferación y acumulación excesiva de micro-algas y plantas superiores (Mazzeo et al. 2002).

Estudios realizados en el Río de la Plata (Gómez-Erache et al. 2001, Nagy et al. 2013) sugieren un incremento en las concentraciones de variables ambientales (nutrientes y clorofila a) o ecológicas (eventos de hipoxia, floraciones de cianobacterias tóxicas, mortandad de peces) que reflejan un aumento en el estado trófico del sistema.

El fitoplancton está conformado por grupos de micro-algas fotosintéticas que viven suspendidas en la columna de agua, son los principales productores primarios del plancton. Para esta comunidad, la estructura física del ambiente y la disponibilidad de nutrientes son las variables que regulan la abundancia y composición de especies. La eutrofización causa la proliferación del fitoplancton debido a una mayor abundancia de nutrientes, con aumento de la biomasa y cambios en las especies dominantes y disminución de la diversidad. La composición específica varía en función del estado trófico, en condiciones oligotróficas las clorofitas y dinoflagelados son dominantes, mientras que en los sistemas eutróficos presentan monocultivos de cianobacterias.

El gran desarrollo de fitoplancton provoca una serie de interferencias cuya importancia depende del propósito del ecosistema acuático, los sistemas de abastecimiento de agua potable son más sensibles a las características de la comunidad fitoplanctónica, debido fundamentalmente a la presencia de especies potencialmente tóxicas capaces de desarrollar floraciones algales nocivas (FAN). En la costa del Río de la Plata, la presencia de agua dulce permite la ocurrencia de FANs de especies dulceacuícolas.

Es de destacar que la eutrofización y la ocurrencia de floraciones son fenómenos cada vez más extendidos y de mayor frecuencia. Se ha planteado que el cambio climático es un factor clave en la profundización de la eutrofización y la ocurrencia de floraciones más frecuentes en espacio y tiempo. Cambios en la temperatura y precipitaciones a escala global parecen tener un efecto positivo sobre el desarrollo de FAN. En las zonas templadas, la clásica disminución otoñal de la temperatura y en consecuencia de la radiación y luz solar, limitaba la producción primaria a las temporadas de primavera y verano, sin embargo, con el incremento actual de la temperatura las condiciones propicias para el desarrollo de floraciones puede extenderse más allá del período estival.

En tanto, mayores niveles de precipitaciones permiten extender los límites geográficos de este fenómeno, durante el verano de 2019 se produjeron intensas precipitaciones en la cuenca del Río de la Plata que permitieron el desarrollo de floraciones de *Microcystis aeruginosa* en zonas donde hasta esa fecha no habían tenido lugar, como en La Paloma, Rocha, donde la salinidad es limitante para estas especies de agua dulce. Las floraciones fueron extensas ocurriendo desde Carmelo, departamento de Colonia a Rocha (500 km) y persistentes, ya que sucedieron durante un período de 4 meses.

Se planteó que las floraciones tuvieron un origen común, asociado a tributarios con alta carga de nutrientes y alto tiempo de residencia del agua en la Cuenca baja del Plata. Las precipitaciones extremas generaron caudales récord que transportaron las cianobacterias hasta el Río de la Plata, donde las condiciones de viento y temperatura particulares facilitaron su transporte y arribo a la costa de Rocha, llegando a ambientes de relevancia para la conservación, como la Laguna de Rocha).



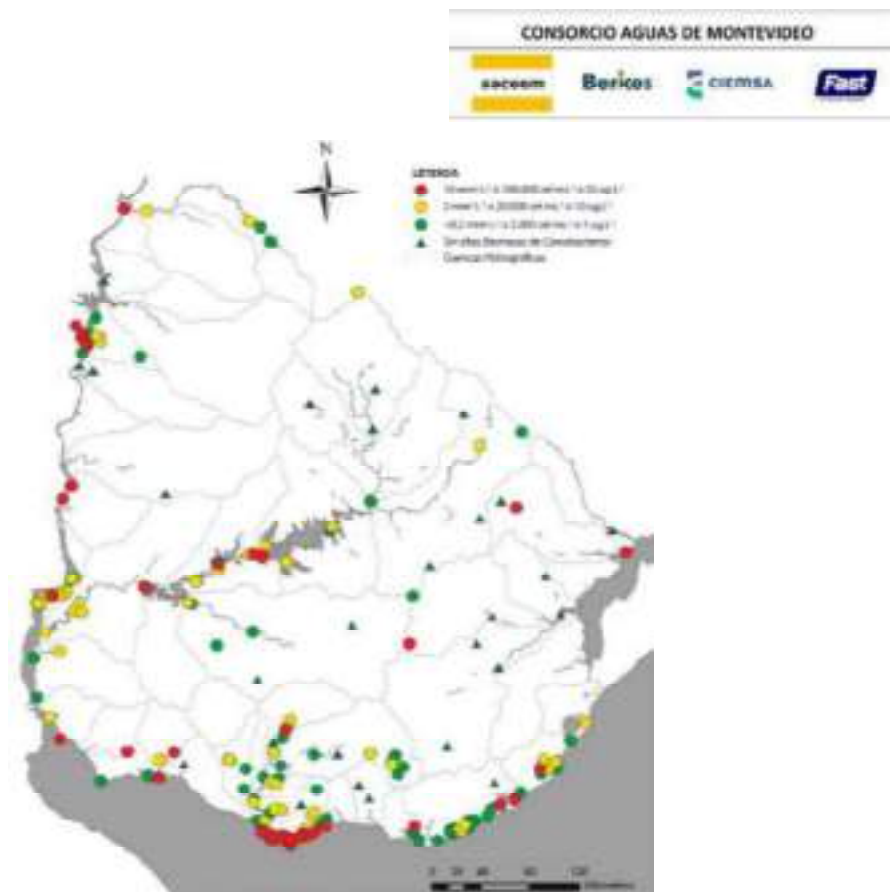
Fuente: Kruk et al. (2019)

A) El Ensueño, Colonia; B) vista aérea de la costa de Montevideo; C) Rambla de Montevideo; D) vista aérea playa de Piriápolis; E) playa La Balconada zona cercana al Faro de La Paloma), y F) muestra tomada en Laguna de Rocha.

Figura 11-1: Floraciones en la costa uruguaya en verano de 2019

Las floraciones algales constituyen eventos de multiplicación explosiva o de crecimiento brusco de organismos fitoplanctónicos (algas y cianobacterias), que producen un aumento significativo de la biomasa con respecto a los niveles originales, favorecidos por determinadas condiciones ambientales: algunas naturales y otras antropogénicas, que actúan de manera combinada.

A lo largo de la costa platense de Uruguay, las floraciones que ocurren son debido a dos géneros principalmente *Microcystis* (agrupados bajo el Complejo *Microcystis aeruginosa*) y *Anabaena*; en oportunidades es una única especie la involucrada, aunque en otras pueden ser unas pocas.



Fuente: Bonilla et al (2015)

Figura 11-2: Mapa con sitios georreferenciados donde se han detectado cianobacterias (1980-2014)

La frecuencia y la intensidad de los blooms cianobacterianos se ha incrementado a escala global, debido a variaciones en las condiciones hidrológicas e hidrodinámicas de la cuenca, las actividades humanas y el cambio climático.

- **Intensidad y disponibilidad de luz**

La luz resulta fundamental como fuente de energía para realizar la fotosíntesis, tratándose de organismos autótrofos. Durante la primavera y el verano se incrementa la intensidad lumínica asociada al aumento de la temperatura y de la duración del día solar.

- **Flotabilidad**

La distribución vertical de las células cianobacterianas en la columna de agua resulta ser fundamental, por un lado porque en la superficie se tiene mejor acceso a la luz, pero a su vez en las capas profundas, la concentración y disponibilidad de nutrientes suele ser mayor.

- **Temperatura del agua**

Se trata de un factor ambiental potenciado por el cambio climático global. La insolación de la superficie del agua produce su calentamiento, especialmente significativo en los meses estivales, estimulando la actividad a nivel celular que se termina traduciendo en una mayor actividad reproductiva.

- **Salinidad**

Las distintas poblaciones presentan requerimientos ambientales particulares para poder sobrevivir, y en este caso particular se conocen especies

fitoplanctónicas típicamente fluviales, como otras marinas, aunque también son conocidas algunas con una tolerancia fisiológica más amplia a los rangos de salinidad, que ocurren en el sistema en el que habitan.

- **Disponibilidad de nutrientes**

Tratándose de organismos autótrofos, la síntesis de biomoléculas por fotosíntesis requiere de niveles disponibles de nutrientes inorgánicos, fósforo, nitrógeno y carbono, disueltos en el agua.

- **Transporte, dispersión y dilución**

Las cianobacterias de mayor importancia en la generación de floraciones integran la comunidad planctónica, caracterizada por la pequeñez de los organismos que la integran, a la vez de la reducida o nula capacidad de movimiento con relación a lo que puede significar el desplazamiento de las masas de aguas en las que se encuentran inmersos.

- **Presión de herbivoría**

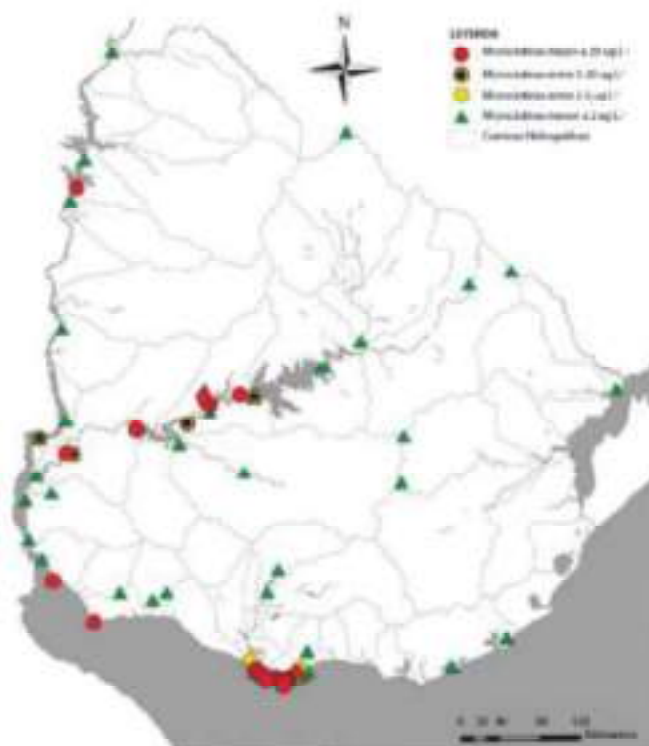
Las cianobacterias integran las tramas tróficas del ecosistema acuático como otros seres vivos, y son alimento para los herbívoros considerados consumidores primarios, como es el caso de copépodos y bivalvos bentónicos.

Las floraciones algales tienen consecuencias a nivel ecológico y a nivel sanitario. Los efectos a nivel ecosistémico que llevan a la pérdida de diversidad biológica, están asociados a la alteración de las propiedades químicas del agua, especialmente del pH por el consumo de carbono durante la fotosíntesis, así como por la disminución del oxígeno disuelto.

Esto último, causado por el elevado consumo por parte de la floración, la oxidación química de su biomasa orgánica, así como por la proliferación de la actividad bacteriana durante la degradación de la materia orgánica en etapas senescentes de la floración.

Algunas de las especies de cianobacterias son capaces de producir una variedad de toxinas biológicas, que resultan ser metabolitos secundarios que ponen en riesgo la salud ambiental y la de la población local. Su producción puede estar relacionada con la etapa del ciclo vital así como a situaciones de estrés ambiental que terminan favoreciendo su síntesis, y su liberación se produce en situaciones de lisis celular. Las toxinas tienen consecuencias pueden ser leves o graves; con efectos hepatotóxicos, neurotóxicos y dermatotóxicos, además de algunos lipopolisacáridos que actúan como endotoxinas pirogénicas capaces de irritar la piel, producir efectos gastrointestinales y alergias.

Las microcistinas constituyen una de las cianotoxinas más frecuentes, con la potencialidad de provocar daños hepáticos, además de alteraciones renales. La OMS ha establecido un valor de referencia provisional en su guía para la calidad de agua, de 1 µg/L exclusivamente para la microcistina-LR, reconociéndose como una de las más tóxicas de las 70 variantes estructurales. Ese mismo valor de referencia es el establecido por la norma UNIT 833:2008 en Uruguay y la Ordenanza Brasileña N° 518.



Fuente: Bonilla et al (2015)

Figura 11-3: Mapa con sitios georreferenciados donde se han detectado microcistinas (1997 – 2014)

Otro de los efectos de las floraciones algales, es la alteración del sabor y del olor del agua potable de consumo, vinculadas a compuestos químicos volátiles producidos por cianobacterias y otros microorganismos, que presentan un olor similar a la humedad y en general una baja toxicidad para el ser humano. En las aguas de la costa uruguaya del Río de la Plata la principal vía de exposición es por contacto directo o la ingesta accidental durante baños de recreación, aunque no se han registrado eventos graves de intoxicación por cianotoxinas.

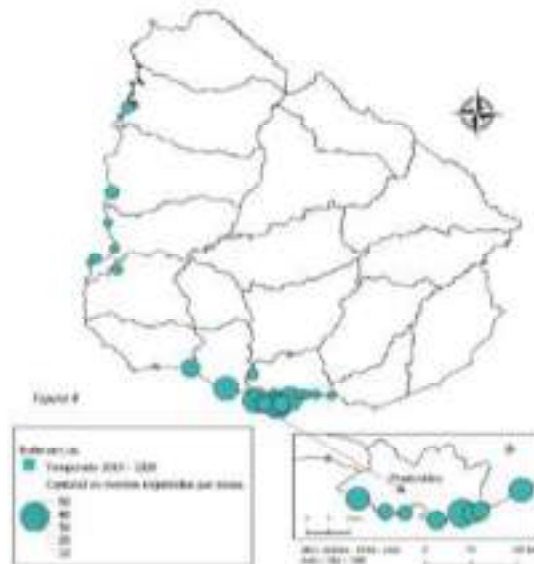
Respecto al contacto directo por recreación, desde hace relativamente poco tiempo, en el marco de la Red de Monitoreo de Playas, el Ministerio de Ambiente y las Intendencias trabajan en el desarrollo de medidas que permitan a los usuarios de las playas conocer si las mismas son seguras para baño y disfrute. Entre ellas se incluye la colocación de la bandera sanitaria (bandera roja con cruz verde en el centro) como herramienta para advertir a la población sobre riesgos sanitarios en playas. Aunque en Montevideo se usa la bandera sanitaria desde hace varios años, desde la temporada estival 2019-2020, el Ministerio de Ambiente desarrolló una aplicación web para la verificación de la población de la situación de las playas en el país.



Fuente: <https://www.ambiente.gub.uy/oan/costero-marino/>

Figura 11-4: Aplicación web de banderas sanitarias

En los cuatro meses de la temporada de verano 2019-2020, las intendencias cargaron 338 eventos de bandera sanitaria en la aplicación Web. Los puntos de observación afectados a lo largo de la costa fueron 96 de 218 playas ingresadas en la aplicación a lo largo de ocho departamentos de un total de 11.



Fuente: <https://www.ambiente.gub.uy/oan/costero-marino/>

Figura 11-5: Cantidad de banderas sanitarias colocadas en la temporada estival 2019-2020

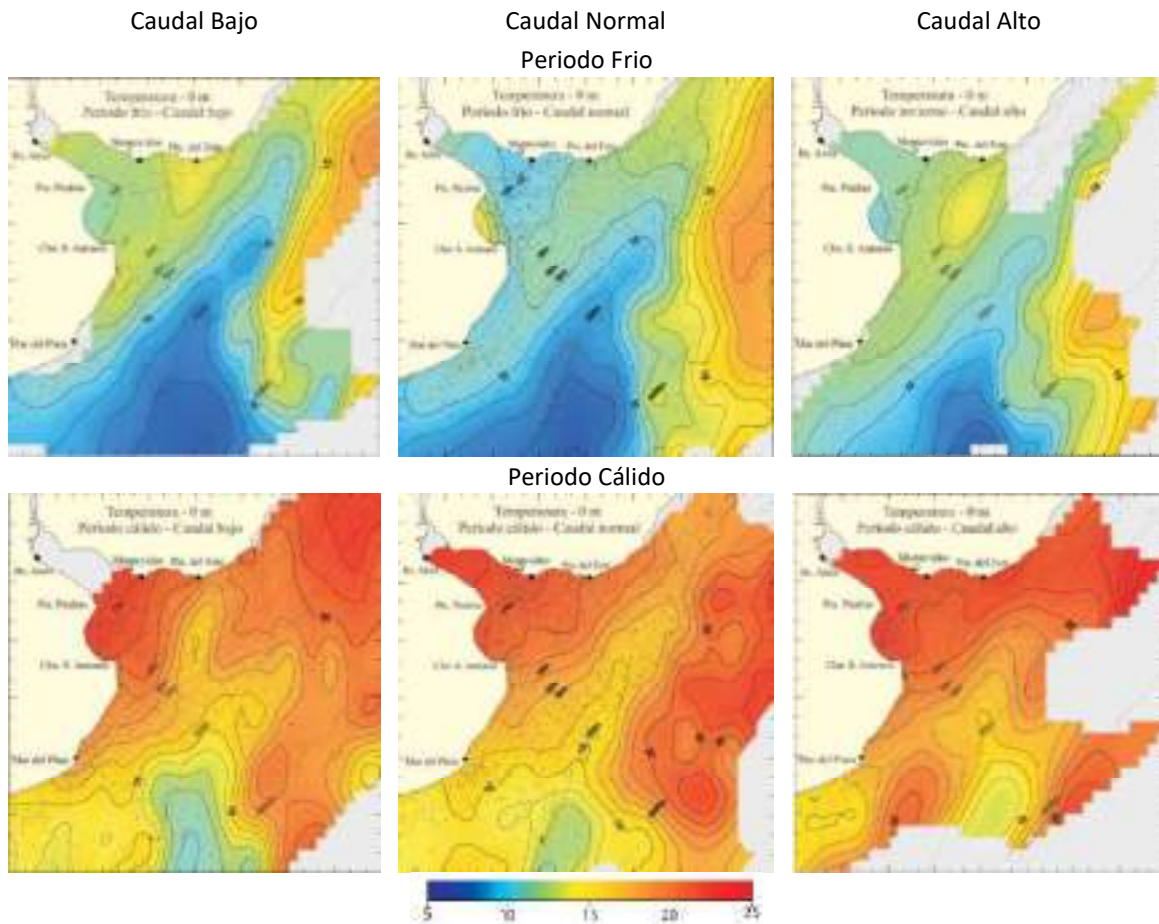
En el Capítulo siguiente se realiza un abordaje de aquellos parámetros hidroquímicos con influencia en las comunidades fitoplanctónicas capaces de desarrollar floraciones, tales como temperatura, conductividad, salinidad, nutrientes, etc.

La información proviene de estudios realizados por instituciones públicas de Uruguay y Argentina, como intendencias, Ministerio de Medio Ambiente y Universidad de la Republica en Uruguay, el Instituto Nacional del Agua en Argentina, y que desarrollan programas nacionales o binacionales para el estudio del estatus ambiental del Río de la Plata.

11.2.2 Características hidroquímicas del Río de la Plata

11.2.2.1 Temperatura superficial del agua

El Río de la Plata es un sistema fluvio-marino que muestra características fisicoquímicas particulares, la temperatura del agua se relaciona con la estacionalidad, la temperatura superficial del agua no muestra variaciones espaciales marcadas dentro los períodos fríos y cálidos. Durante el verano e invierno la temperatura superficial se caracteriza por presentar un gradiente horizontal con los mayores valores en la región fluvial y los menores en las aguas oceánicas.



Fuente: Guerrero et al. (2010)

Figura 11-6: Distribución horizontal de temperatura superficial en el Río de la Plata

La red de monitoreo ambiental de DINAMA realiza el seguimiento de varios parámetros de calidad ambiental en el Río de la Plata. En el área de estudio, sobre las zonas de playa de los departamentos de Colonia desde Juan Lacaze hasta el límite departamental con San José, y en el departamento de San José hasta la desembocadura del río Santa Lucía, existen once estaciones de muestreo costero, ocho en el departamento de Colonia y tres en San José.

En la Tabla 11-1 se indican las estaciones de muestro, su localización y nombre, y en la Figura siguiente su ubicación aproximada.

Departamento	Estación	Localización
Colonia	01SA	Real de San Carlos
	02BC	Balneario Municipal
	03ON	Oreja de Negro
	04FE	Ferrando
	05AR	Artilleros
	06PV	Playa Verde (JL)
	08FO	Fomento
	15PC	Playa Charrúa
San José	01BC	Bocas de Cufre
	02KI	Kiyú
	03PA	Playa Pascual

Tabla 11-1: Estaciones de monitoreo ambiental de DINAMA en el Río de la Plata



Figura 11-7: Ubicación de las estaciones de monitoreo ambiental de DINAMA en Colonia

Departamento de San José



Figura 11-8: Ubicación de las estaciones de monitoreo ambiental de DINAMA en San José

En la costa platense de los departamentos de Colonia y San José, la temperatura superficial del agua sigue el comportamiento estacional esperado, con máximos en primavera y verano, y mínimos en otoño e invierno.

En el departamento de Colonia, el marco temporal de los datos de temperatura recolectados abarca desde el año 2015 hasta marzo de 2021, en este periodo la temperatura osciló entre 8,4 y 33,0 °C. En el departamento de San José, lo datos inician en el año 2016 hasta marzo de 2021, con un rango de temperatura entre 10,0 y 28,0 °C, confirmando el gradiente horizontal que indica Guerrero et al. (2010).

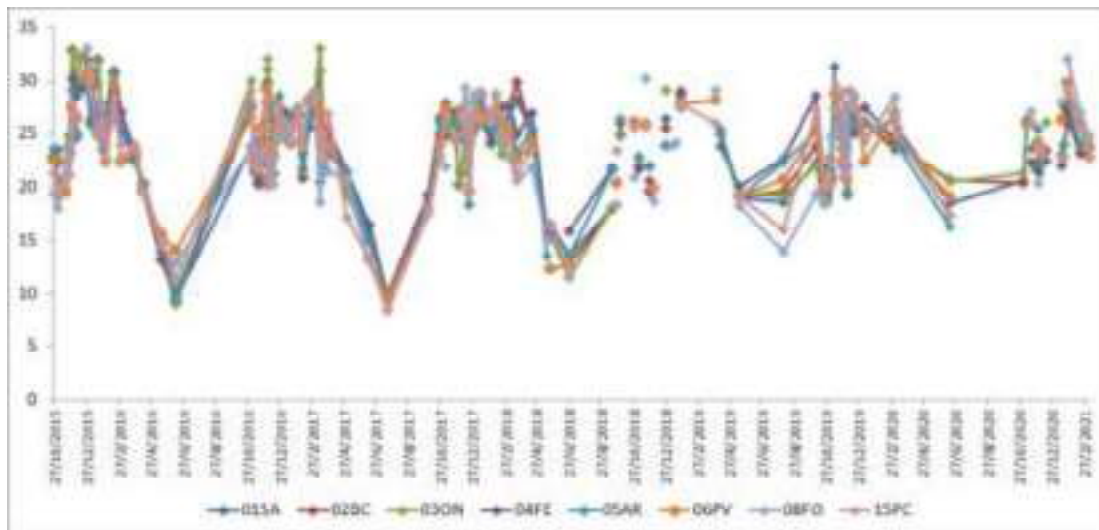


Gráfico 11-1: Variación de la temperatura superficial del agua en la costa de Colonia

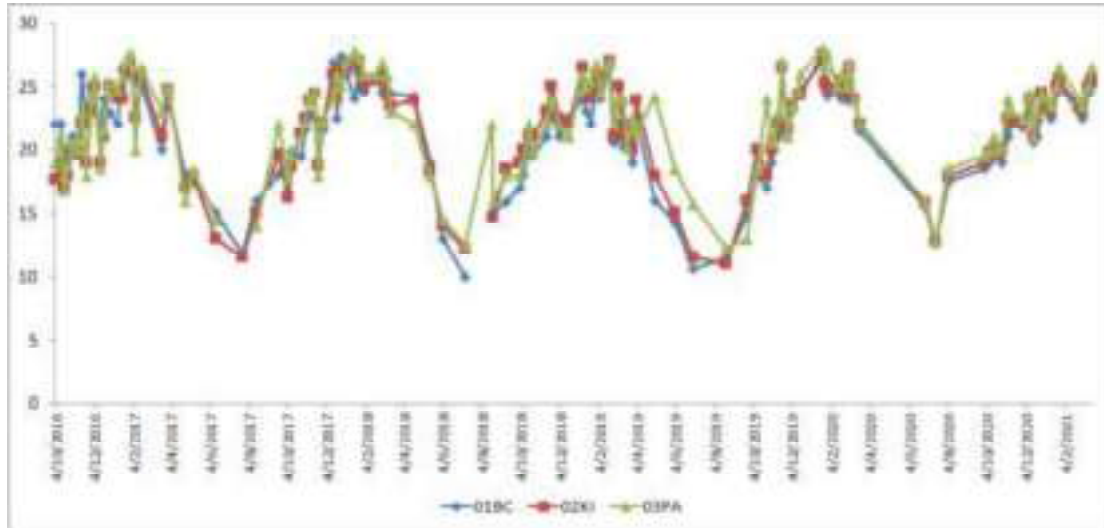


Gráfico 11-2: Variación de la temperatura superficial del agua en la costa de San José

11.2.2.2 Conductividad y salinidad

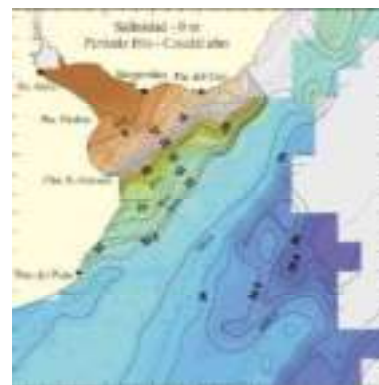
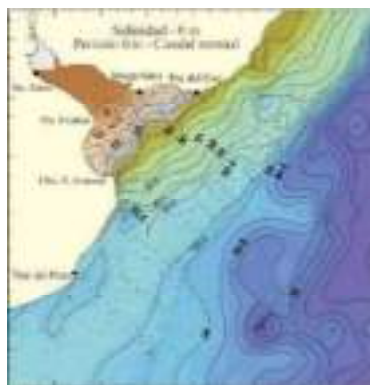
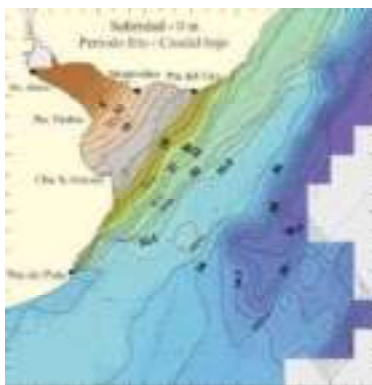
La salinidad y la conductividad son variables clave en el Río de la Plata, que gobierna tanto la hidroquímica como la resuspensión de los sedimentos, están dominadas por la descarga fluvial y varía a lo largo del río con la distancia y con el tiempo. La distribución superficial de salinidad muestra altos gradientes entre las isohalinas de 10 y 20 ups coincidiendo aproximadamente con el área delimitada por Montevideo-Piriápolis y la parte sur de Bahía Samborombón. Los gradientes horizontales van disminuyendo a partir de la isohalina de 25 ups.

Fluctuaciones espacio-temporales del frente inducen regiones de máxima varianza de salinidad superficial. En invierno, se observa una variación horizontal menor en la Bahía de Samborombón que lo que ocurre en el período de verano. Gradientes altos de salinidad se observan cerca de la costa norte del Río de la Plata entre Montevideo y Punta del Este durante el verano.

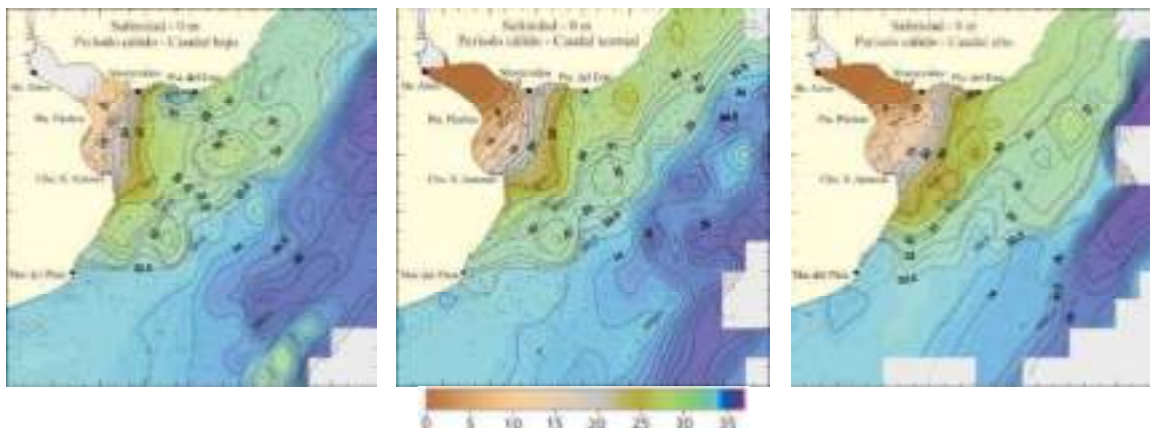
Caudal Bajo

Caudal Normal
Periodo Frio

Caudal Alto



Periodo Cálido



Fuente: Guerrero et al. (2010)

Figura 11-9: Distribución horizontal de salinidad superficial en el Río de la Plata

En verano el frente superficial de salinidad es muy intenso ($>2,2$ ups/10 km) entre Montevideo y Punta del Este y disminuye hacia el Suroeste. En invierno se observan dos frentes superficiales, un frente interior, entre Montevideo y Punta Piedras, de menor intensidad ($\approx 1,3$ ups/10 km), formando un arco hacia la boca en la parte central del río, el frente exterior ($>1,9$ ups/10 km) se encuentra entre Montevideo y Cabo San Antonio. Los cambios estacionales de la climatología de los frentes superficiales estarían asociados a las variaciones estacionales del viento.

Al relacionar los patrones de salinidad con el caudal se encuentra que bajo la condición de caudal alto, el sistema muestra la misma tendencia de descarga estacional, pero con un aumento en la extensión hacia mar abierto de las aguas diluidas. Durante el periodo frío el frente salino externo muestra un desplazamiento medio hacia mar abierto de 50 a 70 km a lo largo de 300 km de frente. Mientras que en primavera-verano, aguas diluidas menores a 25 ups se manifiestan más allá de Cabo San Antonio hacia el Sur y pasando Punta del Este sobre la costa uruguaya.

La Red de Monitoreo Ambiental de DINAMA realiza el seguimiento de la conductividad en las playas de las costas de Colonia y San José, las variables de salinidad y conductividad están directamente relacionadas, ambas dependen de la concentración de iones en disolución presentes en el cuerpo de agua, la conductividad es preferentemente empleada en aguas fluviales y la salinidad se usa con mayor frecuencia en aguas marinas. La Figura siguiente muestra el comportamiento de la conductividad en las estaciones de muestreo de la costa platense entre Colonia, para el periodo 2015 a marzo de 2021, y San José entre 2016 y marzo de 2021, y la Tabla a continuación estadísticos básicos que describen los resultados obtenidos de este parámetro.

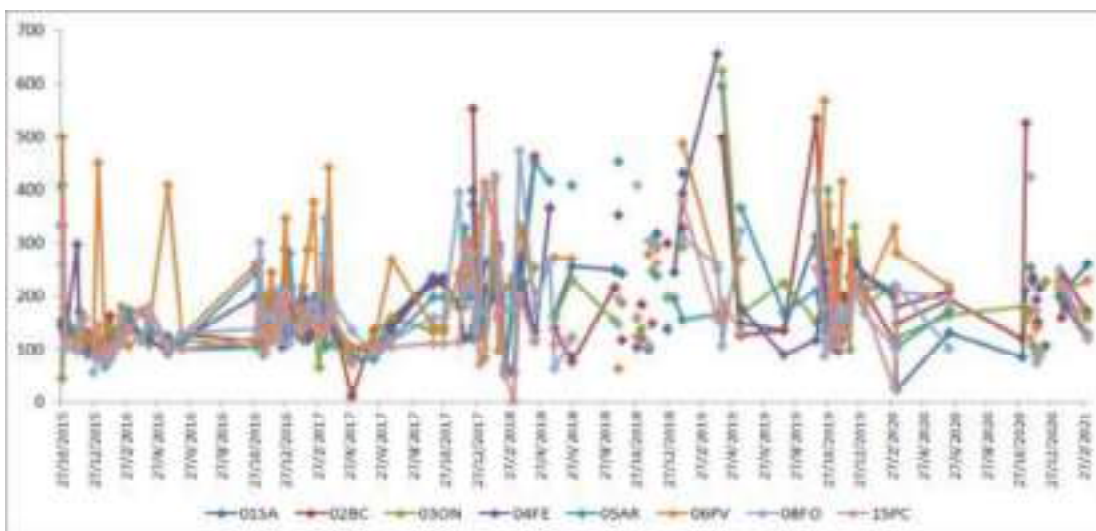


Gráfico 11-3: Variación de la Conductividad ($\mu\text{S}/\text{cm}$) en la costa de Colonia

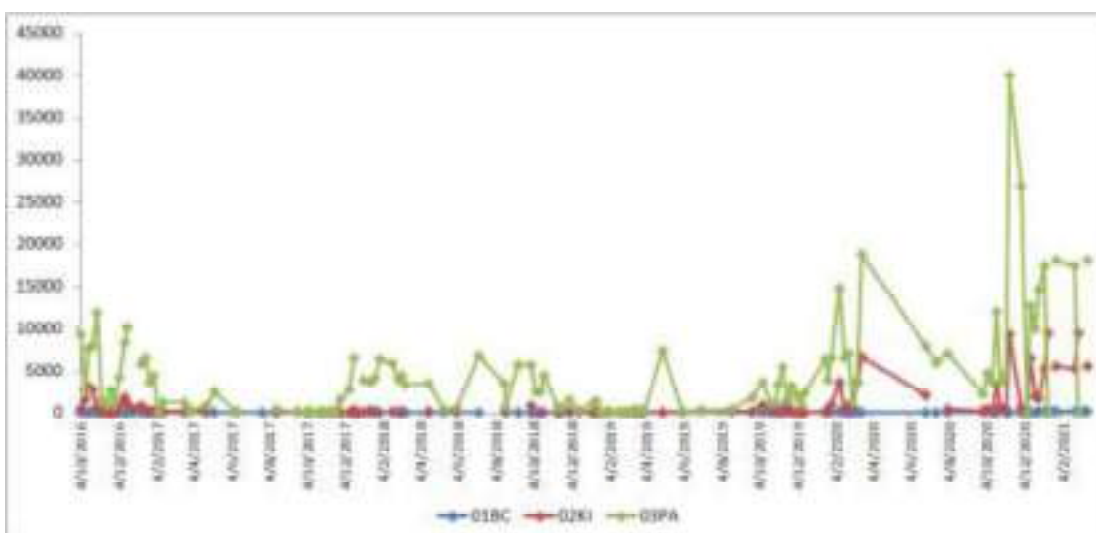


Gráfico 11-4: Variación de la Conductividad ($\mu\text{S}/\text{cm}$) en la costa de San José

Como se observa, tanto en los Gráficos como en la Tabla, la conductividad muestra para el periodo de medición de los datos el gradiente esperado, con los valores más bajos que indican aguas fluviales hacia el departamento de Colonia, mientras que en el departamento de San José en la estación ubicada más al Este, 03PA, ocurren las conductividades más elevadas. Este gradiente puede observarse tanto en los valores medios como máximos, como en los percentiles, todos valores crecientes en sentido Oeste-Este.

Estadístico	Colonia								San José		
	01SA	02BC	03ON	04FE	05AR	06PV	08FO	15PC	01BC	02KI	03PA
N	85	85	85	83	83	82	83	82	119	103	115
m	25,5	11,5	46,4	50,5	56,5	63,6	56,4	2,5	27,5	11,12	16,34
M	594,3	551	622,5	654	453,8	568	473,4	426,7	1382	9460	40000
Media	180,7	191,7	170,9	179,3	177,4	224,3	186,9	153,9	179	1153,4	4594
DS	84,9	98,7	78,6	90,9	85,8	109,6	94,9	70,1	130,1	2049,8	5965,7
Pc25	123,9	130,7	123,9	119,1	119,5	129,1	117,2	110,5	128	179	537
Pc50	159,9	168,4	162,6	159,8	157,1	211,2	161,9	136,9	157,1	322	2752
Pc75	227,2	223	197,4	203,4	213,2	285,9	220	183,2	195,2	945	6400

N: número de datos; m: mínimo; M: máximo; DS: desvío estándar; Pc: percentil

Tabla 11-2: Estadística descriptiva de datos de conductividad ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

11.2.2.3 Concentración de oxígeno disuelto

La concentración de oxígeno disuelto (OD) es una de las variables para la biota acuática aerobia de mayor relevancia, aportes de materia orgánica y floraciones persistentes en el tiempo son capaces de provocar una reducción en la concentración de oxígeno que afecta negativamente a las comunidades. En la normativa vigente de calidad de agua, el decreto 253/79, la concentración de OD tiene un estándar de referencia, en este decreto se establece para aguas Clase 3, aguas destinadas a la preservación de la biota acuática, un estándar de referencia de $\geq 5 \text{ mg/L}$, el Río de la Plata, de manera tradicional ha sido incluido en esta clase de uso del cuerpo de agua.

Estación	Colonia								San José		
	01SA	02BC	03ON	04FE	05AR	06PV	08FO	15PC	01BC	02KI	03PA
N	81	81	81	73	74	76	77	75	102	102	103
NA	8,6	11,1	7,4	4,1	8,1	11,8	5,2	13,3	0	1	0
m	3,6	3,7	3,8	3,55	4,3	4	4,1	3,45	5,15	4,36	5,1
M	10,1	11,1	10	10,5	11,7	13	11,3	10,6	9,02	9,93	9,2
Media	7	7,1	7,1	6,9	7,5	7,3	7,3	7,1	7	7	7,1
DS	1,5	1,6	1,6	1,4	1,7	1,8	1,4	1,6	1,2	1,3	1,2
Pc25	5,8	6	5,8	5,8	6,3	6,1	6,3	5,9	5,9	6	5,9
Pc50	7,2	7,4	7,6	7,3	7,8	7,6	7,5	7,2	7	7,5	7,4
Pc75	8,4	8,2	8,4	7,9	8,7	8,5	8,3	8,4	8,1	8	8

N: número de datos; NA: porcentaje de resultados no aceptables; m: mínimo; M: máximo; DS: desvío estándar; Pc: percentil

Tabla 11-3: Estadística descriptiva de datos de OD (mg/L)

Los resultados de DINAMA de la concentración de OD muestran mayoritariamente condiciones de OD compatibles con el desarrollo de la biota acuática aerobia, con bajos porcentajes de resultados menores a 5 mg/L. Estos resultados de concentraciones de OD no aceptables para el estándar del decreto 253/79, tienen lugar principalmente en temporada cálida (ver Gráficos siguiente).

En el departamento de Colonia las concentraciones de OD más bajas, menores a 5 mg/L ocurren de manera consistente entre los meses de primavera y verano, mientras que las máximas concentraciones suceden en temporada fría, desde otoño e invierno. Esto es compatible con el comportamiento de este parámetro, ya que se relaciona de manera inversa con la temperatura. Además, en este departamento, concentraciones menores ocurrieron en la temporada estival entre 2016-2021, los puntos de muestreo se hallan en zonas pobladas con intensa actividad turística e incremento de visitantes en las temporadas cálidas que pueden ser forzantes de este parámetro, por ausencia de saneamiento.

En el departamento de San José, los niveles de aceptabilidad de este parámetro oscilaron entre 99 y 100%, los escasos resultados no aceptables sucedieron en el inicio de las mediciones de este parámetro en la estación 02KI con un único valor menor a 5 mg/L.



Gráfico 11-5: Concentración de OD (mg/L) en la costa de Colonia



Gráfico 11-6: Concentración de OD (mg/L) en la costa de San José

11.2.2.4 pH

Uno de los factores asociados al mayor desarrollo de las cianobacterias planctónicas son altos valores de pH y la depredación reducida. El alto pH, que implica una baja concentración de CO₂, favorece el crecimiento de las cianobacterias, dado que poseen una mejor capacidad de captar CO₂ en comparación con la mayoría de las demás microalgas eucariotas, debido a sus mecanismos de concentración de carbono celular.

Por otra parte, el pH es otro parámetro de calidad de agua considerado en la normativa vigente, decreto 253/79, con un estándar para aguas Clase 3 cuyos valores de aceptabilidad deben estar entre 6,5 y 8,5. En los Gráficos siguientes se muestra el comportamiento del pH en las costas de San José y Colonia, y en la Tabla a continuación estadísticos básicos descriptivos de este parámetro.

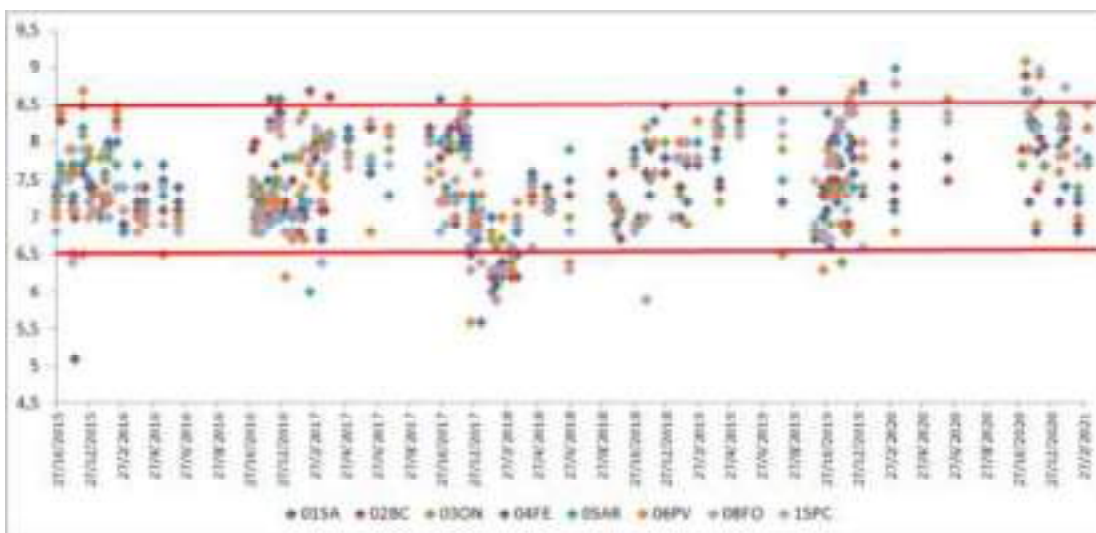


Gráfico 11-7: pH en la costa de Colonia

La línea roja indica el estándar de referencia del decreto 253/79

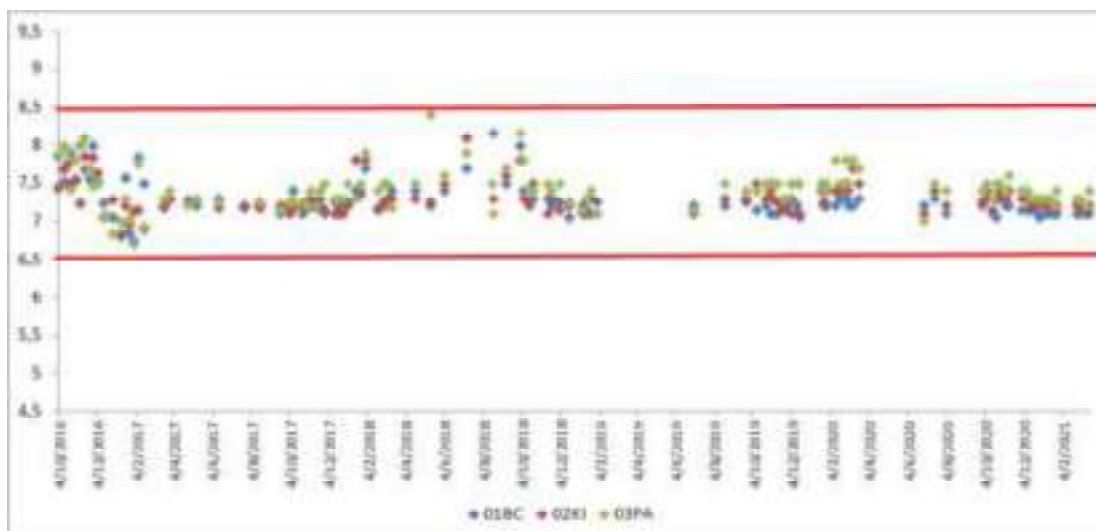


Gráfico 11-8: pH en la costa de San José

La línea roja indica el estándar de referencia del decreto 253/79

Los datos muestran bajos porcentajes de resultados no aceptables, entre 0% en las estaciones en San José hasta el máximo de 14,4% en 02BC, estación en el Balneario Municipal de Colonia del Sacramento.

En la costa del Río de la Plata en el departamento de Colonia, desde el año 2020 los valores de pH no aceptables superan el límite superior del estándar, valor de pH de 8,5 en el decreto 253/79.

Estaciones	Colonia								San José		
	01SA	02BC	03ON	04FE	05AR	06PV	08FO	15PC	01BC	02KI	03PA
N	89	90	89	86	87	87	86	87	109	109	109
NA	11,2	14,4	7,9	5,8	10,3	11,5	11,6	8	0	0	0
m	5,6	6,1	6,4	5,1	6	5,6	5,9	5,9	6,75	6,84	6,7
M	9,7	8,9	9,9	8,8	9	8,9	8,98	8,8	8,15	8,1	8,4
Media	7,49	7,54	7,56	7,4	7,54	7,39	7,4	7,51	7,28	7,3	7,43
DS	0,69	0,66	0,64	0,59	0,62	0,67	0,7	0,63	0,24	0,21	0,27
Pc25	7,1	7,1	7,1	7,1	7,2	6,9	6,8	7,1	7,1	7,17	7,3
Pc50	7,4	7,5	7,5	7,35	7,5	7,3	7,25	7,5	7,2	7,25	7,4
Pc75	8	8,03	7,9	7,8	8	7,9	7,94	8,1	7,3	7,4	7,5

N: número de datos; NA: porcentaje de resultados no aceptables; m: mínimo; M: máximo; DS: desvío estándar; Pc: percentil

Tabla 11-4: Estadística descriptiva de datos de pH

11.2.2.5 Turbidez y sólidos en suspensión

Una de las características fundamentales del Río de la Plata es la turbidez de sus aguas. El nivel de turbidez está relacionada con los sedimentos en suspensión que llegan al Río

de la Plata ingresan mayoritariamente por el río Paraná. Según Urien (1972), el promedio anual de la carga suspendida proveniente del Río Uruguay es de 7 millones ton/año y la proveniente del Río Paraná es de 72,8 millones de ton/año. Estos últimos provienen principalmente de uno de sus afluentes, el Río Bermejo, con 81%, a través del Río Paraguay (Brea & Spalletti, 2010).



Figura 11-10: Fotografía de la costa del Río de la Plata frente a Juan Lacaze (Colonia)

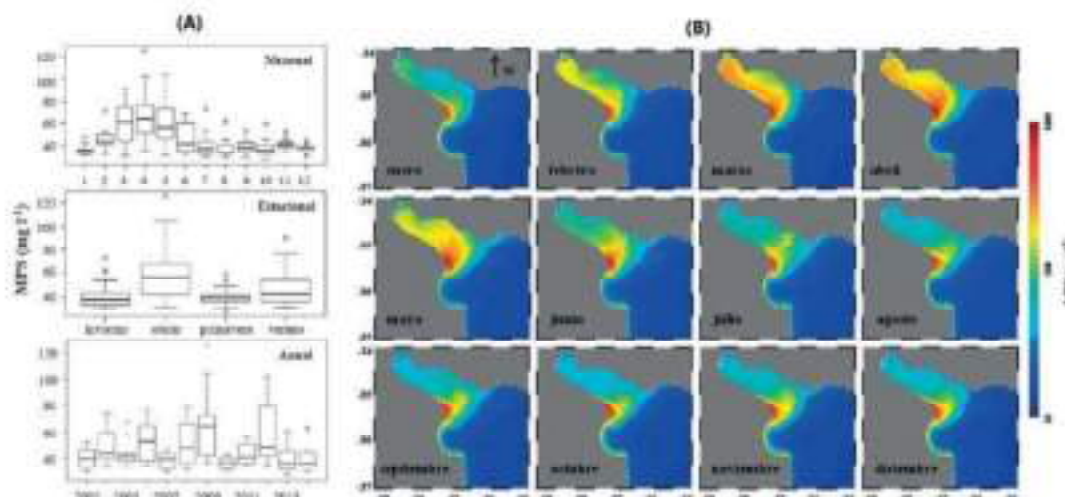
En el Río de la Plata los sedimentos en suspensión se comportan como un frente, denominado frente de turbidez, cuya ubicación varía a lo largo del año, dependiendo de la descarga de los ríos Paraná y Uruguay, y que a lo largo de la frontera donde interactúa con el agua marina recibe el nombre de frente de máxima turbidez, una región de gran importancia biológica.



Fuente: <https://worldview.earthdata.nasa.gov/>

Figura 11-11: Imagen satelital de Río de la Plata (01/05/2021)

Según Camiolo et al. (2018) los promedios mensuales en el material particulado en suspensión muestran una marcada diferenciación espacial e intra-anual en el Río de la Plata, identificando dos regiones con diferentes rangos de concentración y patrón de distribución, cuyo límite coincide con la ubicación de la Barra del Indio.



Fuente: Camiolo et al. (2018). A: Concentración del Material Particulado en Suspensión. Arriba mensual, medio estacional, y abajo anual. B: Distribución espacial de la concentración del Material Particulado en Suspensión (mg/L) mensual para la región del Río de la Plata. Serie de tiempo 2002-2014.

Figura 11-12: Material particulado en suspensión en el Río de la Plata

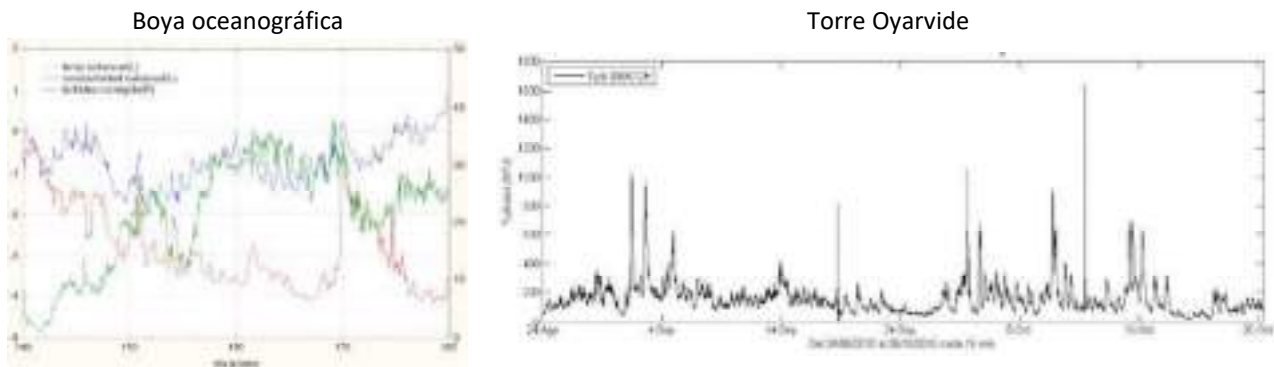
En la región interior el Río de la Plata, la concentración de material en suspensión nunca disminuyó por debajo de 50 mg/L, donde desde mediados del verano y hasta mediados del otoño, se registraron las mayores concentraciones, superiores a 200 mg/L. Los valores más bajos ocurren desde finales del invierno hasta comienzos del verano, y su distribución espacial fue relativamente homogénea para la mayor parte de la región. Las aguas más externas de la región exterior, presentaron entre 2002 y 2014 concentraciones de material particulado en suspensión que no superaron los 50 mg/L.

La turbidez muestra un comportamiento espacial y temporal que depende de la descarga de las aguas de los ríos Paraná y Uruguay con elevada carga de material en suspensión. En el Río de la Plata, en el marco del Proyecto Freplata se realizaron mediciones continuas de turbidez en una boya oceanográfica en la zona el Frente de Turbidez, y en puntos fijos de medición con una sonda SMATCH (Sonda Autónoma Multiparámetro con Transmisión y Cloración) en el sitio denominado Torre Oyarvide.



Fuente: Simionato et al. (2011)

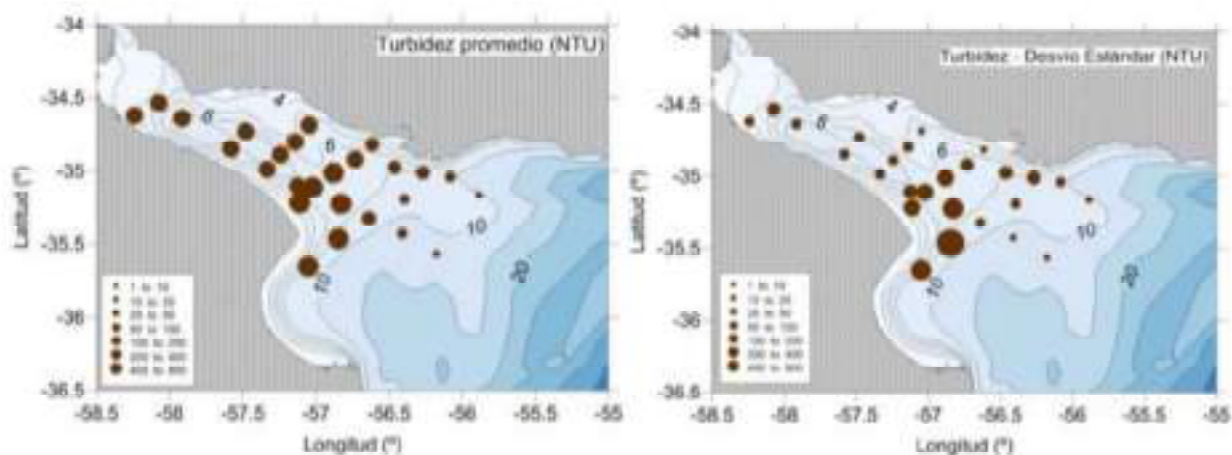
Figura 11-13: Ubicación del SMATCH en Torre Oyarvide



Fuente: Simionato et al. (2011)

Figura 11-14: Mediciones continuas de turbidez en el Río de la Plata

Mediciones más recientes de Guiliana et al. (2016) muestran valores de turbidez superficial con valores medios de 61 NTU sobre todo el estuario, con un desvío estándar de 62 NTU. Se observa una gran variabilidad espacial de la turbidez promedio para cada estación y una gran variabilidad temporal de la turbidez en el Norte de la Bahía de Samborombón



Fuente: Guiliana et al. (2016)

Figura 11-15: Valores medios de turbidez en el Río de la Plata

11.2.2.6 Nutrientes

Por la hidrodinámica del Río de la Plata descrita al inicio, las cargas de contaminantes presentes en la costa Norte, Uruguay, es aportada principalmente por el río Uruguay y por las ciudades en la costa platense y del Oeste uruguayo. Los principales aportes de nutrientes al Río de la Plata corresponden al Río Paraná, con cargas de fósforo y nitrógeno estimadas en $4,1E04$ y $6,7E04$ t/año, respectivamente. Las cargas estimadas deben ser consideradas únicamente como indicativas del orden de magnitud de las posibles cargas de contaminantes, correspondientes a los ríos Paraná y Uruguay, ingresantes al estuario.

Parámetro	Río Paraná Guazú (t/d)	Río Paraná de las Palmas (t/d)	Flujo Total Río Paraná (t/d)	Río Uruguay (t/d)	Flujo Total: Ríos Paraná + Uruguay (t/d)	Río Uruguay (%)	Río Paraná Guazú (%)	Río Paraná de las Palmas (%)
Cobre	30,7	5,4	36,1	2	38,1	5	81	14
Plomo	3,8	2,4	6,2	1,6	7,8	21	49	31
Cromo	6,4	0,7	7,1	1,6	8,7	18	74	8
Zinc	26,5	5,9	32,4	15,1	47,5	32	56	12
Total metales	67,4	14,4	81,8	20,3	102,1	20	66	14
Hidrocarburos totales	1.471	412	1.883	25,1	1.908,1	1	77	22
DQO	9.948	5.040	14.988	9.840	24.828	40	40	20
Amonio	33	16	49	13,2	62,2	21	53	26
Nitratos	197	110	307	135,5	442,5	31	45	25
Fósforo	79	33	112	—	—	—	—	—
Nitrógeno	129	53	182	—	—	—	—	—

Fuente: Freplata (2005)

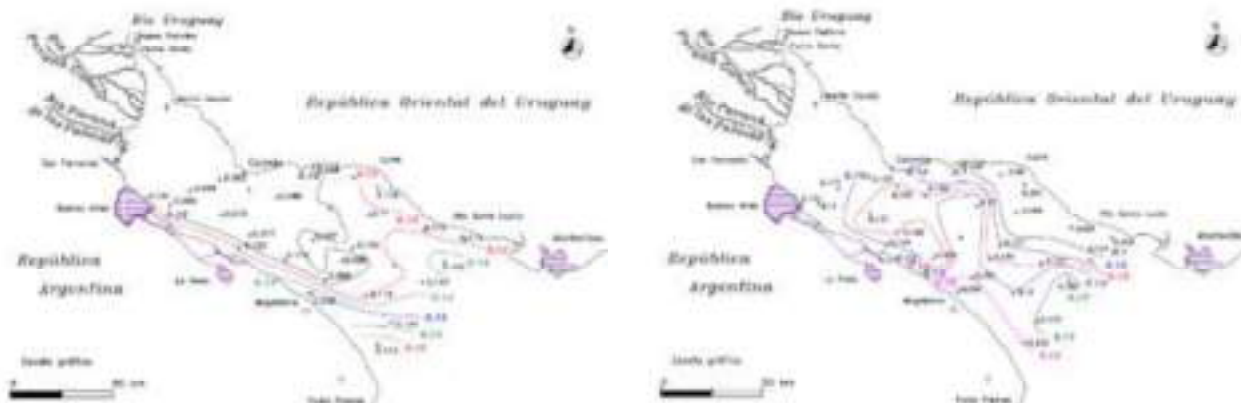
Figura 11-16: Cargas (toneladas/día) de contaminantes y nutrientes aportadas al Río de la Plata

No existen muchos antecedentes para analizar la carga de nutrientes en la franja costera Norte del Río de la Plata. Jaime et al. (2001) analizaron el flujo de nutrientes en el Río de la Plata cuantificando la influencia de las descargas costeras en base a los datos de muestreos realizados en el año 1982 de muestras colectadas en la zona media del estuario.

A pesar de la antigüedad de los mismos, su valor estriba en constituir un set simultáneo de valores de concentración de constituyentes de calidad de agua en todo el Río de la Plata interior que ya evidenciaban en aquella época condiciones eutróficas para el Río de la Plata y niveles de PT superiores a los establecidos por la normativa actualmente vigente, señalando la existencia de una alta carga de nutrientes histórica en el Río de la Plata. Los datos analizados por Jaime et al (2001) muestran dos situaciones diferentes para el PT, en setiembre de 1982 el patrón de concentración de PT en la zona Norte del Río de la Plata muestra un comportamiento decreciente en sentido Este-Oeste, mientras que en Noviembre del mismo año el patrón es creciente en el mismo sentido.

Setiembre 1982

Noviembre 1982



Fuente Jaime et al (2001)

Figura 11-17: Datos de PT para el Río de la Plata (mg/L)

Los registros indicaron que el comportamiento del NIT a lo largo de la costa uruguaya es bastante estable oscilando entre 0,25 mg/L en la desembocadura del río Santa Lucía y el río Uruguay, con puntos focales que alcanzan 0,40 mg/L. Para el NOT la tendencia es a disminuir la concentración hacia el Oeste, ya que frente a Montevideo y río Santa Lucía se aprecian concentraciones entre 1,0 y 1,7 mg/L, mientras que valores cercanos a 0,8 mg/L se observan frente a las costas de Colonia.

NIT (mg/L)

NOT (mg/L)



Fuente Jaime et al (2001)

Figura 11-18: Datos de NT para el Río de la Plata (mg/L)

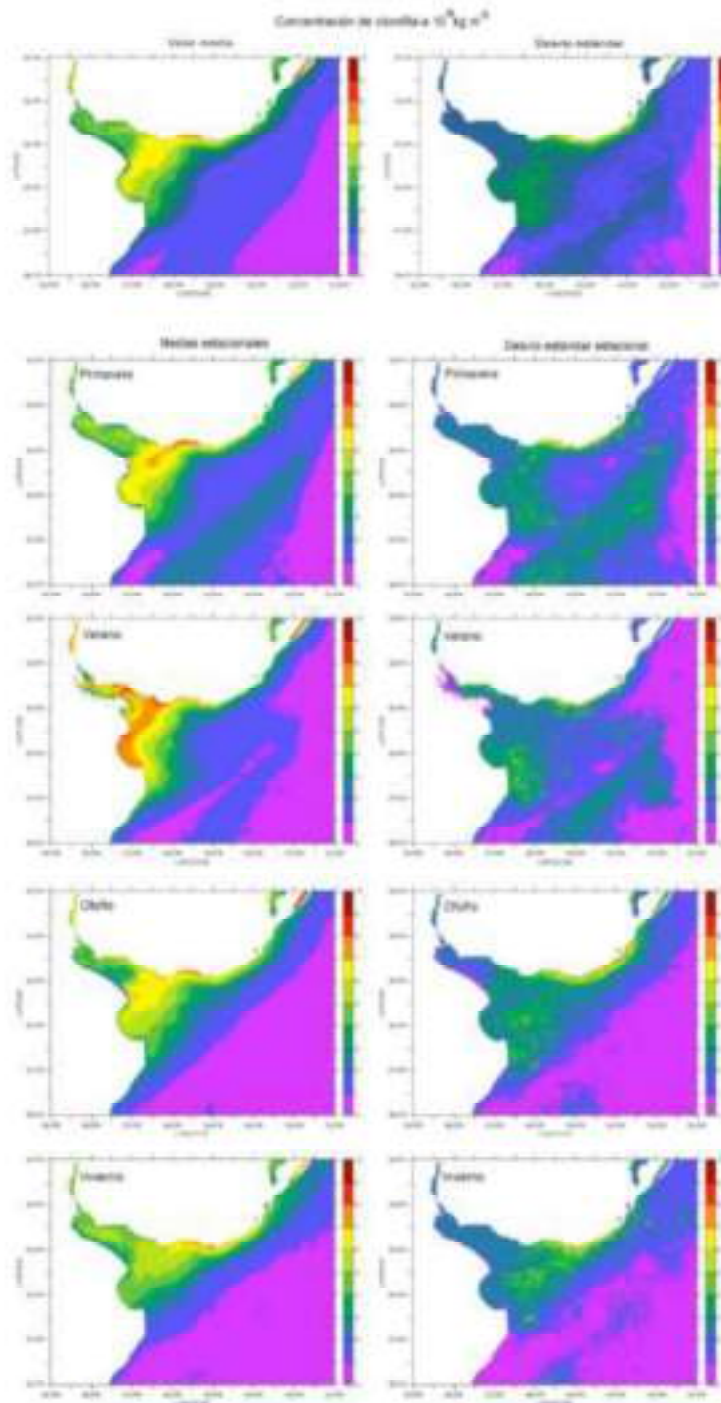
11.2.3 Clorofila a y ocurrencia de floraciones en el Río de la Plata

11.2.3.1 *Clorofila a*

En el marco del Proyecto Freplata (2011), fueron procesadas imágenes satelitales SeaWiFS y MODIS diarias de alta resolución espacial de clorofila a, para un periodo entre

el 10 de julio de 2002 y el 16 de junio de 2010. Los resultados hallados sugieren que las concentraciones de material inorgánico en suspensión y de clorofila a en el Río de la Plata se encuentran estrechamente ligadas entre sí y fuertemente vinculadas con la hidrodinámica, con la concentración de clorofila a que es máxima durante la temporada de verano en el cuerpo principal del estuario.

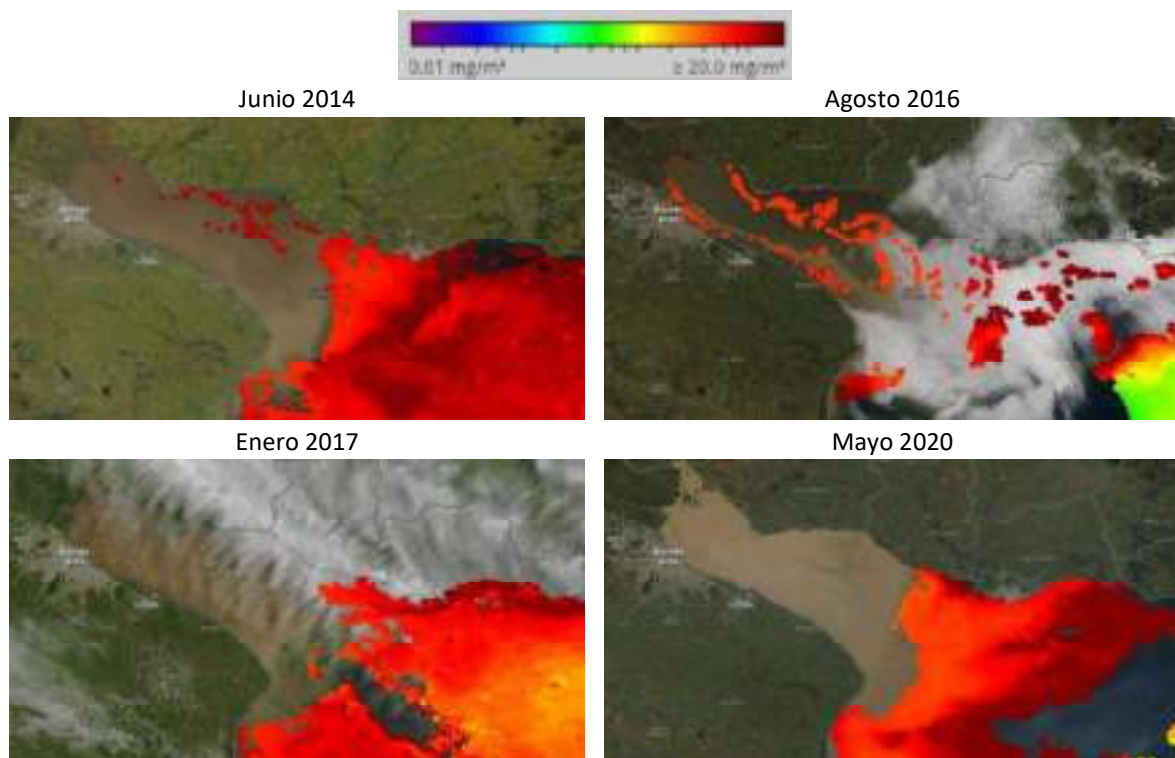
Una explicación posible es que en este estuario los nutrientes no constituyen un limitante al desarrollo de algas, sino que más probablemente la temperatura y la cantidad de horas de luz sean los condicionantes principales. En verano, la temperatura es alta, favoreciendo el desarrollo de la vida, y la cantidad de horas de luz aumenta por efectos astronómicos. Concomitantemente, durante esta estación y en todo el Río de la Plata, la concentración de sedimentos inorgánicos también disminuye, constituyendo un factor favorable adicional.



Fuente: Simionato et al (2011)

Figura 11-19: Clorofila a en el Río de la Plata (2002-2010)

De manera similar al trabajo de Simionato et al. (2011), actualmente existe disponible diversos portales web con imágenes satelitales para el análisis de clorofila a. Uno de ellos es WorldView de NASA, en el cual es posible adquirir imágenes con datos cuantificados de la concentración de clorofila en el Río de la Plata y su Frente Marítimo a través del sistema MODIS (Terra/Aqua). El sistema MODIS proporciona la concentración de clorofila a cerca de la superficie en mg/m³ de pigmento con resolución del sensor y las imágenes de 1 km y la resolución temporal es diaria.



Fuente: <https://worldview.earthdata.nasa.gov/>

Figura 11-20: Imágenes MODIS (aqua/terra) de clorofila a en el Río de la Plata y su Frente Marítimo

Más recientemente, DINAMA desarrolló una aplicación web que permite visualizar imágenes de varios satélites aplicados al análisis de floraciones algales. El marco temporal que permite visualizar abarca de marzo del año 2013 hasta abril de 2021, las Figuras siguientes ejemplifican el uso de la aplicación para la zona costera del Río de la Plata en el departamento de Colonia con eje en Juan Lacaze, y de San José con eje en Cufre, con imágenes satelitales interpretadas del año 2021.

Imagen del 19 de abril de 2021



Imagen del 03 de abril de 2021



Imagen del 18 de marzo de 2021



Imagen del 02 de marzo de 2021

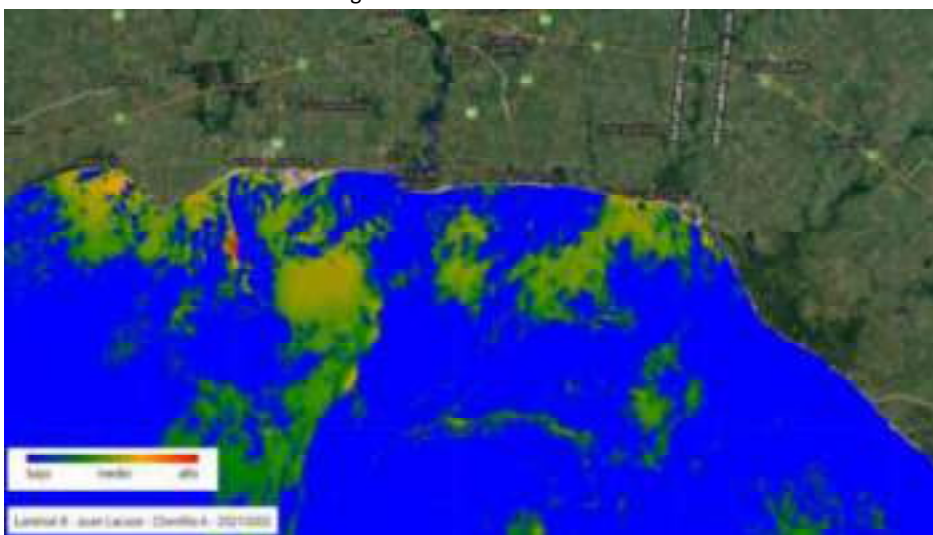


Imagen del 14 de febrero de 2021

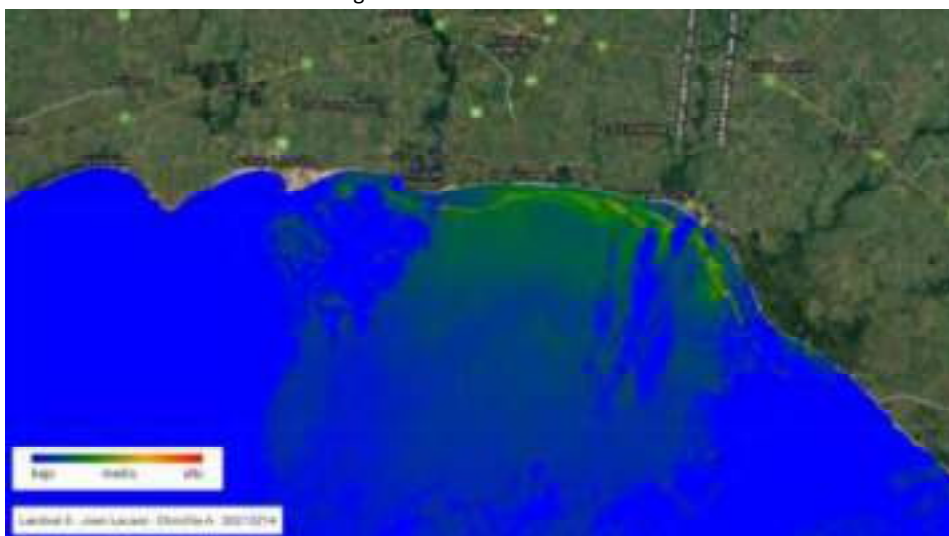
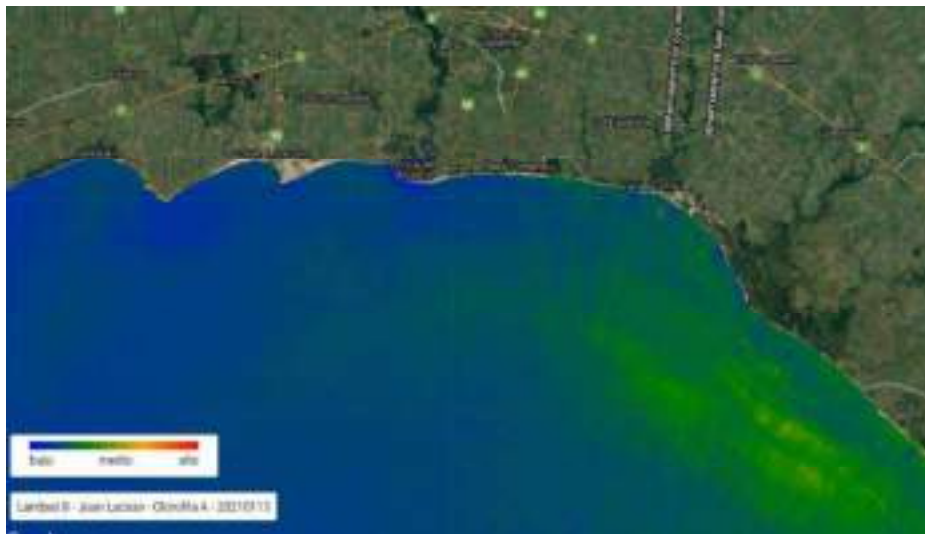


Imagen del 13 de enero de 2021



Fuente: <https://dinama.users.earthengine.app/view/visualizador-blooms-dinaman>

Figura 11-21: Seguimiento de blooms cianobacterianos en Juan Lacaze

Imagen del 19 de abril de 2021



Imagen del 03 de abril de 2021



Imagen del 18 de marzo de 2021



Imagen del 02 de marzo de 2021



Imagen del 14 de febrero de 2021



Imagen del 13 de enero de 2021



Fuente: <https://dinama.users.earthengine.app/view/visualizador-blooms-dinaman>

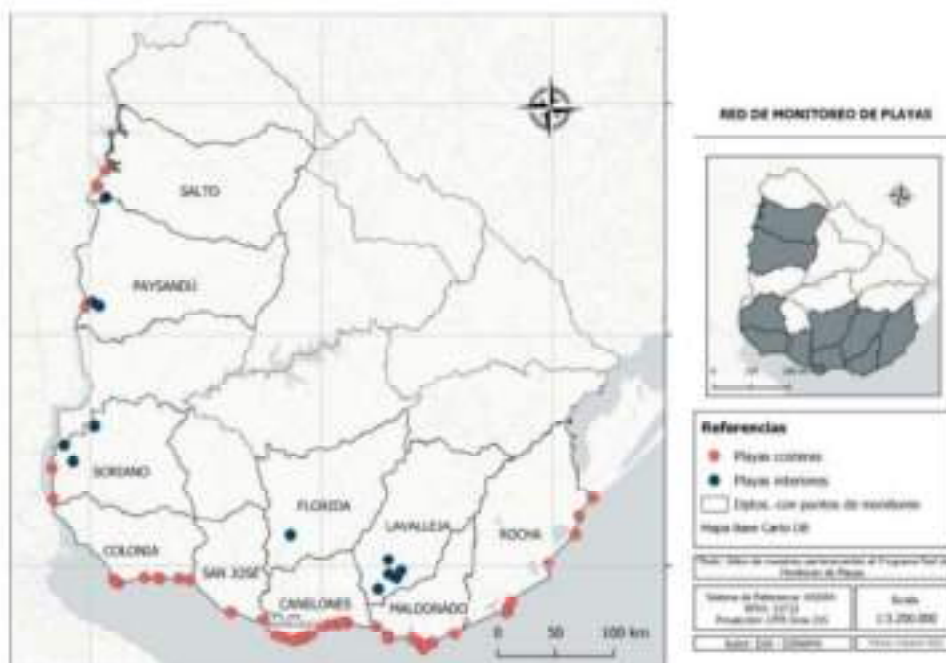
Figura 11-22: Seguimiento de blooms cianobacterianos en Cufre

11.2.3.2 Ocurrencia de floraciones algales en la costa de Colonia y San José

Desde 1990 DINAMA en coordinación con algunas Intendencias costeras llevaba adelante el Programa de Evaluación de la Calidad del Agua de las Playas. Este programa abarcaba la costa del Río de la Plata y del Océano Atlántico desde la ciudad de Colonia del Sacramento (departamento de Colonia) hasta la Barra del Arroyo Chuy (departamento de Rocha). Desde la temporada estival 2013-2014 desde el MVOTMA, junto a las intendencias de los departamentos costero conforma la Red de Monitoreo Costero (RMC), integrada formalmente por las Intendencias de Colonia, San José, Montevideo, Canelones, Maldonado y Rocha y coordinada por la DINAMA-División Calidad Ambiental.

Con esta red se realiza el monitoreo de las floraciones de cianobacterias de las playas sobre el Río de la Plata Real de San Carlos, Municipal, Oreja de Negro, Ferrando,

Artilleros, Verde, y Fomento en el departamento de Colonia; Bocas del Cufre, Kiyú y Pascual en el departamento de San José.

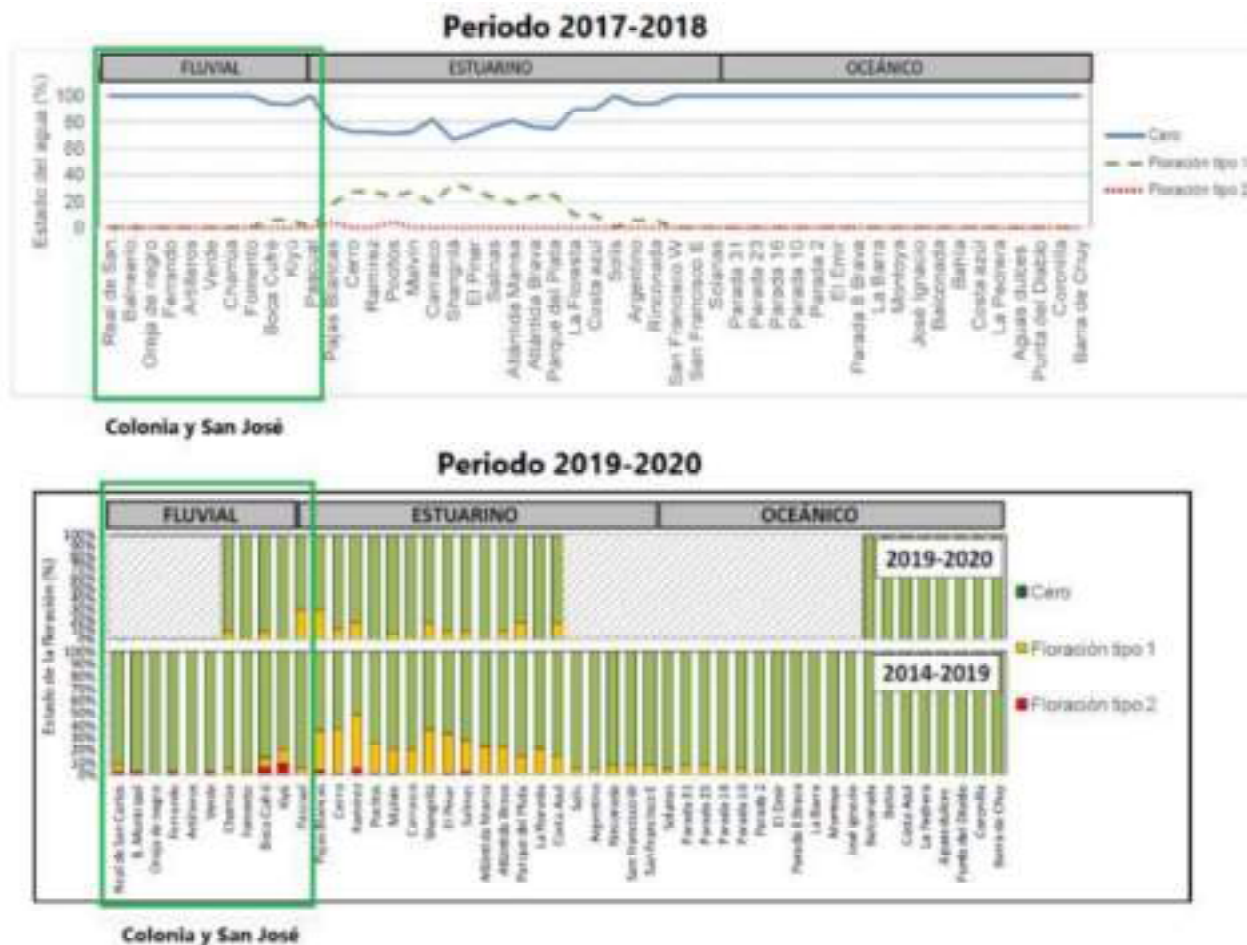


Fuente: DINAMA (2020)

Figura 11-23: Mapa de las playas de la Red de Monitoreo

El monitoreo visual de floraciones se determina en función de si se visualizan o no blooms de cianobacterias. En ausencia de floración evidente o de acúmulos dispersos se registra como “cero”, si hubo presencia de acúmulos o flóculos dispersos en el agua se registra “uno”, y si había una floración establecida se registra “dos”.

Durante la temporada 2017-2018 prevalecieron las ausencias de eventos, y los eventos de floración registrados fueron generalmente de “tipo 1” y ocurrieron sobre todo en la zona estuarina. En tanto, en la temporada 2019-2020 se registraron bajos registros tipo 1 con la ausencia de registros tipo 2. Los eventos tipo 1, se manifestaron en playas del ambiente fluvial y estuarino.



Fuente: DINAMA (2019, 2020)

Figura 11-24: Ocurrencia de floraciones entre 2017 y 2020

En el periodo de análisis entre 2019 y 2020, fueron registradas floraciones de cianobacterias en el río Uruguay y en el río Negro, los eventos fueron relativamente importantes, contrario a lo registrado en el Río de la Plata durante el mismo periodo temporal. Tales eventos de floraciones cianobacterianas no tuvieron repercusiones en las playas del Río de la Plata, ya que en éstas no se evidenciaron floraciones luego de que ocurrieran aguas arriba.

Los bajos caudales en la descarga del río Uruguay podría llegar a explicar la ausencia de floraciones en la costa platense, ya que no hubo un transporte de inóculos hacia aguas abajo. Esto, en combinación con los elevados valores de salinidad que predominaron en las playas del Río de la Plata, pudieron ser factores limitantes para la proliferación o generación de cianobacterias en esa parte de la costa.

En las playas del Río de la Plata y Océano Atlántico, durante la temporada 2019-2020, predominó la ausencia de cianobacterias. Solo hubo escasos registros de floración incipiente (tipo 1), que se dieron en algunas playas de San José, Montevideo y Canelones. Estos eventos ocurrieron principalmente en enero, antes que sucedieran en

las aguas interiores, lo que sugiere que se originaron localmente, y no que fueran importados desde aguas del río Negro y Uruguay.