



# INFORME 3

## ETAPA 2

### CONCEPCIÓN DEL URUGUAY

**SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y  
EMISARIOS PARA LAS CIUDADES DE CONCEPCIÓN DEL  
URUGUAY, COLÓN Y SAN JOSÉ**

Octubre de 2022

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>9</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>10</b>
<b>2. ANÁLISIS Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES</b>	<b>12</b>
2.1 SÍNTESIS DE ESTUDIOS ANTECEDENTES	12
2.2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE SANEAMIENTO	16
<b>3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>	<b>17</b>
3.1 UBICACIÓN DE LA PLANTA	17
3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO	18
3.2.1 Período de diseño	18
3.2.2 Proyección de población	18
3.2.3 Caudales de diseño	19
3.2.4 Requerimientos del servicio y características del líquido a tratar	21
3.2.5 Características del efluente tratado	21
3.3 PROPUESTA DE ALTERNATIVAS	22
3.3.1 Barros Activados	22
3.3.2 Lechos Percoladores	23
3.3.3 Tanque Imhoff	24
3.3.4 Lagunas de estabilización	25
3.4 COMPARACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	26
3.4.1 Esquemas de tratamiento factibles	26
3.4.2 Alternativa seleccionada	27
3.5 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS	28
3.5.1 Descripción general	28
3.5.2 Descripción de la obra civil	31

<b>3.6</b>	<b>CÁLCULO DE PROCESOS DE BARROS ACTIVADOS</b>	<b>34</b>
3.6.1	Descripción del esquema de tratamiento propuesto	34
3.6.2	Dimensionamiento de unidades	35
3.6.3	Modelación de procesos en BioWin	39
<b>3.7</b>	<b>CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA PTAR</b>	<b>47</b>
3.7.1	Escenarios de cálculo	47
3.7.2	Fundamentos Teóricos	47
3.7.3	Rejas de limpieza manual	50
3.7.4	Estación Elevadora	51
3.7.5	Desarenador	55
3.7.6	Canaleta Parshall	56
3.7.7	Sedimentador Primario	59
3.7.8	Barros Activados	60
3.7.9	Sedimentadores Secundarios	60
3.7.10	Cámara de contacto	60
3.7.11	Anexos	61
<b>4.</b>	<b>EMISARIO</b>	<b>62</b>
<b>4.1</b>	<b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b>	<b>62</b>
4.1.1	Restricciones a los Efluentes según el Digesto de CARU	62
4.1.2	Cotas del río Uruguay y parámetros operativos de diseño	63
4.1.3	Caudal de diseño y verificación	70
<b>4.2</b>	<b>MODELIZACIÓN HIDRODINÁMICA UNIDIMENSIONAL</b>	<b>70</b>
4.2.1	Implementación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	71
4.2.2	Calibración del modelo Hidrodinámico Unidimensional	72
4.2.3	Explotación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	77
<b>4.3</b>	<b>MODELIZACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA PLUMA DE DESCARGA DE EFLUENTES</b>	<b>79</b>

4.3.1	Descripción del Modelo Matemático	79
4.3.2	Modelación matemática antecedente	81
4.3.3	Modelación matemática hidrodinámica desarrollada	82
4.3.4	Parámetros y Escenarios hidrológicos de modelización de la pluma de descarga	88
<b>4.4</b>	<b>ALTERNATIVAS DE TRAZADO Y PUNTO DE VUELCO</b>	<b>90</b>
4.4.1	Alternativa 1	90
4.4.2	Alternativa 2	91
4.4.3	Alternativa 3	92
4.4.4	Alternativa 4	93
<b>4.5</b>	<b>RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN LA DESCARGA</b>	<b>93</b>
4.5.1	Parámetros de comparación de las alternativas en relación a la calidad del agua	94
4.5.2	Alternativa 1	94
4.5.3	Alternativa 2	102
4.5.4	Alternativa 3	108
4.5.5	Conclusiones de la modelación	115
<b>4.6</b>	<b>DESCRIPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL EMISARIO</b>	<b>118</b>
4.6.1	Alternativas consideradas para el dimensionamiento	118
4.6.2	Criterios de diseño	118
4.6.3	Niveles en cámara de carga y en la descarga	118
4.6.4	Cámara de carga	119
4.6.5	Obra de desborde	119
4.6.6	Disposición de cámaras de inspección	119
4.6.7	Desembocadura del emisario	120
4.6.8	Material, diámetro y clase del conducto	121
4.6.9	Ecuaciones utilizadas para el cálculo	123
4.6.10	Perfil altimétrico	125

---

4.6.11	Implementación de modelo SWMM	129
<b>5.</b>	<b>CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PROYECTADAS</b>	<b>137</b>
<b>6.</b>	<b>CARPETA DE ENTREGABLES</b>	<b>139</b>
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>140</b>
	<b>ANEXO (CÁLCULO HIDRÁULICO)</b>	<b>142</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sedimentos en conducto existente. ....	16
Figura 2 Ubicación de la PTAR. ....	17
Figura 3 Resultados de proyección de población según distintas metodologías. ....	18
Figura 4 Imagen representativa – Tratamiento de Barros Activados. ....	23
Figura 5 Imagen representativa – Lechos Percoladores. ....	24
Figura 6 Corte típico – Tanque Imhoff. ....	25
Figura 7 Imagen representativa – Lagunas de estabilización. ....	26
Figura 8 Fachada Laboratorio y oficinas. ....	32
Figura 9 Esquema general de planta propuesta. ....	35
Figura 10 Diagrama de Tratamientos propuestos. ....	35
Figura 11 Esquema del sistema de tratamiento en BioWin. ....	40
Figura 12 Parámetros de ingreso en BioWin. ....	40
Figura 13 Parámetros de salida en BioWin. ....	40
Figura 14 Gráfico de Sólidos Suspendidos Totales (SST) en Sedimentador. ....	41
Figura 15 Flujo de sólidos en Sedimentador. ....	41
Figura 16 Tasas de sedimentación. ....	42
Figura 17 Salida de SST. ....	42
Figura 18 Esquema del sistema de tratamiento en BioWin. ....	46
Figura 19 Parámetros de ingreso en BioWin. ....	46
Figura 20 Parámetros de salida en BioWin. ....	47
Figura 21 Esquema Reja. ....	50
Figura 22 Corte longitudinal de Estación Elevadora. ....	52
Figura 23 Planta del pozo de bombeo. ....	53
Figura 24 Cortes desarenador. ....	56
Figura 25 Geometría canaleta Parshall. ....	57
Figura 26 Inicio de Tratamiento. ....	59
Figura 27 Reactor UASB. ....	60
Figura 28 Serie de niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay, referidos al cero del hidrómetro local. ....	64
Figura 29 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021. Recurrencias en años. ....	65
Figura 30 Ajuste de la distribución GEV MM a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1980 y 2021. Recurrencias en años. ....	66
Figura 31 Ajuste de la distribución GEV MM a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021. Recurrencias en años. ....	66
Figura 32 Ajustes de los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021 y entre 1980 y 2021 (con Salto grande en operación). Recurrencias en años. ....	67
Figura 33 Curva de frecuencia de niveles en Concepción del Uruguay (período 01/1983-06/2021). ....	69
Figura 34 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS. ....	72
Figura 35 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú. ....	74
Figura 36 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017- 1/3/2018). ....	74
Figura 37 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18). ....	75
Figura 38 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18). ....	76
Figura 39 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde aguas abajo de la modelación con el submodelo (24/08/18-4/09/18). ....	77
Figura 40 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay. ....	78

Figura 41 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay con el submodelo para un escenario de diseño en estiaje.....	79
Figura 42 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho. ....	82
Figura 43 Detalle de la Malla de elementos finitos del modelo RMA2. ....	83
Figura 44 Extensión del área modelada. ....	84
Figura 45 Morfología del lecho fluvial modelado. Cotas referidas al cero IGN. Vista General. ....	85
Figura 46 Campo de velocidades en estiaje (con caudal 587 m <sup>3</sup> /s). Vista general.....	86
Figura 47 Campo de velocidades en estiaje (con caudal 587 m <sup>3</sup> /s). Detalle de la zona cercana a la descarga de la PTAR. ....	87
Figura 48 Campo de velocidades típico en presencia de sudestada (caudal invertido 3.300 m <sup>3</sup> /s). Detalle de la zona cercana a la descarga de la PTAR.....	87
Figura 49 Alternativas de traza y puntos de vuelco de emisario. ....	90
Figura 50 Croquis conceptual de Alternativas de descarga 1 y 2 de la PTAR.....	92
Figura 51 Alternativa 1. Concentración de DBO <sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	95
Figura 52 Alternativa 1. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	96
Figura 53 Alternativa 1. Una hora antes de la Máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. ....	97
Figura 54 Alternativa 1. Hora de Máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. ....	98
Figura 55 Alternativa 1. Una hora después de la Máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.....	98
Figura 56 Alternativa 1. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	99
Figura 57 Alternativa 1. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	100
Figura 58 Alternativa 1. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	100
Figura 59 Alternativa 1. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	101
Figura 60 Alternativa 1. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	101
Figura 61 Alternativa 2. Concentración de DBO <sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	102
Figura 62 Alternativa 2. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	103
Figura 63 Alternativa 2. Una hora antes de la máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. ....	104
Figura 64 Alternativa 2. Hora de máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.....	105
Figura 65 Alternativa 2. Una hora después de la máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.....	105
Figura 66 Alternativa 2. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	105
Figura 67 Alternativa 2. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	106
Figura 68 Alternativa 2. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	107
Figura 69 Alternativa 2. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	107
Figura 70 Alternativa 2. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	108

Figura 71 Alternativa 3. Concentración de DBO <sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	109
Figura 72 Alternativa 3. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario. ....	110
Figura 73 Alternativa 3. Una hora antes de la máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. ....	111
Figura 74 Alternativa 3. Hora de máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.....	111
Figura 75 Alternativa 3. Una hora después de la máxima concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.....	112
Figura 76 Alternativa 3. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO <sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	112
Figura 77 Alternativa 3. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	113
Figura 78 Alternativa 3. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	114
Figura 79 Alternativa 3. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. ....	114
Figura 80 Alternativa 3. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay. ....	115
Figura 81 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1). ....	120
Figura 82 Dimensiones de las válvulas Pico de Pato bridadas consideradas.....	121
Figura 83 Velocidades en PRFV, PEAD, y Hormigón.....	122
Figura 84 Pérdidas de carga en PRFV, PEAD, y Hormigón.....	122
Figura 85 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 16” en función del caudal.....	125
Figura 86 Perfil traza Alternativa 1.....	126
Figura 87 Perfil traza Alternativa 3.....	127
Figura 88 Topología del modelo SWMM.....	130
Figura 89 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.....	131
Figura 90 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 1.....	132
Figura 91 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 1. ....	132
Figura 92 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 1. ....	133
Figura 93 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.....	134
Figura 94 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 2. ....	135
Figura 95 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 2. ....	136
Figura 96 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 2. ....	136

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Listado de documentación antecedente. ....	12
Tabla 2 Resultados de población estable y población servida. ....	19
Tabla 3: Población estable servida, flotante y total. ....	19
Tabla 4 Definición de caudales y coeficientes de cálculo. ....	20
Tabla 5 Parámetros y caudales de diseño. ....	20
Tabla 6 Ventajas y desventajas del tratamiento. ....	22
Tabla 7 Ventajas y desventajas del tratamiento. ....	23
Tabla 8 Ventajas y desventajas del tratamiento. ....	24
Tabla 9 Clasificación de lagunas de estabilización. ....	25
Tabla 10 Comparación DBO en distintos sistemas de tratamiento. ....	27
Tabla 11 Área requerida según tipo de tratamiento. ....	27
Tabla 12 Cálculo de Reactores. ....	37
Tabla 13 Cálculo de cámara de contacto. ....	39
Tabla 14 Reporte del Reactor Biológico (1). ....	43
Tabla 15 Reporte del Reactor Biológico (2). ....	44
Tabla 16 Reporte del Sedimentador Secundario. ....	45
Tabla 17 Equipo de bombeo. ....	52
Tabla 18 Dimensiones de canaletas Parshall. ....	57
Tabla 19 Fórmulas según ancho de garganta en canaletas Parshall. ....	58
Tabla 20 Condición de descarga libre en canaletas Parshall. ....	58
Tabla 21 Caudales máximos y mínimos en canaletas Parshall. ....	58
Tabla 22 Niveles aguas arriba y velocidades en canaleta Parshall para caudal de diseño. ....	59
Tabla 23 Parámetros Estadísticos de las series analizadas ....	65
Tabla 24 Alturas Máximas anuales para diferentes recurrencias, referidas al cero del hidrómetro de Concepción del Uruguay. ....	68
Tabla 25 Frecuencia acumulada de niveles en Concepción del Uruguay (período 01/1983-06/2021). ....	69
Tabla 26 Resumen de resultados obtenidos. ....	117
Tabla 27 Ubicación de cámaras de inspección ....	119
Tabla 28 Velocidades y pérdidas de carga totales para distintos diámetros y materiales. ....	121
Tabla 29 Valores de $k$ para cambios de dirección en cámaras. ....	124
Tabla 30 Perfil traza Alternativa 1. ....	127
Tabla 31 Perfil traza Alternativa 3. ....	128
Tabla 32 Parámetros generales. ....	137
Tabla 33 Planilla de cómputo y presupuesto. ....	138
Tabla 34 Verificación de niveles para el caudal de diseño. ....	142
Tabla 35 Verificación de niveles para el caudal máximo. ....	146

## 1. INTRODUCCIÓN

La División de Agua y Saneamiento (INE/WSA) del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) es responsable de la supervisión de la adecuada ejecución de varias operaciones de préstamo y cooperación técnica que financian una serie de proyectos de agua, saneamiento, gestión de residuos y ambientales en Argentina.

La provincia de Entre Ríos ha suscripto con el BID el Convenio de Préstamo N° 4822/OC-RG para el financiamiento del Programa de Saneamiento Integral de las Ciudades de la Cuenca del Río Uruguay. Este tiene por objetivo general *“respaldar la política del Gobierno de la Provincia de Entre Ríos para i) Ampliar la cobertura de desagües cloacales y el tratamiento de las aguas residuales, ii) Mejorar la capacidad de gestión de los servicios”*.

Las actividades se ejecutan a través de la Coordinación Sectorial del Programa (CSP) dependiente de la Unidad Ejecutora Provincial (UEP), en el marco del Ministerio de Planeamiento, Infraestructura y Servicios de la Provincia (MPlyS).

Entre las acciones a financiar se encuentran obras nuevas y de rehabilitación, optimización y expansión de los sistemas de recolección, tratamiento y disposición de los efluentes cloacales, así como el desarrollo de las condiciones y capacidades institucionales para la prestación de los servicios.

En este contexto, la UEP contrató a SERMAN & ASOCIADOS S.A. con el objetivo de brindar el servicio de consultoría para la *“Elaboración de Anteproyectos (diseño preliminar) de Sistemas de tratamiento de Aguas Residuales y Emisarios para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José”*.

El alcance de la consultoría consiste en la elaboración de un estudio de al menos dos (2) alternativas de tratamiento cloacal con emisario, de corresponder, que permitan cumplimentar con las normativas ambientales y sectoriales vigentes en la provincia, incluyendo las establecidas por la CARU, con un horizonte de 20 años, para las localidades de Concepción del Uruguay, Colón y San José.

La consultoría, de acuerdo con los términos de referencia, se divide en dos etapas consecutivas para cada localidad, las cuales se describen a continuación:

- Etapa 1: incluye la revisión y análisis de documentación antecedente, el desarrollo de un estudio y selección de alternativas de tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), la verificación del cálculo hidráulico de la planta y alternativas de traza de emisario, y la modelación matemática de dispersión de contaminantes en el río Uruguay.
- Etapa 2: Esta etapa abarca el desarrollo de la ingeniería de la planta y del emisario (a nivel de anteproyecto) de la alternativa seleccionada, incluyendo las especificaciones técnicas que se requieren para desarrollar el proyecto ejecutivo bajo la modalidad de Diseño, Construcción y Operación, y el cómputo y presupuesto correspondientes.

El presente documento, denominado Informe 3, comprende los trabajos requeridos por los términos de referencia para la Etapa 2 de la localidad de Concepción del Uruguay e integra los trabajos realizados en la Etapa 1.

En el Capítulo 2 de este informe se realiza una recopilación de la documentación existente y un análisis de la misma en lo que respecta a diseños preliminares, proyectos previstos, y estudios complementarios realizados en la zona de estudio. También se realizará una descripción y diagnóstico de la situación actual de saneamiento de Concepción del Uruguay.

En el Capítulo 3 se realiza la definición de parámetros de diseño, incluyendo la proyección de población para el período de diseño, la determinación de los caudales de diseño de la PTAR, las características

del líquido cloacal afluente a la PTAR y las del efluente tratado exigidas por normativa. Luego, se realiza el análisis y selección de alternativas de PTAR en lo que respecta a tipos de tratamiento del efluente cloacal y su modulación por etapas. Por último, se desarrolla el dimensionamiento de la PTAR a nivel de procesos y los cálculos hidráulicos necesarios para su definición y la descripción de las obras previstas.

En el Capítulo 4 se realiza el análisis y selección de alternativas de emisario para la localidad, en lo que respecta a su trazado planialtimétrico, su diámetro y material, y las características de la descarga en el cuerpo receptor. Esto incluye su dimensionamiento y verificación hidráulica mediante una modelación hidráulica, y la modelación hidrodinámica unidimensional y bidimensional de calidad de agua en el cuerpo receptor, para conocer la pluma de dispersión de contaminantes.

En el Capítulo 5 se presenta el cómputo y presupuesto detallado de las obras proyectadas, determinado a partir de un análisis de precios detallado de cada ítem, con una estimación de costos Clase 3 según AACE N°18R-97.

Por último, en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones de los trabajos realizados englobando las dos etapas del proyecto definidas en los términos de referencia del contrato.

## 2. ANÁLISIS Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

### 2.1 SÍNTESIS DE ESTUDIOS ANTECEDENTES

Se ha realizado una recopilación de documentación antecedente a partir de las diversas solicitudes e intercambios con autoridades de la municipalidad de Concepción del Uruguay, la cual se ha ordenado y resumido en la Tabla 1. Como complemento del presente informe, se adjuntará un legajo que incluya dicha documentación antecedente, junto con la planilla de archivos a modo de índice y una breve descripción del contenido de cada archivo.

Haciendo un resumen de la información más relevante, se dispone de la siguiente información:

- Mediciones y análisis de calidad de efluentes a partir de los cuales se puede adoptar parámetros en cuanto a DBO y Coliformes del líquido ingresante a la PTAR.
- Informe antecedente de diseño preliminar y descripción de obras previstas en la red cloacal de la localidad y la PTAR.
- Batimetrías del riacho Itapé y el Brazo de La China, las cuales pueden ser aprovechadas para la modelación hidrodinámica de los cuerpos receptores para analizar la dispersión de contaminantes.
- Estudios de suelos en la zona de la Defensa Sur, que a priori pueden considerarse en una primera etapa de diseño como extrapolables a la zona de la PTAR.
- Relevamiento topográfico del predio de la PTAR, el cual se utilizará para determinar el nivel de las unidades de tratamiento y realizar un cómputo preciso del movimiento de suelos.
- Relevamientos topográficos lineales de distintas trazas, que no coinciden con las de las alternativas planteadas en el trazado del emisario, pero permiten estimar de forma muy preliminar el perfil del terreno.
- Red cloacal existente de la localidad, en formato GIS y planos asociados al anteproyecto antecedente de la reforma de la red cloacal existente, la cual deberá extenderse hasta el ingreso de la PTAR.

Tabla 1 Listado de documentación antecedente.

		<b>Carpeta</b>	<b>Subcarpeta</b>	<b>Archivo</b>
<b>Análisis de Calidad de agua y efluentes</b>	<b>Informes de resultados de muestras</b>	\Concepción del Uruguay \ 1- Programa de Saneamiento integral		44AA4B~1.pdf
				44D44D~1.pdf
				44FDA8~1.pdf
				48F8D0~1.pdf
				487C80~1.pdf
				489F3E~1.pdf
				44121I~1.pdf
				44121I~2.pdf
				44121I~3.pdf
				44121I~4.pdf
				44221I~1.pdf
				44221I~2.pdf
				44221I~3.pdf

				44221I~4.pdf
				44384A~1.pdf
				48321I~1.pdf
				48321I~2.pdf
				48321I~3.pdf
				48321I~4.pdf
				48421I~1.pdf
				48421I~2.pdf
				48421I~3.pdf
				48421I~4.pdf
				48932D~1.pdf
				49821I~1.pdf
				49821I~2.pdf
				49821I~3.pdf
				49821I~4.pdf
49921I~1.pdf				
49921I~2.pdf				
49921I~3.pdf				
446562~1.pdf				
	<b>Resultados del análisis de efluentes</b>			Resultados Analisis de efluentes.xlsx
<b>Estudio de Impacto Ambiental</b>	<b>Estudio de Impacto Ambiental</b>			EIASAN~1.pdf
<b>Informe técnico de obras</b>	<b>Informe</b>	\Concepción del Uruguay \2- Informe técnico		PLANDI~1.doc
	<b>Imágenes</b>			IMAGEN_PLANTAS_SITIOS.jpg
	<b>Planos</b>			IMAGEN_PLANTAS_SITIOS_DESCARGAS.jpg
	<b>Planillas</b>			PRISCC~1.pdf
				RISCCD~1.pdf
				RISCCD~2.pdf
<b>Batimetría</b>	<b>Arroyo La China</b>	\Concepción del Uruguay \3- Batimetría	\Arroyo La China	foto.jpg
				PD_CDU~1.dwg
				PD_CDU~1.pdf

	Arroyo Itapé		\Itape	Plano CdelU.dwg Plano Itapé-Model.pdf 220405CdelUcotCoord.xls Toma3Arroyos_Itape_Bati.dwg
Estudios de suelos	Defensa sur	\Concepción del Uruguay \4- Estudios de suelo	\Defensa sur	2000 Detalle_Cañeria_en_terreno_elevado.dwg B-GEO-1-01.dwg B-GEO-1-02.dwg B-GEO-AU-1-03.dwg B-GEO-AU-1-04.dwg E-GEO-1-01.dwg
Topografía	Relevamientos	\Concepción del Uruguay \5- Topografía		Informe_Rel_Topo_Planta.pdf Lamina_Rel_Topo_Planta.pdf Rel_Topo_Planta.dwg Rel_Topo_Sifon.dwg Topo_traza_3Arroyos.dwg
	Imágenes		\IMG	220502-1.jpg a 220502-25.jpg
Información recibida municipalidad Concepción	Estudio de suelos	\Concepción del Uruguay \00- Info Recibida	\Estudio de suelos	Informe_Geotecnico_PTAR_CDU_rev2.,pdf
	Notas		\Notas	MCU_Nota_Vuelc_Efluentes.doc
	Red Cloacal existente		\Red cloacal existente	GIS_Red_cloacal_CDU.rar
				CDU_Red_Cloaca.kmz CDU_Red_Cloaca_EjeCalle.kmz CDU_Red_Cloaca_Manzanas.kmz
Anteproyecto PTAR	\Anteproyecto PTAR\Planos	Planialtimetría_Colector_Lucas_Piris.dwg		

					Altimetria_Calle_Lucas_Piris.dwg	
					Anteproy_Ingreso_PTAR.dwg	
				\Anteproyecto PTAR\Memorias	PDCcdeU_Parametros de diseño.pdf	
					Planta DepuradoraMemoriaCalculoSanitaria.rar	
	Catastro			\Catastro\notas	CERT USO DE SUELO PLANTA DE TRAT_MAY-2021.pdf	
					CERT USO DE SUELO PLANTA DE TRAT + EMISARIO_AGO-2022.docx	
					Plancheta GIS 1.pdf	
	Planta potabilizadora			\Catastro\Planchetas	Plancheta GIS 2.pdf	
					Plancheta Terrenos Ejercito.pdf	
					PARÁMETROS DE DISEÑO.doc	
	Alimentación eléctrica			\Alimentacion eléctrica\Planos	ELECTRICIDAD-01.dwg	
					ELECTRICIDAD-02.dwg	
					ELECTRICIDAD-03.dwg	
					ELECTRICIDAD-04.dwg	
					ELECTRICIDAD-05.dwg	
					ELECTRICIDAD-06.dwg	
					ELECTRICIDAD-07.dwg	
					ELECTRICIDAD-08.dwg	
					ELECTRICIDAD-09.dwg	
					ELECTRICIDAD-10.dwg	
					ELECTRICIDAD-11.dwg	
					ELECTRICIDAD-12.dwg	
					PTAR_Ubicacion.pdf	
					\Alimentacion eléctrica \Notas	ENERSA_factibilidad_PTAR_pag1.pdf
						ENERSA_factibilidad_PTAR_pag2.pdf
\Alimentacion eléctrica \Especificaciones técnicas	ESPECIFICACIONES_ELECTRICAS-23-08-17 rev-2.docx					

## 2.2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE SANEAMIENTO

A partir del análisis de parte de la documentación referida a relevamientos realizados en el sistema de saneamiento actual, y de la visita realizada por la consultora a la localidad el día 08/07/2022, se obtuvieron las siguientes conclusiones respecto de la situación actual de saneamiento de Concepción del Uruguay:

- El porcentaje de cobertura actual de la red cloacal en la localidad ronda el 95% del área total.
- Actualmente, el líquido cloacal se recolecta y se conduce hacia una “Colectora Máxima” de 800mm de diámetro, la cual comienza en la intersección de las calles Malvar y Pinto y República de Chile y descarga en la margen derecha del Brazo de La China aguas abajo de la desembocadura del riacho Itapé, con una longitud de más de 5000 metros.
- Dicho conducto se encuentra actualmente parcialmente tapado con sedimentos que se han ido acumulando progresivamente hasta llegar al extremo de obstruir más de la mitad de la sección transversal en algunos puntos. En la Figura 1 se puede observar el grado de deterioro y depósito de sedimentos que tiene el conducto.



**Figura 1 Sedimentos en conducto existente.**

- Como consecuencia de esto, se genera una elevación del nivel líquido dentro de la red que continúa generando sedimentación hacia aguas arriba en los conductos.
- Actualmente el efluente se vuelca crudo en el punto de descarga y posee varios puntos intermedios con bocas de registro rotas donde se vierte líquido cloacal en zonas anegables, o pequeños cursos de agua. El punto más destacado de los identificados es en la boca de registro adyacente al arroyo Las Ánimas.

### 3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

#### 3.1 UBICACIÓN DE LA PLANTA

El predio donde se emplazará la PTAR está ubicado dentro del territorio que pertenece al Ejército Argentino y se sitúa al noroeste de la Defensa Sur de la localidad, lindando con la continuación de la calle Lucas Piris hasta el terraplén de la defensa.

Las dimensiones del terreno son aproximadamente de 253 m de largo y 236 m de ancho, contando con una superficie total de 5,5 hectáreas. El nivel del terreno natural se encuentra a una cota de 11,00 m en su punto más alto y una cota de 8,00 m en su punto más bajo. Todos los niveles indicados en el presente informe se encuentran referidos al cero del puerto local, excepto que se aclare particularmente.

En la Figura 2 se puede observar la ubicación de la planta de tratamiento en color rojo.



Figura 2 Ubicación de la PTAR.

## 3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

### 3.2.1 Período de diseño

Se ha acordado con el municipio y con la Unidad Ejecutora Provincial adoptar un período de diseño de 20 años, iniciando en el año 2025 y finalizando en el año 2045.

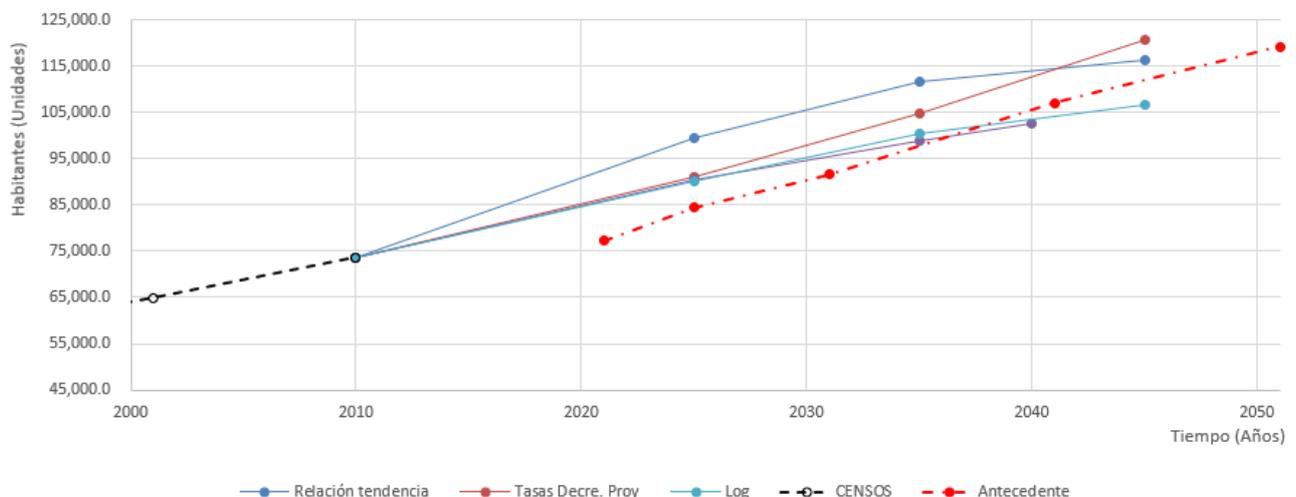
### 3.2.2 Proyección de población

Se ha realizado la proyección de población para el período de diseño considerando los siguientes métodos:

- Tasa geométrica decreciente.
- Relación – tendencia.
- Curva logística.

Como datos iniciales para el cálculo de las proyecciones se han utilizado los datos de población total a nivel país, provincia y localidad, publicados por el INDEC en el marco de los censos de 1991, 2001 y 2010.

En la Figura 3 se grafican los resultados de proyección de población de la localidad obtenidos para las tres metodologías utilizadas, así como la población total de la localidad en los últimos tres censos y la proyección realizada en un informe antecedente del anteproyecto de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) que consideraba el período de diseño 2021-2051.



**Figura 3 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.**

Junto con autoridades del municipio se consensuó adoptar un método de proyección tomando como referencia el proyecto de Planta de Tratamiento y Emisario de las localidades de Concordia y Gualaguaychú. Finalmente se ha seleccionado la proyección mediante el método de la tasa geométrica decreciente, el cual fue aplicado para la localidad de Gualaguaychú.

En la Tabla 2 se presentan los resultados de la población estable proyectada para el año 0, 10 y 20 del período de diseño. Allí se presenta también el total de población servida por cloacas considerando un porcentaje de cobertura de la red de 95% en el año 0 y el año 10, y de 97,5% en el año 20. Estos valores han sido determinados y acordados con el municipio en base al informe antecedente mencionado anteriormente.

**Tabla 2 Resultados de población estable y población servida.**

Año	Población		
	Estable	% Área servida con cloacas	Población servida por cloacas
2025	91,067	95	86,514
2035	104,835	95	99,593
2045	120,685	97,5	117,668

Dado que la localidad de Concepción del Uruguay recibe un cierto porcentaje de población variable en el tiempo, que es en parte integrada por alumnos universitarios y por turistas, se adoptó un valor de población flotante de 5000, 7500 y 10000 habitantes para los años 2025, 2035 y 2045 respectivamente. Estos valores también han sido consensuados con el municipio, en base al informe antecedente.

En la Tabla 3 se presentan los resultados de población total que se utilizarán para la determinación de los caudales de diseño de la PTAR y emisario.

**Tabla 3: Población estable servida, flotante y total.**

Año	Población		
	Servida	Flotante	Total
2025	86,514	5,000	91,514
2035	99,593,	7,500	107,093
2045	117,668	10,000	127,668

### **3.2.3 Caudales de diseño**

Se han calculado los caudales siguiendo los criterios recomendados por ENOHSa. En la Tabla 4 se presentan las definiciones de coeficientes y caudales utilizados, y en la Tabla 5 se presentan los parámetros adoptados y resultados del cálculo. Se consideró un consumo de diseño de 250 l/hab.día, basándose en los proyectos antecedentes de Gualeguaychú y Concordia. Asimismo, se determinó un coeficiente de vuelco igual a 0,8.

El caudal pico horario del año 20 resultó ser igual a 49.790,0 m<sup>3</sup>/día.

Tabla 4 Definición de caudales y coeficientes de cálculo.

Caudal	Nomenclatura	
Medio diario	QC	
Máximo diario	QD	
Máximo horario	QE	
Mínimo diario	QB	
Mínimo horario	QA	

	Denominación	Definición
$Q_{An}$	Caudal mínimo horario del año n.	Menor caudal instantáneo del día de menor consumo de agua potable de ese año.
$Q_{Bn}$	Caudal medio mínimo diario del año n.	Caudal medio del día de menor consumo de agua potable del año n.
$Q_{Cn}$	Caudal medio diario del año n.	Cantidad de agua promedio consumida en el año n por cada habitante servido.
$Q_{Dn}$	Caudal medio máximo diario del año n.	Caudal medio del día de mayor consumo de agua potable del año n.
$Q_{En}$	Caudal máximo horario del año n.	Mayor caudal instantáneo del día de mayor consumo ( $Q_{Dn}$ ) del año n. Caudal horario máximo absoluto del año.

Población servida	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta$
500 h < $P_e$ ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < $P_e$ ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < $P_e$	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

$\alpha_{1n}$	Coficiente máximo diario del año n	$\alpha_{1n} = Q_{Dn} / Q_{Cn}$
$\alpha_{2n}$	Coficiente máximo horario del año n	$\alpha_{2n} = Q_{En} / Q_{Dn}$
$\alpha_n$	Coficiente total máximo horario del año n	$\alpha = Q_{En} / Q_{Cn}$
$\beta_{1n}$	Coficiente mínimo diario del año n	$\beta_{1n} = Q_{Bn} / Q_{Cn}$
$\beta_{2n}$	Coficiente mínimo horario del año n	$\beta_{2n} = Q_{An} / Q_{Bn}$
$\beta_n$	Coficiente total mínimo horario del año n	$\beta_n = Q_{An} / Q_{Cn}$

Tabla 5 Parámetros y caudales de diseño.

Consumo adoptado	[l/hab.día]	250
Coef. Vuelco		0,80
$\alpha_1$		1,30
$\alpha_2$		1,50
$\beta_1$		0,70
$\beta_2$		0,60
QC0	[m <sup>3</sup> /día]	18.303
QD0	[m <sup>3</sup> /día]	23.794
QE0	[m <sup>3</sup> /día]	35.690
QC10	[m <sup>3</sup> /día]	21.419
QD10	[m <sup>3</sup> /día]	27.844
QE10	[m <sup>3</sup> /día]	41.766
QC20	[m <sup>3</sup> /día]	25.534
QD20	[m <sup>3</sup> /día]	33.194
QE20	[m <sup>3</sup> /día]	<b>49.790</b>

### **3.2.4 Requerimientos del servicio y características del líquido a tratar**

El nivel de servicio propuesto incluye:

- Usuarios conectados a la red. Por lo observado el nivel de cobertura de servicio de cloaca es muy alto, con más del 90% de población total servida. Sólo se podrá modular la planta realizando una primera obra para la población proyectada a 10 años y luego una ampliación para la población futura a 20 años.
- Usuarios individuales, con aportes de camiones atmosféricos. A los efectos de considerar dentro del tratamiento estos aportes, se prevé la colocación de una playa de vuelco para camiones atmosféricos.
- Efluentes industriales. Debido a que las industrias existentes en la localidad deben poseer su propio tratamiento, previo al vuelco a la colectora, no se ha tenido en cuenta una carga contaminante especial debido a ello.

Se tuvieron las siguientes consideraciones sobre el líquido a tratar:

- Las características del agua a tratar afectan a los distintos tipos de procesos a utilizar y las exigencias para su adecuada explotación.
- La composición de las aguas residuales se refiere a las cantidades de constituyentes físicos químicos y biológicos presentes en ella.
- Dentro de los constituyentes es importante considerar cuáles son potencialmente inhibidores, en qué condiciones se manifiestan y cuáles no se ven afectados por el tratamiento.

Las características del líquido a tratar adoptadas deben cumplir en este caso con las normas del ENOHSa y con las normas vigentes en la provincia de Entre Ríos.

Se adoptan las siguientes características del líquido crudo:

- DBO<sub>5</sub>: 220 mg/l.
- DQO: 500 mg/l.
- S-Disueltos Totales: 500 mg/l.
- Sólidos Suspendidos Totales: 220 mg/l.
- N-Total: 40 mg/l.
- P-Total: 8 mg/l. (Fuente Metcalf y Eddy).

### **3.2.5 Características del efluente tratado**

El proyecto debe cumplir con el Decreto Provincial de Entre Ríos N°2235-02:

- DBO  $\leq$  50 mg/l.
- SS<sub>2hs</sub>  $\leq$  30 mg/l.

Por tanto, a los efectos de tener un margen de seguridad ante cualquier desvío se ha planteado para este proyecto:

- DBO  $\leq$  30 mg/l;
- SS<sub>2hs</sub>  $\leq$  20 mg/l.

### 3.3 PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

#### 3.3.1 Barros Activados

Es el proceso biológico aeróbico de flujo continuo, caracterizado por una masa de microorganismos en suspensión que se mantiene relativamente homogénea por efecto de una turbulencia y mezcla inducida en coincidencia con la incorporación de oxígeno.

La mezcla del líquido cloacal y el lodo recirculado es agitada y mezclada en tanques de aireación formando un licor dentro de los mismos.

El lodo recirculado proviene de los sólidos depositados en las tolvas de sedimentadores secundarios. En todos los casos se considera el tanque de aireación y el sedimentador como una sola unidad operacional. El proceso puede describirse en cinco etapas esenciales:

1. Etapa de contacto, adsorción o floculación del agua residual y el lodo activado.
2. Etapa de aireación, que mantiene aeróbico y en suspensión el licor mezclado.
3. Etapa de separación de la fase sólida (barro activado) y la fase líquida (efluente tratado), esta separación se da en el sedimentador secundario.
4. Etapa de recirculación, retorno del barro activado depositado en la tolva del sedimentador secundario al afluente del reactor.
5. Etapa de disposición del lodo activado en exceso del circuito a fin de mantener en equilibrio la biomasa.

Estos sistemas generalmente exigen un gran gasto energético por lo cual su aplicación debe estar debidamente justificada, por ejemplo, por no poseer espacio suficiente para el tratamiento o por tratarse de una ciudad muy importante.

**Tabla 6 Ventajas y desventajas del tratamiento.**

<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
Alta Eficiencia (puede llegar al 98%)	Consumo de Energía (Aireación y Recirculación)
Minimización de Olores por inyección de O <sub>2</sub>	Mantenimiento de Equipos
Flexibilidad de Operación (variación de Caudal)	Operario Calificado o Técnico

El rendimiento del tratamiento de Barros Activados es de 85 a 95 %.



Figura 4 Imagen representativa – Tratamiento de Barros Activados.

### 3.3.2 Lechos Percoladores

Los lechos percoladores o filtros biológicos degradan biológicamente los contaminantes presentes en el líquido afluente, tanto en solución como en suspensión coloidal.

El sistema consta de un manto soporte de piedras partidas o material sintético (plásticos) y de un sistema de distribución sobre la superficie del lecho. Como elementos complementarios se mencionan el mástil sostén de los brazos giratorios, la columna central de ingreso, el fondo soporte del manto que constituye el sistema de drenaje y ventilación del lecho.

Tabla 7 Ventajas y desventajas del tratamiento.

Ventajas	Desventajas
Simplicidad en la construcción y mantenimiento.	Baja eficiencia (no más del 85%), por lo que suele acoplarse aguas arriba un tanque Imhoff.
Bajo consumo energético.	Gran pérdida de carga, lo que implica mayor energía de bombeo.
Relativa facilidad de operación.	Sedimentador Secundario relativamente grande y el relleno del Lecho es costoso.

El rendimiento del Lecho Percolador es de 70 a 85 %.



Figura 5 Imagen representativa – Lechos Percoladores.

### 3.3.3 Tanque Imhoff

Sistema de tratamiento primario de aguas residuales para la reducción de sólidos en suspensión sedimentables y flotantes. Consta de un solo depósito separado en dos zonas, la de sedimentación en la parte superior y la de digestión de los sólidos decantados en la inferior. La apertura que comunica ambas zonas impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la de decantación, no afectando así a la decantación de los sólidos en suspensión sedimentables.

El agua residual entra en la zona de sedimentación. Los sólidos sedimentables se van acumulando en el fondo del tanque por la gravedad y los sólidos flotantes, incluyendo aceites y grasas, van formando una capa sobre la superficie líquida de la zona de sedimentación. El agua sale de esta cámara con menos sólidos en suspensión y menos materia orgánica. Los sólidos sedimentables se acumulan en el fondo donde tiene lugar la degradación anaerobia de los mismos. Esto genera una reducción del volumen de los fangos sedimentados así como la producción de biogás, que debe tener una salida en caso de que el tanque esté tapado.

Tabla 8 Ventajas y desventajas del tratamiento.

Ventajas	Desventajas
No requiere de energía externa.	Baja eficiencia (no más del 30%).
La degradación anaeróbica de los barros permite una reducción importante y se puede generar energía a partir del CH <sub>4</sub> .	Importante altura (8 a 10 m), lo que hace la obra civil bastante costosa.
Relativa facilidad de operación.	Puesta en marcha requiere tiempo considerable.

El rendimiento del Tanque Imhoff es de 25 a 35 %.

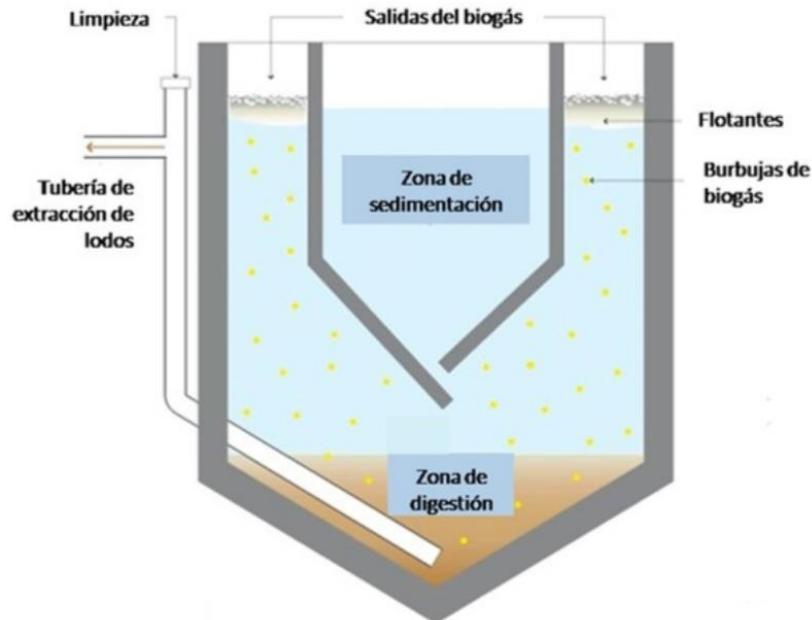


Figura 6 Corte típico – Tanque Imhoff.

### 3.3.4 Lagunas de estabilización

Son estanques definidos por diques de tierra, empleados para el tratamiento biológico de los desechos cloacales basados en la autodepuración por procesos naturales.

Las lagunas de estabilización pueden clasificarse como:

Tabla 9 Clasificación de lagunas de estabilización.

Lagunas	Descripción
Anaeróbicas (rend. DBO <sub>5</sub> : 25-35%)	Se utilizan para efluentes con alta carga orgánica (industriales) o cloacales crudos, altura promedio 3 metros.
Aeróbicas (rend DBO <sub>5</sub> : 60-70%)	Contienen oxígeno en todo instante y en todo el volumen de la misma, altura máxima 1,4 metros.
Facultativas (rend DBO <sub>5</sub> : 65-75%)	Operan con carga media, en la parte superior ocurre una simbiosis entre algas y bacterias que mantiene oxígeno en la parte superior. Por debajo existe un ambiente anaeróbico, donde se tiene fermentación (ácida y metánica). Altura promedio 1,4 a 2 metros.
De Maduración (rend. principalmente para eliminar microorganismos)	Se utilizan como segunda etapa de tratamiento por ello también se denominan de afinamiento. Tienen poca altura (promedia los 70 cm) y en ella se produce la maduración o eliminación de organismos patógenos residuales.

<p>Aireadas Facultativas (rend. DBO<sub>5</sub>: 70-80%)</p>	<p>Son de características similares a las facultativas, con la diferencia de que se introduce oxígeno en ella por medios mecánicos. Estos proporcionan el oxígeno cuando la actividad algar es baja y además logran romper la estratificación termal.</p>
<p>Aireadas de mezcla completa (rend. DBO<sub>5</sub>: 75-85%)</p>	<p>El oxígeno introducido es suficientemente alto como para mantener todos los sólidos en suspensión y todo el requerimiento para el tratamiento del líquido cloacal.</p>
<p>De Sedimentación (rend incluido en la anterior)</p>	<p>Se utilizan a posteriori de la anterior para sedimentar y clarificar el efluente, además en su fondo se produce la estabilización biológica de los barros decantados.</p>



Figura 7 Imagen representativa – Lagunas de estabilización.

### 3.4 COMPARACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

#### 3.4.1 Esquemas de tratamiento factibles

Conforme a la normativa de vuelco anteriormente citada, se definieron los siguientes parámetros de diseño:

- DBO < 30 mg/l.
- SST ≤ 20 mg/l.

Se entiende que los posibles esquemas de tratamiento (layout) que permitan arribar a dichos valores serían:

1. Laguna Anaeróbica + primera Laguna Facultativa + segunda Laguna Facultativa.
2. Laguna Anaeróbica + Laguna Aireada Mecánicamente + Laguna de Sedimentación.
3. Pretratamiento + Pozo Imhoff + Lecho Percolador + Sedimentación Secundaria.

#### 4. Pretratamiento + Barro Activado + Sedimentación Secundaria.

En la Tabla 10, se consideran los rendimientos de los equipos descriptos, partiendo de la base de una DBO<sub>5</sub> igual a 220 mg/l (Metcalf y Eddy, ENOHSa). Allí se puede observar que la DBO va decayendo a medida que atraviesa los mismos, conforme a los rendimientos de cada uno, los que fueran extraídos del Metcalf y Eddy, Lagoas por Von Sperling, entre otros.

**Tabla 10 Comparación DBO en distintos sistemas de tratamiento.**

IT.	SISTEMA	DBO5 Ingr. (mg/l)	Sal. 1er Eq (mg/l)	Sal. 2do Eq. (mg/l)	Sal. 3er Eq. (mg/l)
1	L. Anaerobica + 2 Facult (serie)	220,0	154,0	38,5	11,6
2	L. Anaerobica + L. aereada y sed.	220,0	154,0	27,0	27,0
3	P. Imhoff + L. Perc + sed.	220,0	165,0	49,5	49,5
4	Pretrat + Barro Activado + sediment.	220,0	176,0	17,6	17,6

Como puede verse con estos esquemas de tratamientos propuestos, se estaría cumpliendo con la normativa vigente, en todos ellos.

Sin embargo, debido a que la Alternativa 3 (P. Imhoff + L. Percolador y Sedimentador Sec.) se encuentra al límite legal de DBO<sub>5</sub> de salida (50 mg/l), se decide descartar la dicha alternativa. Se considera que este esquema probablemente no cumpla con los requerimientos de DBO<sub>5</sub> en la zona de la playa del Balneario Itapé, aguas arriba de la descarga, ya que estos son más restrictivos.

Por otra parte, debido a la disponibilidad de terreno con que se cuenta (55.000 m<sup>2</sup> o 5,5 Ha), se considera conveniente hacer un segundo filtro teniendo en cuenta este aspecto a los efectos de descartar aquellas alternativas que requieran más terreno que el disponible.

Por tanto, se presenta en la Tabla 11 el cálculo de área requerida por tratamiento.

**Tabla 11 Área requerida según tipo de tratamiento.**

IT.	POBL-20 (hab)	Qc -20 (m3/día)	P. 1° (días)	V. 1° E (m3)	H. 1° (m)	A. 1° E (m2)	P. 2° (días)	V. 2° E (m3)	H. 2° (m)	A. 2° E (m2)	P. 3° (días)	V. 3° E (m3)	H. 3° (m)	A. 3° E (m2)	A. neta (ha)	A. Total (ha)
1	127.668	25.534	4,0	102.136	3,5	29.182	8,0	204.272	1,5	136.181	8,0	204.272	1,5	136.181	30,2	45,2
2	127.668	25.534	4,0	102.136	3,5	29.182	4,0	102.136	3,0	34.045	2,0	51.068	2,0	25.534	8,9	13,3
3	127.668	25.534	1,0	25.534	7,0	3.648	0,3	7.660	2,0	3.830	0,1	2.553	3,0	851	0,8	4,2
4	127.668	25.534	0,1	2.553	3,0	851	0,3	7.660	3,0	2.553	0,1	2.553	3,0	851	0,4	2,1
Referencias:																
P. 1°: Permanencia promedio en primer equipo. / P.2°: en segundo equipo.... (en días)																
V. 1° E: Volumen requerido en el primer equipo. / V.2° E.: en el segundo equipo... (en m3)																
H. 1°: Altura promedio del primer equipo / H.2°.: en el segundo equipo... (en metros)																
A. 1° E: Área requerida en el primer equipo / A.2° E: en el segundo equipo... (en metros cuadrados)																
A. neta, Área requerida para el sistema de tratamiento propuesto.																
A. total, Área requerida para el predio, considerando un 50% de superficie sin ocupar en lagunas y 400% en b. activ y l. percolad, estos valores son estadísticos, en lagunas no hay tantas construcciones accesorias, en los otros, tenemos trat de barros, salas, etc																

### 3.4.2 Alternativa seleccionada

En conclusión, se descartó por calidad la propuesta 3, y según puede observarse en la Tabla 11, se deberán descartar las propuestas 1 y 2 de Lagunas, debido a que ambas exceden en superficie al área disponible (5,5 ha).

Por tanto, la alternativa 4 es la única que cumple con los condicionantes de calidad y superficie de terreno requerido para el proyecto, por ello se desarrollará una planta de barros activados para la ciudad de Concepción del Uruguay.

### 3.5 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

La nueva planta de tratamiento de líquidos cloacales combinará 4 reactores de Barros Activados. Las instalaciones de tratamiento proyectadas para la planta son:

#### Tratamiento de líquido cloacal

- Una cámara de rejillas.
- Una Estación de bombeo con cámara húmeda.
- Tres módulos de Desarenador.
- Una Canaleta Parshall.
- Cuatro módulos, de los cuales tres se construirán en primera etapa y uno en segunda etapa, que tienen cada uno:
  - Un Sedimentador Primario.
  - Un Reactor de Barros Activados.
  - Un Sedimentador Secundario.
- Desinfección mediante Hipoclorito de Sodio en una Cámara de Contacto, dividida en dos módulos.

#### Tratamiento de barros

- Dos espesadores de barros, de los cuales uno será construido en primera etapa y otro en segunda etapa.
- Deshidratación de barros mediante filtros prensa.

#### 3.5.1 Descripción general

Básicamente, el sistema de tratamiento proyectado corresponde a un sistema de tratamiento convencional aeróbico y finalmente es complementado por un sistema de desinfección con hipoclorito de sodio. Con esta combinación de tratamientos se obtiene un efluente cuyos parámetros de calidad permiten el vertido al río cumpliendo la normativa.

El sistema proyectado consta de 4 líneas de tratamiento paralelas, cada uno dimensionado para un caudal máximo de 144 l/s, lo cual permite que, ante una emergencia, se pueda aislar la línea y que los módulos restantes operaren con el 100% del caudal.

A continuación se describen las distintas etapas del tratamiento proyectado.

##### 3.5.1.1 Estación Elevadora

Dada la profundidad a la que llegan las cañerías de la red cloacal a la planta de tratamiento es preciso la ejecución de una cámara que eleve los líquidos a fin de permitir el ingreso a las unidades de tratamiento siguientes.

Así, el proyecto prevé la ejecución de una estación elevadora de dos compartimientos de H°A°. El primero será un canal con cámara partidora donde se alojarán 3 compuertas a fin de poder aislar los canales en caso de ser necesario para su limpieza y tres rejillas gruesas de acero inoxidable en la salida de este compartimiento. Se dispuso un sistema de malacate para el izaje para su limpieza. El segundo compartimiento será para una cámara de aspiración que fue calculada con el objeto de tener un tiempo de retención menor a treinta minutos. El dimensionamiento y posición de los equipos de bombeo

responden a las recomendaciones dadas por ENOHSA y el manual ANSI HI 9.8. En la cara se colocarán 4 bombas (3 en operación y 1 en reserva), que serán de tipo sumergibles 700m<sup>3</sup>/h y altura manométrica 15 m. Todas las cañerías y piezas especiales serán de H<sup>90</sup>D<sup>90</sup>.

### 3.5.1.2 Cañería de Impulsión

Las bombas impulsarán los líquidos a cañerías independientes hasta el inicio del desarenador. Las cañerías de impulsión será de Acero de 300 mm de diámetro.

### 3.5.1.3 Pretratamiento

El diseño del tratamiento preliminar se realizó a fin de lograr que el líquido que ingresa al circuito de tratamiento tenga las características necesarias para evitar obstrucciones en el sistema de distribución debido a la presencia de sólidos gruesos en el afluente causando una distribución no uniforme del flujo; la llegada de arenas y gravas que tiendan a acumularse en el fondo del reactor, disminuyendo su volumen e incluso, causando su obstrucción; y que el exceso del líquido forme espumas en el reactor que perjudiquen el funcionamiento del sistema separador de tres fases.

El líquido que ingresa a la estación elevadora es impulsado hacia cada uno de los módulos de pretratamiento que incluyen una etapa de desarenado. Este ingreso se hace a través de cañerías de Acero de 300 mm de diámetro. El ingreso del líquido a cada módulo será controlado a través de válvulas esclusas.

El sistema de separación de arenas estará compuesto por tres canales regulados hidráulicamente en su extremo aguas abajo por la canaleta Parshall de aforo. Los sólidos se colectarán en el centro de las tolvas ubicadas debajo de cada canal. Finalmente, de allí serán colectados por un airlift y enviados al equipo clasificador-lavador de arenas.

Posteriormente, el líquido pretratado será conducido, mediante una cañería de 1000 mm, a la Cámara Partidora Principal, donde es repartido a cada uno de los Sedimentadores Primarios para dar inicio al proceso de depuración.

### 3.5.1.4 Tratamiento

El tratamiento inicia en el Sedimentador Primario, que busca bajar fuertemente la carga orgánica presente en el efluente para mejorar las condiciones de ingreso al reactor.

El ingreso del líquido mezcla a cada estanque de aireación se realizará a través de una tubería de 400 mm de diámetro que alimenta el canal de ingreso de cada unidad.

El tratamiento biológico se llevará a cabo mediante el proceso de lodos activado en su variante de aireación extendida. Para ello se proyectaron, para el periodo final de diseño, cuatro módulos de estanques de oxidación y sedimentadores secundarios, ejecutándose en primera etapa de obras tres módulos.

El sistema de aireación deberá ser capaz de incorporar la cantidad de oxígeno necesaria para la oxidación biológica de la materia orgánica.

La eficiencia del sistema de aireación se ajustará, entre otros parámetros, mediante la concentración de oxígeno disuelto en dichos estanques. La operación de este proceso biológico se basa en mantener bajas cargas orgánicas y altas edades de lodos, lo cual presenta, como principal ventaja la obtención de un barro digerido.

Las dimensiones principales de cada estanque son: volumen líquido total = 2.592 m<sup>3</sup>, tirante líquido = 4 m de dimensiones internas extremas de longitud y ancho = 36 x 18 m.

El sistema de aireación será mediante difusores de disco, que producen una gran área de generación de burbujas finas, permitiendo por lo tanto una gran eficacia de transferencia de oxígeno. Se compone:

- a) Sistema de aireación propiamente dicho: difusores de disco, instalados sobre módulos de parrillas.
- b) Sistema de conducción de aire desde de los sopladores hasta cada módulo de parrillas de difusores instalados en cada estanque: está integrado por el manifold de impulsión de los sopladores, y todas las cañerías principales y distribuidoras de conducción de aire con sus derivaciones hasta las válvulas mariposas de cierre en la cañería de bajada a cada uno de los módulos de parrillas de difusores. El material del manifold y de las cañerías es Acero al Carbono.
- c) Sopladores serán del tipo de lóbulos rotativos, instalándose 4 en una primera etapa (3 en funcionamiento + 1 de reserva) y 6 en segunda etapa (4 en funcionamiento + 2 en reserva), de 98KW de potencia de motor unitaria. La instalación se hará en un local específico con insonorización, recubiertas con materiales fonoabsorbentes, en el interior.

El efluente de cada reactor, será captado por dos vertederos que conducen el agua mediante cañerías de interconexión de diámetro 300 mm hacia una cámara, desde donde se transporta el líquido a la Cámara Partidora Secundaria; donde serán distribuidos, mediante cañerías 400 mm, a los respectivos Sedimentadores Secundarios.

Se ha previsto la construcción de dos cámaras de partidoras, donde cada una de ellas alimenta a dos circuitos. La que alimenta al circuito futuro se le cegarán las aberturas para ser abiertas oportunamente. Cada sedimentador estará provisto de un puente barredor de fondo de tipo radial, de accionamiento perimetral y con equipo recolector de espumas. Sus dimensiones principales son: diámetro = 24 m y tirante operativo mínimo (zona cilíndrica) = 3,00 m. El líquido decantado, será descargado a un canal perimetral a través de vertederos triangulares colocados a lo largo de todo el perímetro del sedimentador; para ser entonces conducido mediante cañerías de diámetros 400 mm al sistema de desinfección. Los sobrenadantes de los sedimentadores serán conducidos a la Estación de Bombeo de Sobrenadantes, la cual bombeará retornándolos a la planta (Cámara de Carga de la E.E.L.C.) para su biodegradación, o los impulsará a un contenedor para su disposición final.

La desinfección se realizará a través de la inyección de hipoclorito de sodio. Este sistema consta de:

- a) Instalaciones de Almacenamiento y Dosificación de hipoclorito: comprenden tres tanques de acero de 1 Tn de capacidad cada uno y dos bombas dosificadoras (1 en funcionamiento + 1 reserva) del tipo a diafragma.
- b) Se instalarán dos líneas de cloración paralelas cuyas dimensiones principales de la cámara de contacto son: ancho de canal = 1,50 m, longitud útil total = 56 m y tirante líquido = 2,50 m.

El efluente tratado será conducido por una cañería de PRFV 1.000 mm de diámetro de 1532 metros hacia el riacho Itapé.

### 3.5.1.5 Línea de Tratamiento de Barros

Los barros de salida del fondo de los sedimentadores serán conducidos, mediante cañerías de diámetro 250 mm, hasta la estación de bombeo de barros recirculados y en exceso. Se instaló una estación de bombeo cada 2 sedimentadores.

Desde esta última, los barros a recircular son elevados a la cámara de ingreso de los reactores a través de electrobombas centrifugas de eje horizontal (4 instaladas, 3 funcionando + 1 en reserva) e impulsadas mediante cañería de diámetro 250 mm, al ingreso del reactor, donde es mezclado con el

líquido proveniente del Sedimentador Primario, para reingresar posteriormente en los estanques de oxidación. El barro en exceso es bombeado hacia los espesadores a través de la válvula esclusa instalada en el manifold de impulsión de la Estación de Bombeo de barros.

Los caudales de barros serán medidos con caudalímetros electromagnéticos instalados en las cañerías de impulsión de barros recirculados y en exceso de la estación de bombeo de barros recirculados y en exceso. Los caudales de lodos recirculados y en exceso serán indicados, totalizados y registrados en el panel principal de control.

Los lodos en exceso son espesados en dos espesadores gravitatorios mecanizados, hasta aproximadamente un 4% de concentración de sólidos. Cada espesador estará provisto de un puente radial de espesamiento y barrido, de accionamiento central. Sus dimensiones principales son: diámetro = 12 m y tirante operativo mínimo (zona cilíndrica) = 2,50 m. Los lodos espesados extraídos del fondo son bombeados a la etapa de deshidratación mediante dos bombas de cavidad progresiva (una funcionando + una en reserva) instaladas sobre platea.

La deshidratación se llevará a cabo mediante dos equipos de filtros prensa (uno funcionando + uno en reserva), que elevarán la concentración de barros a un mínimo de 20-22 % de sólidos. Los barros obtenidos serán dispuestos en contenedores para su posterior traslado a su destino final.

Las fases líquidas separadas en los procesos de espesamiento y deshidratación son retornadas al sistema a través de la Estación de Bombeo de Retornos.

Los barros estabilizados, espesados y deshidratados, serán transportados por camiones al sitio de disposición final (relleno sanitario local). De no cumplir con la normativa para disposición en relleno (ya sea por parámetros intrínsecos del barro cloacal, o por gestión inadecuada del relleno local, que no garantice su disposición segura), el proponente evaluará la construcción de una celda de seguridad dentro del predio de la PTAR o del relleno local, para la disposición segura de estos barros.

### **3.5.1.6 Camiones atmosféricos**

Se considera la colocación de una playa para vuelco de efluentes transportados por camiones atmosféricos. Esta consiste en una cuba de hormigón con forma de tolva, con una tubería de salida conectada en el fondo de la misma, la cual posee una válvula de cierre en el inicio y conduce el efluente crudo hacia la Estación Elevadora de Ingreso.

### **3.5.1.7 Bypass del afluente**

Se construirá una cañería de bypass del líquido desde la boca de registro más próxima al ingreso a la planta depuradora, hasta la boca de registro de la salida de la planta, este conducto recibirá el exceso de líquido que llegue a la planta y que supere una determinada cota hidráulica en dicha cámara. También en este bypass permitirá evacuar la totalidad del caudal cuando deba ponerse a la planta fuera de operación. Se materializará por una tubería de diámetro de 1.000 mm.

## **3.5.2 Descripción de la obra civil**

Las unidades de tratamiento deben ser provistas de la infraestructura necesarias para que puedan ser operadas en condiciones seguras que garanticen su vida útil y minimicen las posibilidades de fallas.

Es por ello que el proyecto busca complementar de forma integral el tratamiento de las aguas residuales.

Para ello se diseñó una red vial que vincula todas las unidades en cada punto de la planta con dimensiones tales que permitan la maniobra de un camión con Semi sin requerir la asistencia de un tercero o salirse del camino.

La red vial proyectada se adapta al terreno de la plana de forma de materializar sectores delimitados por las calzadas en donde se implantan las unidades de proceso, permitiendo la nivelación del sector y adaptándose a los requerimientos hidráulicos de las unidades para evitar estructuras de Hormigón desproporcionadas o sobreelevadas. A su vez, la red vial está planteada para guiar las aguas de lluvia que caen en la parcela de forma controlada hasta sumideros que las captarán y dispondrán de forma segura fuera del predio.

Se complementan las unidades de proceso con una serie de edificaciones de vital importancia para el correcto funcionamiento de la planta, desde las cuales se realiza el control, mantenimiento y operación bajo condiciones controladas.

De esta forma se dimensionaron los siguientes edificios.

### 3.5.2.1 Laboratorio y oficinas

Se instaló el edificio en la intersección de ingreso a la Planta, buscando destacar la presencia de este edificio como el principal de la planta. En el mismo se ubica un Laboratorio para poder evaluar la eficiencia del proceso de tratamiento que se desarrolla en la planta. El mismo cuenta con un área de Laboratorio Físico-Químico y un sector de microbiológico. Cada uno con sus elementos auxiliares que permitan llevar correctamente los análisis rutinarios y extraordinarios para ajustar la operación.

En el mismo edificio se instaló una recepción para atención al público y se dispusieron dos sectores de oficinas, una para el jefe de la Planta con su correspondiente secretaria y una sala auxiliar para administración. El edificio cuenta con todos los recaudos necesarios para que sea de libre acceso a personas con capacidades disminuidas.

En la siguiente imagen se puede observar la fachada propuesta para el edificio.



Figura 8 Fachada Laboratorio y oficinas.

### 3.5.2.2 Local eléctrico

Se instalará un local eléctrico que se ubicará sobre la Calle Piris desde donde se realizará la acometida de la línea de Media Tensión que alimentará la planta. En esta caseta se ubicarán las celdas de media

tensión y el Transformador. Se instalarán los cañeros suficientes para el cómodo traslado de los cables de potencia al local de Comando y Control que nucleará la energización y el control de toda la planta.

### 3.5.2.3 Local de Comando, Control y Vestuarios

En este edificio se ubicará la Sala de Control de la planta, desde donde se monitorearán las distintas variables del sistema a través del sistema SCADA que permitirá controlar y supervisar las distintas condiciones de operación de los equipos de la planta.

En este edificio se centrará también el sistema de monitoreo por Cámaras de Circuito cerrado.

La sala de Control se ubicará en planta alta, mientras que en la planta inferior se ubicaran los vestuarios para el personal y el comedor.

Como bloque anexo al cuerpo principal de control se encuentra la sala de tableros, que se vincula directamente con el local eléctrico. Se instalarán en esta sala los tableros de alimentación y protección de los equipos de la planta, como así también los correspondientes al sistema de Control y el tablero de transferencia automático que permite encender y alimentar a la planta con el Grupo Electrónico que acompaña al local de tableros.

### 3.5.2.4 Taller

Se instalará un taller en el sector Sur de la planta, cercano a los equipos de trabajo de la planta. Se dispondrá de suficiente espacio para el almacenamiento de repuestos, materiales, vehículos, etc. Se dimensionó para que pueda acceder un camión al interior a descargar la mercadería/equipos y para salir no se requerirá hacer maniobras ya que se dispuso un portón en ambos frentes para ingreso y egreso.

Se equipará un sector de trabajo para poder realizar el mantenimiento general de la planta.

### 3.5.2.5 Garita

En el acceso a la planta se ubicará una garita para control de acceso y egreso.

### 3.5.2.6 Edificio de Deshidratación de Barros

Se ubican en este local los equipos principales y auxiliares requeridos para realizar la deshidratación de los lodos provenientes del espesador.

### 3.5.2.7 Edificio de Sopladores

Se instalarán en este local los equipos de aire comprimido que permitirán abastecer a los difusores en el proceso de barros activados.

## 3.6 CÁLCULO DE PROCESOS DE BARROS ACTIVADOS

### 3.6.1 Descripción del esquema de tratamiento propuesto

El esquema de depuración, como se observa en la Figura 9 y la Figura 10, consiste en un Pretratamiento de rejillas y un Desarenador (definitivo y con proyección a 20 años), una batería de cuatro (4) Sedimentadores Primarios, cuatro (4) Reactores Biológicos y cuatro (4) Sedimentadores Secundarios, que cumplan con el horizonte a 20 años, considerando que tres (3) de ellos se construirán en primera etapa (con proyección a 10 años) y el restante en una segunda etapa.

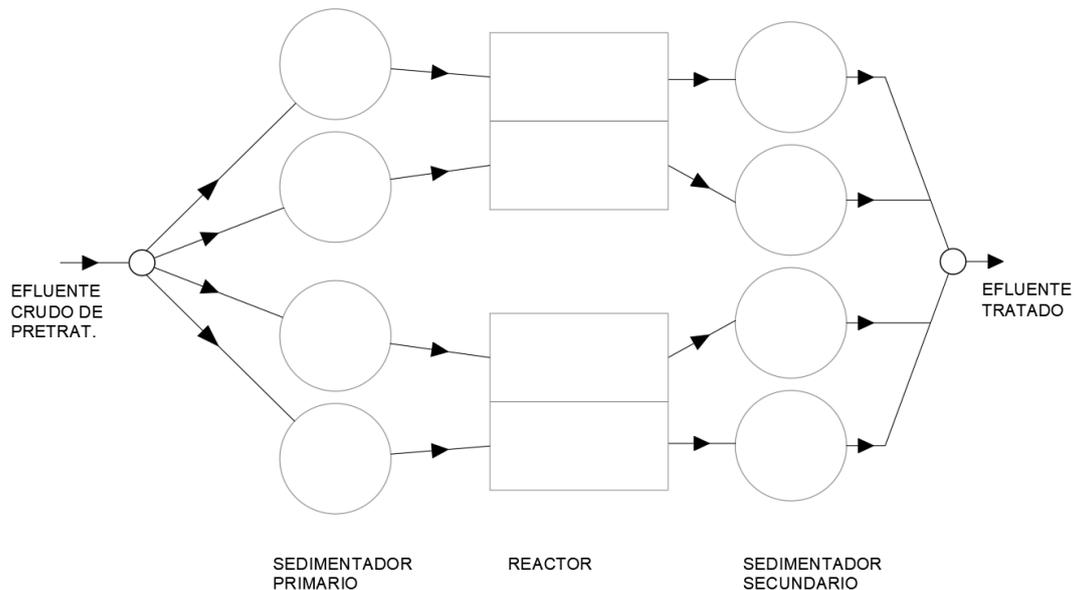


Figura 9 Esquema general de planta propuesta.

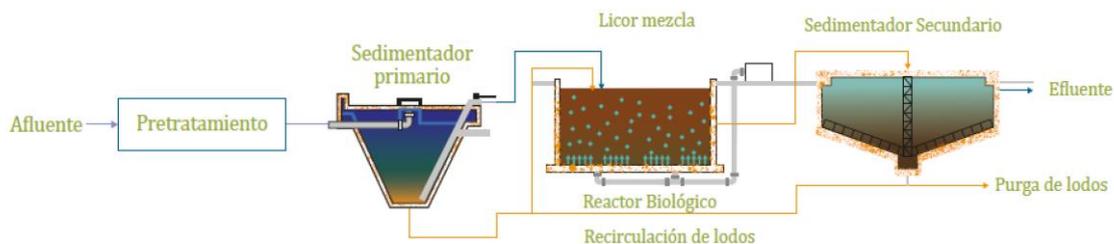


Figura 10 Diagrama de Tratamientos propuestos.

### 3.6.2 Dimensionamiento de unidades

#### 3.6.2.1 Cálculo de los desarenadores

Se proponen tres (3) desarenadores en paralelo de las siguientes medidas:

- Ancho Canal = 1,55 m.
- Altura Agua = 0,53m.
- Área Canal = 0,82 m<sup>2</sup>.
- Velocidad de sedimentación adoptada = 1,6 cm/s.
- Velocidad horizontal adoptada = 25 cm/s.
- Caudal Máximo Horario a 20 años = 49.971 m<sup>3</sup>/día = 0,58 m<sup>3</sup>/s.
- Caudal Máximo Horario a 20 años por desarenador = 0,19 m<sup>3</sup>/s.
- Área transversal necesaria = 0,19 m<sup>3</sup>/s / 0,25 m/s = 0,76 m<sup>2</sup> (verifica < 0,82 m<sup>2</sup>)
- Área de sedimentación =  $V_H \times A_T / V_s = 0,25 \text{ m/s} \times 0,82 \text{ m}^2 / 0,016 \text{ m/s} = 12,81 \text{ m}^2$
- Área propuesta = 1,55 m x 11,90 m (largo) = 18,44 m<sup>2</sup> (verifica).

#### 3.6.2.2 Cálculo de sedimentadores primarios

Se tomó la decisión de construir sedimentadores primarios debido a la gran cantidad de sólidos suspendidos que registra el efluente crudo, según los análisis proporcionados. Lo recomendable para

ingreso al Reactor Biológico, según la bibliografía especializada (Eckenfelder, Metcalf y Eddy, etc.), es no superar los 100 a 125 mg/l.

Se propone la construcción de cuatro (4) sedimentadores en paralelo de 24 m de diámetro y 3 m de profundidad promedio, pudiéndose construir tres (3) en esta etapa, y un cuarto en una segunda etapa. La verificación del mismo se da a continuación:

- Caudal Máximo Horario a 20 años ( $Q_t$ ) = 49.971 m<sup>3</sup>/día = 2082 m<sup>3</sup>/h.

#### 3.6.2.2.1 Verificación por volumen

- Permanencia adoptada mínima (P) = 2,5 h.
- Volumen =  $Q_t \times P$ : 2082 m<sup>3</sup>/h x 2,5 h = 5205 m<sup>3</sup>.
- Volumen unitario (V / 4 sedimentadores) = 1301 m<sup>3</sup>.

Dimensiones de sedimentador propuesto:

- Diámetro = 24 m.
- Altura promedio = 3 m.
- Volumen unitario = 1356 m<sup>3</sup> (verifica).

#### 3.6.2.2.2 Verificación por Área:

- Área de sedimentación =  $Q_t / C_s$ .
- $C_s$  = Carga superficial adoptada = 1,2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h.
- Área de sedimentación = 2082 m<sup>3</sup>/h / 1,2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h = 1.735 m<sup>2</sup>.
- Área de sedimentación unitaria = 1735 m<sup>2</sup> / 4 (unidades) = 433 m<sup>2</sup>.
- Área del equipo propuesto = 452 m<sup>2</sup> (verifica).

#### 3.6.2.2.3 Cálculo de sólidos a purgar

- Rendimiento del equipo en sólidos = 75%.
- Sólidos Suspendidos Totales Entrada = 300 mg/l.
- Sólidos Suspendidos Totales Salida = 100 mg/l (aceptable).
- Densidad en el Fondo = 10 kg/m<sup>3</sup>.
- Caudal Máximo Diario efluente a tratar = 25534 m<sup>3</sup>/día.
- Sólidos a purgar = 300 g/m<sup>3</sup> – 100 g/m<sup>3</sup> = 200 g/m<sup>3</sup>.
- Volumen Diario a purgar = 25.534 m<sup>3</sup>/día x 0,2 kg/m<sup>3</sup> = 5.107 kg/día.
- Volumen a purgar = 511 m<sup>3</sup>/día.
- Caudal Total a purgar Sedimentadores Primarios = 22 m<sup>3</sup>/h.
- Caudal Unitario a purgar Sedimentadores Primarios = 5,5 m<sup>3</sup>/h.

Se colocará una bomba a de caudal nominal igual a 8 m<sup>3</sup>/h para cada Sedimentador.

#### 3.6.2.2.4 Cálculo de efectividad de remoción de materia orgánica

- Rendimiento del equipo en DBO<sub>5</sub> = 20%.
- DBO<sub>5</sub> Ingreso PTAR: 220 mg/l.
- DBO<sub>5</sub> Salida = 180 mg/l. (ingreso a reactor biológico)

#### 3.6.2.3 **Cálculo de Reactores Biológicos**

Para barros activados, se utilizará la siguiente planilla que fue confeccionada Ad Hoc utilizando la fórmula de Mc Carty.

Tabla 12 Cálculo de Reactores.

<b>Planta :</b>	<b>CONCEPCION DEL URUGUAY</b>			
<b>Fecha :</b>	17/8/2022			
<b>Diseño :</b>	Barros Activados Convencionales			
<b>Datos de Problema</b>				
	V	m3/d	VOLUMEN DIARIO AGUA DE LA PLANTA	25534
	S0	Mg / ltro	DBO ENTRADA 5 DIAS	180
	S	Mg / ltro	DBO SALIDA 5 DIAS	20
			FACTOR DE PICO SOBRE 24HS	1,95
<b>Cálculo de carga orgánica y caudal de punta hora</b>				
	CO	Kg Dbo/día	<b>CARGA ORGÁNICA</b>	<b>4596,12</b>
		m3/h	<b>CAUDAL DE PUNTA</b>	2074,64
<b>Cálculo de Volumen del Reactor</b>				
Datos	SST	mg/ltro	SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES LICOR MEZCLADO	2500
	Yd		COEFICIENTE DE PRODUCCION A 11°C	0,55
	Kd		COEFICIENTE DE RESPIRACION ENDOGENO	0,05
	theta c	día -1	TIEMPO MEDIO DE RETENCION CELULAR ADOPTADO	15
Cálculo	Vr	m3	<b>VOLUMEN DEL REACTOR</b>	<b>7703,97</b>
<b>Cálculo de Volumen a purgar de lodos</b>				
	U		TASA DE UTILIZACIÓN ESPECÍFICA	0,21
	Y obs:		TASA DE PRODUCCIÓN OBSERVADA	0,31
	Px	kg/DÍA	<b>BARROS GENERADOS</b>	<b>1284,00</b>
<b>Verificaciones</b>				
	F/M		CARGA MÁXICA	0,24
	theta c		VERIFICACIÓN theta c	15
	r su			-0,01
<b>Demanda de Carbonosa de Oxígeno</b>				
			CONSTANTE ALIMENTO UTILIZADO	0,65
			CONSTANTE DE MICROORGANISMOS PURGADO	0,08
	AOR	Kg O2/día	OXIGENO NECESARIO TOTAL ( AOR )	4196,33
	SOR	Kg O2/día	OXIGENO NECESARIO TOTAL ( SOR )	10910,46
			PROMEDIO OXIGENO (Kg O2/hora)	454,60
			Potencia Requerida (HP)	454,60
<b>Diseño del Sedimentador</b>				
	Va	M3/M2.H	VELOCIDAD ASCENCIONAL PUNTA	1,2
	A	m2	<b>SECCION TOTAL DE DECANTADORES</b>	<b>1728,86</b>
		Kg/hora	CARGA PUNTA DE SOLIDOS	5186,59
		Kg/m2*h	VERIF. CARGA PUNTA DE SOLIDOS	3,00

### 3.6.2.3.1 Dimensiones

Se estarían necesitando 7.704 m<sup>3</sup> de Reactor Biológico como mínimo, por lo que se proponen cuatro (4) equipos en paralelo de 2.268 m<sup>3</sup> (9.072m<sup>3</sup> en total).

Con 3,5 m de altura útil, cada reactor necesitaría 648 m<sup>2</sup> de área.

Si la relación ancho-largo se adopta igual a 2, las dimensiones de cada reactor son:

- $L = 36$  m.
- $B = 18$  m.
- $H_{liq} = 3,5$  m (altura líquida).
- $H_{tot} = 4$  m (altura total).

Los Reactores necesitarán una potencia de aireación de 454 HP, por lo que se propone la colocación de cuatro (4) equipos de aireación tipo Repicky 5.0 de 132 HP cada uno y la colocación de aproximadamente 4.050 difusores de membrana.

### 3.6.2.4 Cálculo de Sedimentadores Secundarios

#### 3.6.2.4.1 Dimensiones

Se requiere un área de Sedimentadores Secundarios de 1728 m<sup>2</sup>, como se puede observar en la Tabla 12.

Se proponen cuatro (4) Sedimentadores Secundarios con puente barredor superficial y de fondo, de 24 m de diámetro cada uno, resultando un área unitaria de 452 m<sup>2</sup> y un área total de 1808 m<sup>2</sup> (verifica >1728 m<sup>2</sup>).

#### 3.6.2.4.2 Barro a purgar

- $P_x = 1284$  kg/día.

Considerando un grado de compactación que ronde 10 kg de barro por m<sup>3</sup>:

- $P_x = 128$  m<sup>3</sup>/día.

Se propone colocar una bomba de caudal nominal igual a 10 m<sup>3</sup>/h.

### 3.6.2.5 Adensador de Barros

- Carga de diseño = 30 kg/día.m<sup>2</sup>.

#### 3.6.2.5.1 Cantidad de sólidos diarios

- Sedimentadores Primarios = 5.107 kg/día.
- Sedimentadores Secundarios = 1.284 kg/día.
- Total de sólidos a adensar = 6.391 kg/día.
- Área requerida = 6.391 kg/día / 30 kg/día.m<sup>2</sup> = 213 m<sup>2</sup>.

#### 3.6.2.5.2 Dimensiones

Se dispondrán dos (2) Adensadores de las siguientes dimensiones:

- Diámetro = 12 m.
- Altura = 2,5 m.
- Área unitaria = 113 m<sup>2</sup>.
- Área total (2 unidades) = 226 m<sup>2</sup> (verifica > 213 m<sup>2</sup>).

### 3.6.2.6 Cámara de Contacto (cloración)

Deberá asegurarse una buena eliminación de microorganismos, debido a las exigencias reinantes por la proximidad de la playa. Por tanto, se propone la construcción de dos (2) cámaras en paralelo, que poseerán cada una 7 m de ancho, por 13,5 m de largo (libres) y una profundidad neta (nivel líquido) de 2,5 m.

En la Tabla 13 se detalla el cálculo de la cámara.

**Tabla 13 Cálculo de cámara de contacto.**

CAUDALES DE DISEÑO					
$Q_{C0}$ =	763,00	$m^3/h$	$Q_{C10}$ =	896,00	$m^3/h$
			$Q_{C20}$ =	1.064,00	$m^3/h$
			$Q_{D20}$ =	1.383,00	$m^3/h$
<b>CAMARA DE CONTACTO</b>					
Se ejecutarán dos cámaras de contacto del tipo laberintica, de hormigon armado					
Se debiera proyectar dos cámaras completas, para una permanencia de 30 minutos, para el caudal medio al Año 10 ( $Q_{C10}$ ) (caudales divididos en 2 partes, dos camaras iguales)					
Permanencia hidráulica:		$t_{CLOR} =$	0,50	$h =$	30 min
Volumen:		$V = Q_{C10} \cdot t_{CLOR} =$	224,00		$m^3$
Profundidad útil:		$h_{util} =$	2,50		$m$
Revancha:		$r =$	0,50		$m$
Profundidad total:		$h =$	3,00		$m$
Area:		$A = V/h_{util} =$	89,60		$m^2$
Ancho canal:		$b =$	1,50		$m$
Longitud canal:		$L = 40 \cdot b =$	60		$m$
Ancho de la Camara:			7		$m$
Número canales:		$n_C = V/V_{CANAL} =$	8,53		canales
Numero canales Adopt.:			9,00		canales
Largo de la Camara:			13,50		$m$
Velocidad escurrimiento:		$v = Q_{C15}/A_{CANAL} =$	0,07		$m/s$
Verificando para el caudal medio, al Año 20, la permanencia hidráulica será:					
		$t_{CLOR} = V / Q_{C20} =$	0,42	$h :$	25,26 min
Verificando para el caudal máximo diario al Año 20, la permanencia hidráulica será:					
		$t_{CLOR} = V / Q_{D20} =$	0,32	$h :$	19,44 min
Para los caudales al Año 20, las cámaras aseguran una permanencia de aprox 20 min.					
Las dimensiones seran, 3 m de alto, por 7 metros de ancho libre, por 13,5 metros de largo libre.					
(agregando espesores de muro y tabiques espesor sugerido 15 cm)					

En función de la topografía existente y de modo de permitir que el escurrimiento en el emisario se pueda realizar a gravedad sin requerir equipos de bombeo, se define la cota del umbral de salida de la Cámara de Contacto en cota 10,00 m (referida al cero del puerto local).

### 3.6.3 Modelación de procesos en BioWin

A continuación, se presenta un resumen de la modelación de la planta de tratamiento, con el programa BioWin. Se ha realizado una simulación para la planta considerando los cuatro (4) trenes de tratamiento (Sedimentador Primario + Reactor Biológico + Sedimentador Secundario), y otra verificando sólo tres (3) de ellos para el año 10 del período de diseño.

#### 3.6.3.1 Modelación de 4 trenes de tratamiento

##### 3.6.3.1.1 Esquema

En la Figura 11 se presenta un esquema de la modelación del sistema de tratamiento en el BioWin.

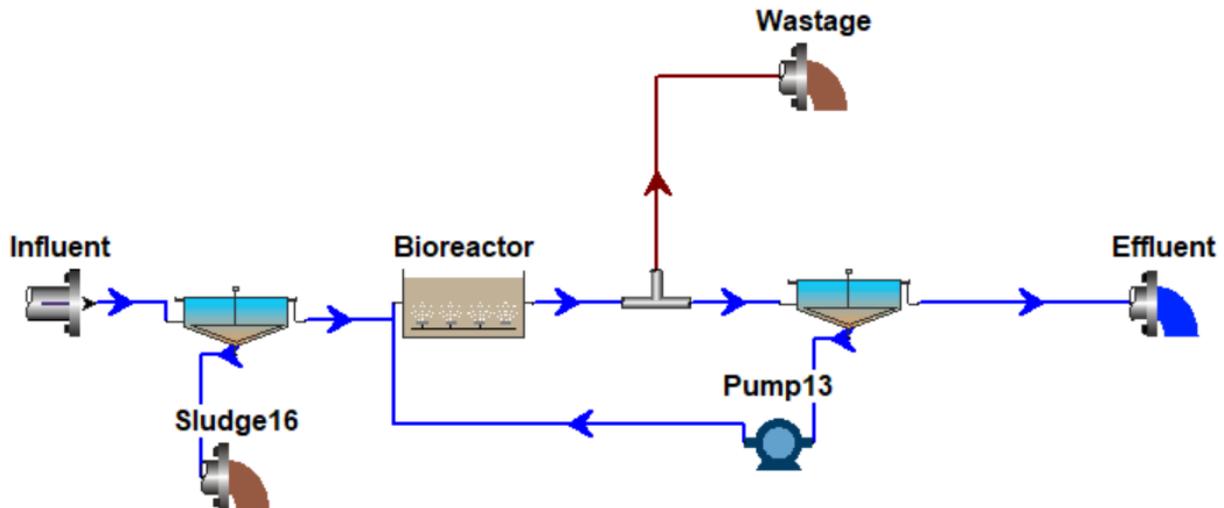


Figura 11 Esquema del sistema de tratamiento en BioWin.

### 3.6.3.1.2 Parámetros de ingreso

En la figura a continuación se presentan los parámetros de ingreso en el sistema de tratamiento.

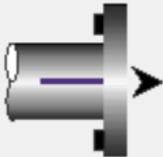
	Flow	25,53 ML/d
	COD - Total	500,00 mg/L
	N - Total Kjeldahl Nitrogen	40,00 mgN/L
	P - Total P	8,00 mgP/L
	ISS Total	25,00 mg/L
	Volatile suspended solids	197,66 mg/L
	Total suspended solids	222,66 mg/L
	BOD - Total Carbonaceous	245,21 mg/L
	pH	7,30

Figura 12 Parámetros de ingreso en BioWin.

### 3.6.3.1.3 Parámetros de salida

En la siguiente figura se presenta un resumen de los parámetros de salida del sistema de tratamiento modelado en BioWin.

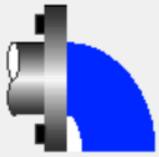
	Flow	24,73 ML/d
	N - Ammonia	26,65 mgN/L
	N - Nitrate	0,00 mgN/L
	N - Nitrite	0,00 mgN/L
	N - Filtered TKN	27,75 mgN/L
	N - Total N	28,23 mgN/L
	P - Soluble phosphate	4,93 mgP/L
	P - Total P	5,11 mgP/L
	Total suspended solids	6,51 mg/L
	COD - Total	57,98 mg/L
	BOD - Total Carbonaceous	19,35 mg/L
	pH	7,06

Figura 13 Parámetros de salida en BioWin.

### 3.6.3.1.4 Reportes y resultados de modelación

Settler TSS Profile

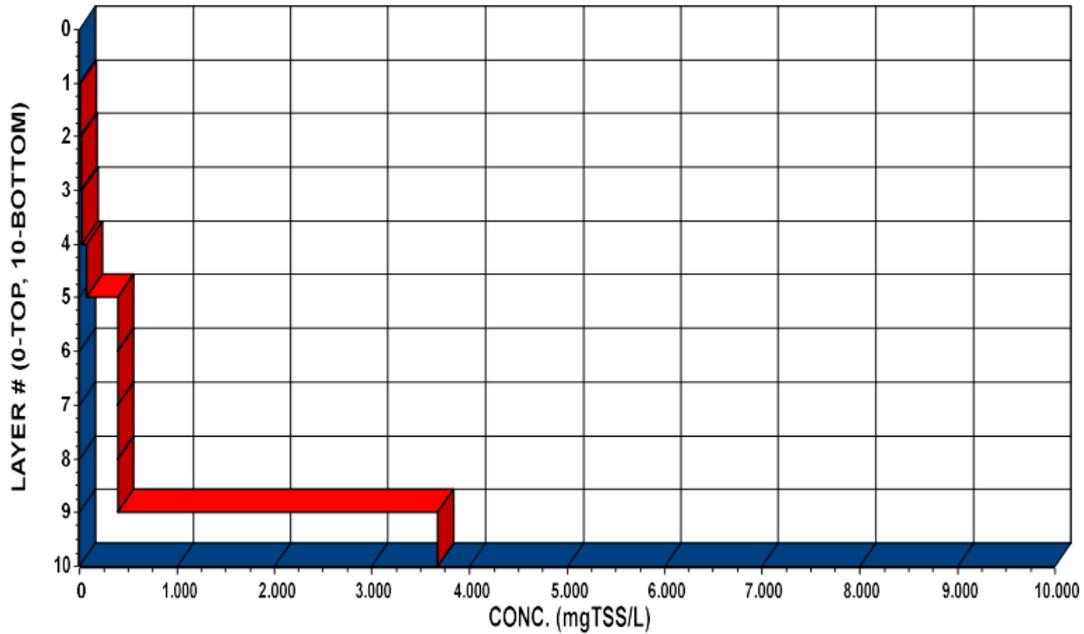


Figura 14 Gráfico de Sólidos Suspendedos Totales (SST) en Sedimentador.

State Point Analysis Diagram

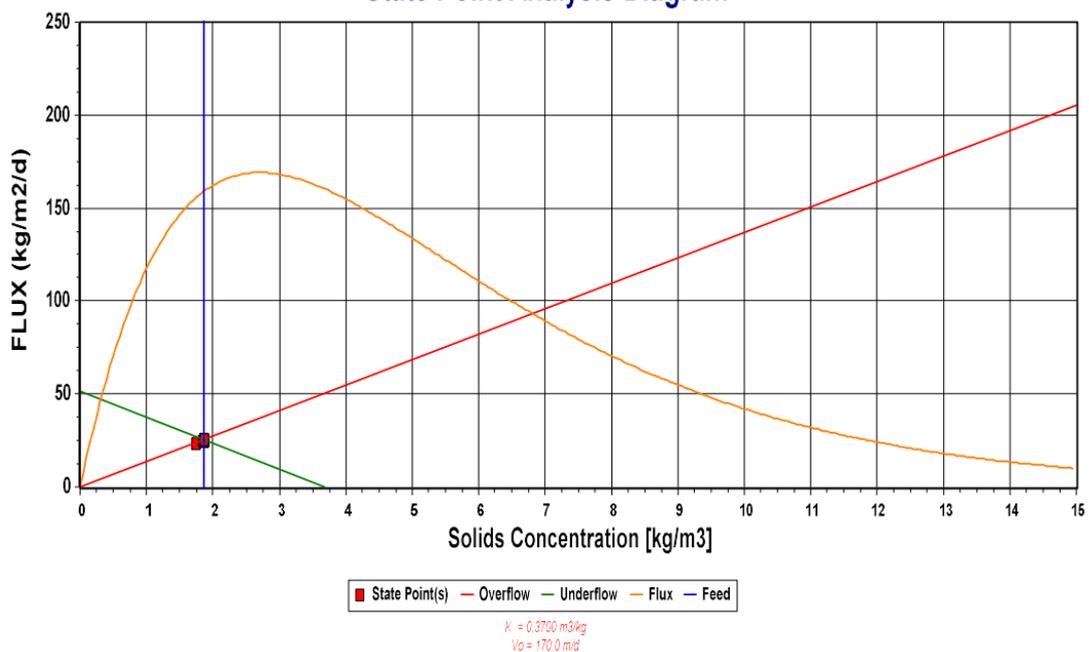


Figura 15 Flujo de sólidos en Sedimentador.

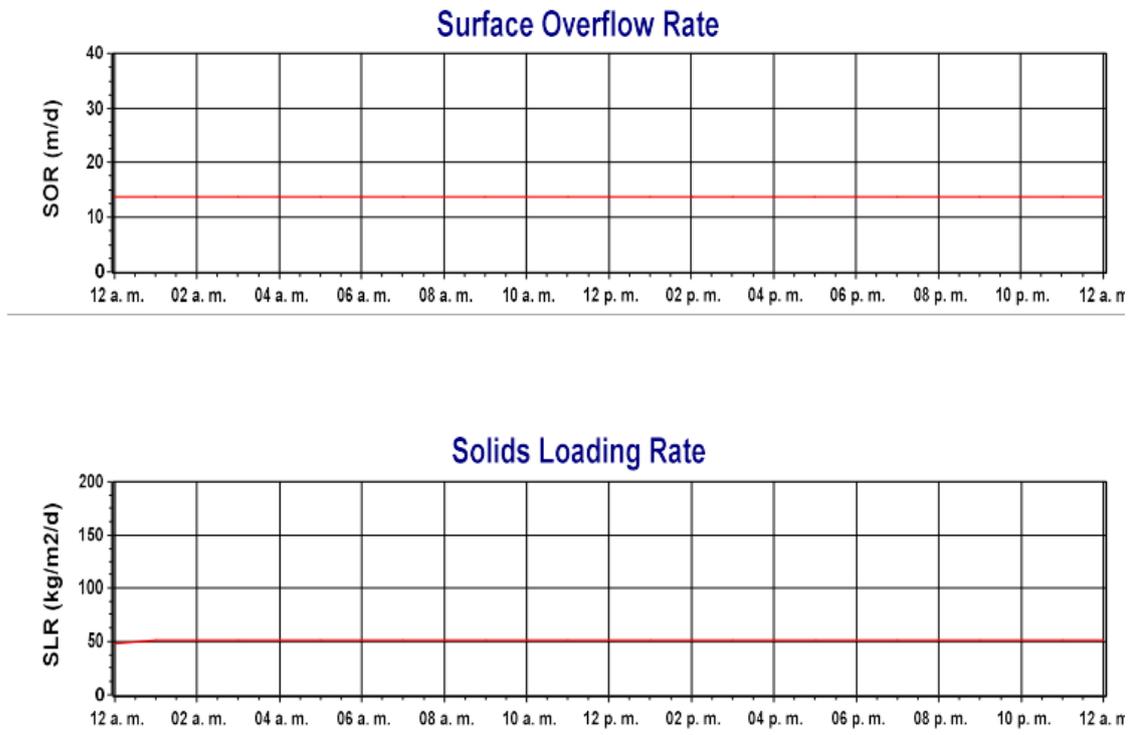


Figura 16 Tasas de sedimentación.

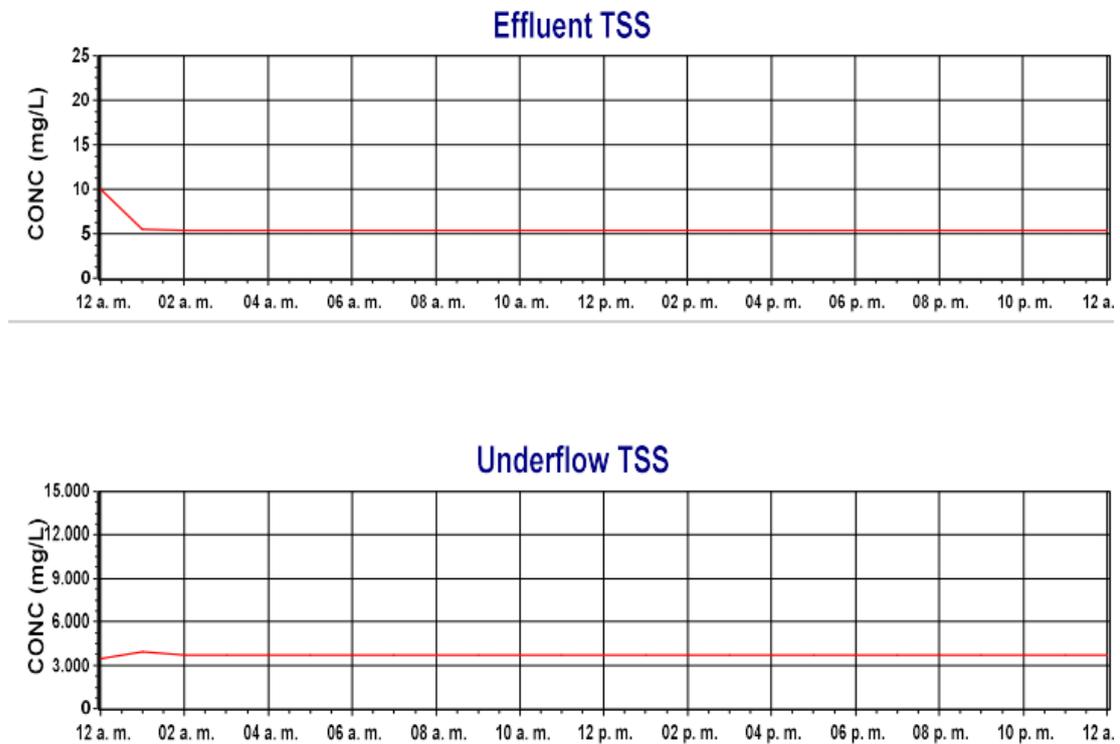


Figura 17 Salida de SST.

Tabla 14 Reporte del Reactor Biológico (1).

<b>Bioreactor</b>		
<b>Parameters</b>	<b>Conc. (mg/L)</b>	<b>Mass rate (kg/d)</b>
Alkalinity	6,03	302,82
BOD - Filtered Carbonaceous	16,56	831,89
BOD - Total Carbonaceous	1.401,53	70.404,49
COD - Filtered	50,80	2.551,77
COD - Particulate	3.263,37	163.932,24
COD - Total	3.314,17	166.484,01
COD - Volatile fatty acids	20,14	1.011,82
Influent inorganic suspended solids	154,62	7.767,02
ISS cellular	223,83	11.243,94
ISS precipitate	0	0
ISS Total	380,12	19.095,16
N - Ammonia	26,88	1.350,14
N - Filtered TKN	27,97	1.405,22
N - Nitrate	0,00	0,00
N - Nitrite + Nitrate	0,00	0,01
N - Particulate TKN	196,71	9.881,47
N - Total inorganic N	26,88	1.350,15
N - Total Kjeldahl Nitrogen	224,68	11.286,69
N - Total N	224,68	11.286,70
P - Phosphorus in HMO	0	0
P - Soluble PO4-P	4,32	216,94
P - Total P	73,78	3.706,02
pH	7,14	
S - Total S	0	0
Total aluminium (all forms)	0	0
Total iron (all forms)	0	0
Total suspended solids	2.625,06	131.867,48
Volatile suspended solids	2.244,94	112.772,32

Tabla 15 Reporte del Reactor Biológico (2).

Bioreactor		
Parameter	Value	Units
# of diffusers	1.941,00	
Actual DO sat. conc.	10,42	mg/L
Air flow rate	1.338,80	m <sup>3</sup> /hr (20C, 1 atm)
Air flow rate / diffuser	0,69	m <sup>3</sup> /hr (20C, 1 atm)
Alpha	0,50	□
Beta	0,95	□
Deamm - Ammonia removal rate	0,00	mgN/L/hr
Deamm - N <sub>2</sub> production rate	0,00	mgN/L/hr
Deamm - Nitrate production rate	0,00	mgN/L/hr
Deamm - Nitrite removal rate	0,00	mgN/L/hr
Denit - N <sub>2</sub> production rate	0,29	mgN/L/hr
Denit - Nitrate removal rate	0,00	mgN/L/hr
Denit - Nitrite removal rate	0,29	mgN/L/hr
Denit Auto - N <sub>2</sub> production rate	0	mgN/L/hr
Denit Hetero - N <sub>2</sub> production rate	0,29	mgN/L/hr
Denit Methylo - N <sub>2</sub> production rate	0	mgN/L/hr
Element HRT	2,3	hours
Nit - Ammonia removal rate	0,30	mgN/L/hr
Nit - Nitrate production rate	0,00	mgN/L/hr
Nit - Nitrite production rate	0,29	mgN/L/hr
Nit - Nitrous oxide production rate	0	mgN/L/hr
Off gas Ammonia	0	%
Off gas Carbon dioxide	1,15	%
Off gas flow rate (dry)	1.302,82	m <sup>3</sup> /hr (field)
Off gas Hydrogen	1,49	%

Tabla 16 Reporte del Sedimentador Secundario.

<b>Model settler</b>		
<b>Parameters</b>	<b>Conc. (mg/L)</b>	<b>Mass rate (kg/d)</b>
<b>Alkalinity</b>	<b>6,01</b>	<b>148,69</b>
<b>BOD - Filtered Carbonaceous</b>	<b>15,92</b>	<b>393,87</b>
<b>BOD - Total Carbonaceous</b>	<b>19,35</b>	<b>478,54</b>
<b>COD - Filtered</b>	<b>49,91</b>	<b>1.234,39</b>
<b>COD - Particulate</b>	<b>8,08</b>	<b>199,80</b>
<b>COD - Total</b>	<b>57,98</b>	<b>1.434,19</b>
<b>COD - Volatile fatty acids</b>	<b>19,32</b>	<b>477,83</b>
<b>Influent inorganic suspended solids</b>	<b>0,39</b>	<b>9,53</b>
<b>ISS cellular</b>	<b>0,56</b>	<b>13,77</b>
<b>ISS precipitate</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>ISS Total</b>	<b>0,95</b>	<b>23,39</b>
<b>N - Ammonia</b>	<b>26,65</b>	<b>659,16</b>
<b>N - Filtered TKN</b>	<b>27,75</b>	<b>686,27</b>
<b>N - Nitrate</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>N - Nitrite + Nitrate</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>
<b>N - Particulate TKN</b>	<b>0,49</b>	<b>12,08</b>
<b>N - Total inorganic N</b>	<b>26,65</b>	<b>659,16</b>
<b>N - Total Kjeldahl Nitrogen</b>	<b>28,23</b>	<b>698,36</b>
<b>N - Total N</b>	<b>28,23</b>	<b>698,36</b>
<b>P - Phosphorus in HMO</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>P - Soluble PO4-P</b>	<b>4,93</b>	<b>122,00</b>
<b>P - Total P</b>	<b>5,11</b>	<b>126,27</b>
<b>pH</b>	<b>7,14</b>	
<b>S - Total S</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Total aluminium (all forms)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Total iron (all forms)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Total suspended solids</b>	<b>6,51</b>	<b>160,92</b>
<b>Volatile suspended solids</b>	<b>5,56</b>	<b>137,53</b>

### 3.6.3.1.5 Conclusión

La planta de tratamiento propuesta para el año 2045, arroja valores de salida satisfactorios de acuerdo a los límites establecidos por normativa.

### 3.6.3.2 **Modelación de 3 trenes de tratamiento**

A continuación, se verifica el sistema de tratamiento solamente contemplando la construcción de tres (3) Sedimentadores Primarios, tres (3) Sedimentadores Secundarios y tres (3) Reactores Biológicos en el año 0, dejando el último para construir en el año 10.

### 3.6.3.2.1 Esquema

En la Figura 11 se presenta un esquema de la modelación del sistema de tratamiento en el BioWin.

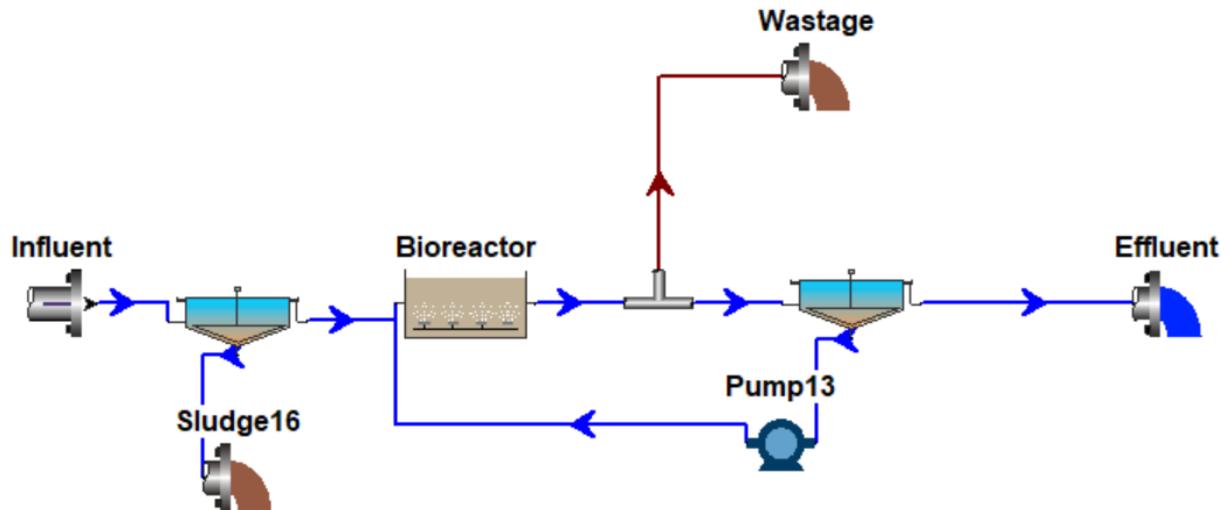


Figura 18 Esquema del sistema de tratamiento en BioWin.

### 3.6.3.2.2 Parámetros de ingreso

En la figura a continuación se presentan los parámetros de ingreso en el sistema de tratamiento.

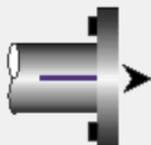
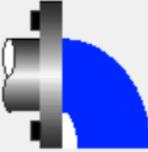
	Flow	21,42 ML/d
	COD - Total	500,00 mg/L
	N - Total Kjeldahl Nitrogen	40,00 mgN/L
	P - Total P	8,00 mgP/L
	ISS Total	25,00 mg/L
	Volatile suspended solids	197,66 mg/L
	Total suspended solids	222,66 mg/L
	BOD - Total Carbonaceous	245,21 mg/L
pH	7,30	

Figura 19 Parámetros de ingreso en BioWin.

### 3.6.3.2.3 Parámetros de salida

En la siguiente figura se presenta un resumen de los parámetros de salida del sistema de tratamiento modelado en BioWin.



Flow	20,62 ML/d
N - Ammonia	26,25 mgN/L
N - Nitrate	0,00 mgN/L
N - Nitrite	0,00 mgN/L
N - Filtered TKN	27,69 mgN/L
N - Total N	28,14 mgN/L
P - Soluble phosphate	2,19 mgP/L
P - Total P	2,38 mgP/L
Total suspended solids	6,60 mg/L
COD - Total	51,69 mg/L
BOD - Total Carbonaceous	13,97 mg/L
pH	7,01

Figura 20 Parámetros de salida en BioWin.

#### 3.6.3.2.4 Conclusión

Con 3 Sedimentadores Primarios, 3 Reactores Biológicos y 3 Sedimentadores Secundarios al año 2035, la modelación arroja resultados satisfactorios de acuerdo con los límites impuestos por normativa.

### 3.7 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA PTAR

El cálculo se ordena en el sentido de circulación de la planta. Se puede observar el esquema general en la Figura 9 y Figura 10.

#### 3.7.1 Escenarios de cálculo

El cálculo de la planta se dividió en dos sectores, uno correspondiente al ingreso de la planta que recibe los caudales directamente de la red. Por ello se dimensionaron las estructuras para el caudal medio diario y se verificó su funcionamiento para el mínimo horario del año inicial y el máximo horario del año 20.

El cálculo de las unidades de proceso que reciben los líquidos de la impulsión se los dimensionó utilizando los caudales de 1 y 3 bombas en operación.

Para el  $Q_E$  (caudal máximo horario) se verifican solamente las estructuras de ingreso a la planta, hasta la estación de Bombeo, dado que el pico se lamina en la cámara de aspiración.

#### 3.7.2 Fundamentos Teóricos

##### 3.7.2.1 Cálculos Hidráulicos por gravedad

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos por gravedad es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernoulli adaptada a las hipótesis básicas de flujo por gravedad:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

Siendo:

- $Z_1$ : Cota de solera de la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- $Y_1$ : Tirante del agua en la sección transversal i.
- $\alpha_1$ : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme en la sección transversal i.

- $V_i$ : Velocidad media del flujo en la sección transversal  $i$ .
- $h_e$ : Pérdida de energía entre las secciones  $i$  e  $i+1$ .

La energía  $h_e$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$h_e = L \cdot S_f + K \cdot \left[ \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right]$$

Donde

- $L$ : Longitud del tramo
- $S_f$ : Pendiente de fricción del tramo. Se calcula mediante la fórmula de Manning

$$S_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 R h^{4/3}}$$

Donde:

- $Q$ : Caudal circulante
- $n$ : Coeficiente de fricción de Manning.
- $A$ : Área de la sección transversal en la dirección del flujo.
- $R_h$ : Radio hidráulico de la sección transversal del flujo.
- $K$ : Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.

### 3.7.2.2 Cálculos Hidráulicos en conducciones a presión

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos a presión en régimen permanente es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernoulli, adaptada a las hipótesis básicas del flujo a presión:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2} + \Delta J_L$$

Siendo:

- $Z_1$ : Cota de solera en la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- $P_i$ : Presión relativa en la sección  $i$ .
- $\alpha_i$ : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme de la velocidad en la sección transversal  $i$ .
- $V_i$ : Velocidad media del flujo en la sección transversal  $i$ .
- $\Delta J_{1-2}$ : Pérdida de energía entre las secciones transversales  $i$  y  $i+1$  debido al rozamiento a lo largo de la tubería entre ambas secciones. (Pérdidas friccionales)
- $\Delta J_L$ : Pérdida de energía entre las secciones transversales  $i$  y  $i+1$  debido a la presencia de fenómenos locales originados por cambios en la alineación de la tubería, por cambios en la sección de la tubería, por la presencia de embocaduras o desembocaduras y por la presencia de elementos que puedan obstaculizar o alterar las condiciones del flujo, como es el caso de válvulas o derivaciones (Pérdidas localizadas).

#### 3.7.2.2.1 Cálculo de las Pérdidas Friccionales

Para realizar la valoración de pérdidas lineales por rozamiento se ha utilizado la expresión de Darcy-Weissbach:

$$\Delta J_{1-2} = \frac{fL V^2}{D 2g}$$

Donde, para tuberías lisas o rugosas y en la zona de transición ( $2300 < Re < 4000$ ) o en la zona turbulenta ( $Re > 4000$ ),  $f$  se deduce a partir de la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k/D}{3,54} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Y para tuberías lisas o rugosas y en la zona laminar ( $Re < 2300$ ),  $f$  se deduce de la fórmula de Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

Donde

- $f$ : Coeficiente de fricción
- $k$ : Rugosidad, en m.
- $D$ : Diámetro interior de la conducción, en m.
- $L$ : Longitud de la tubería, en m.
- $Re$ : Numero de Reynolds;  $Re = v \cdot D / \nu$
- $v$ : Velocidad del agua, en m/s.
- $\nu$ : Viscosidad cinemática del agua
- $g$ : Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ .

#### Cálculo de las Pérdidas Localizadas

El cálculo de las pérdidas localizadas se realiza mediante la expresión:

$$\Delta J_L = \sum_n k_n \frac{V^2}{2g} + \sum_j k_j \left| \frac{\Delta V^2}{2g} \right|$$

Donde, además de las variables ya definidas tenemos:

- $k_n$ : Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local  $k$  (codos, derivaciones y elementos obstaculizadores del flujo).
- $k_j$ : Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local  $j$  (fundamentalmente los cambios de sección de la tubería o canal)

Los coeficientes de pérdidas fueron definidos en base a la siguiente bibliografía:

- Normativa ENOHS A
- Wastewater Hydraulics. Theory and practice – Willi H. Hager
- EM 110-21602-Hydraulic Design of Reservoir. Outlet Works - USACE
- MEMENTO DES PERTES DE CHARGE - I.E.IDEL'CIK
- Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow

#### **3.7.2.3 Vertederos de pared gruesa y triangular**

Las estructuras de vertido con nivel fijo permiten controlar el nivel en donde se desee. En el caso de la planta en análisis, se implementaron vertederos triangulares y de pared gruesa. Para este último, el caudal de escurrimiento está determinado por la siguiente ecuación:

$$Q = 0.385 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

Donde:

- b es el ancho del vertedero
- h la carga del vertedero

Para definir las dimensiones de los vertederos triangulares, se tuvo en cuenta la ecuación dada en el libro *“Hidráulica de Tuberías y Canales Abiertos – Arturo Rocha”*

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2}$$

En todos los vertederos se verificó que no se supere el valor de 0,50 de sumergencia de la lámina vertiente para asegurar que no se ve afectado el coeficiente de descarga y en consecuencia el nivel aguas arriba del vertedero. Esta condición fue la que permitió establecer la altimetría de las estructuras.

### 3.7.3 Rejas de limpieza manual

Previo al ingreso a la Canaleta Parshall y para proteger las instalaciones se han previsto 3 canales de 80 cm de ancho, con una separación entre barrotes de 50 mm, de 9 mm de ancho y 50mm de largo.

La Reja irá montada en el canal con bastidor metálico, con un ángulo de instalación de 45° y perpendicular al sentido de escurrimiento. Será una unidad autoportante, pudiendo así ser izada integralmente permitiendo de tal modo una simple instalación y montaje iniciales y sencillo reparación y mantenimiento. El accionamiento de las rejas será manual.

La pérdida de carga a través de una reja se establece según lo indicado por ENOHSA, donde propone distintos autores para la determinación de la pérdida de carga. En donde establece lo indicado a continuación.

Se denomina velocidad de pasaje a la desarrollada por el líquido que escurre a través de las aberturas entre los barrotes de las rejas. Cuando las rejas están limpias, se puede definir como:

$$U_p = \frac{U_a}{E} = \frac{Q}{b_a * h_a * E}$$

Reja de barrotes rectangulares de espesor “e”, separados una distancia “s”, si el ancho del bastidor de rejas coincide con el ancho “ba” del canal de aproximación, la relación de espacios vacíos puede establecerse como:

$$E = \frac{s}{s + e}$$

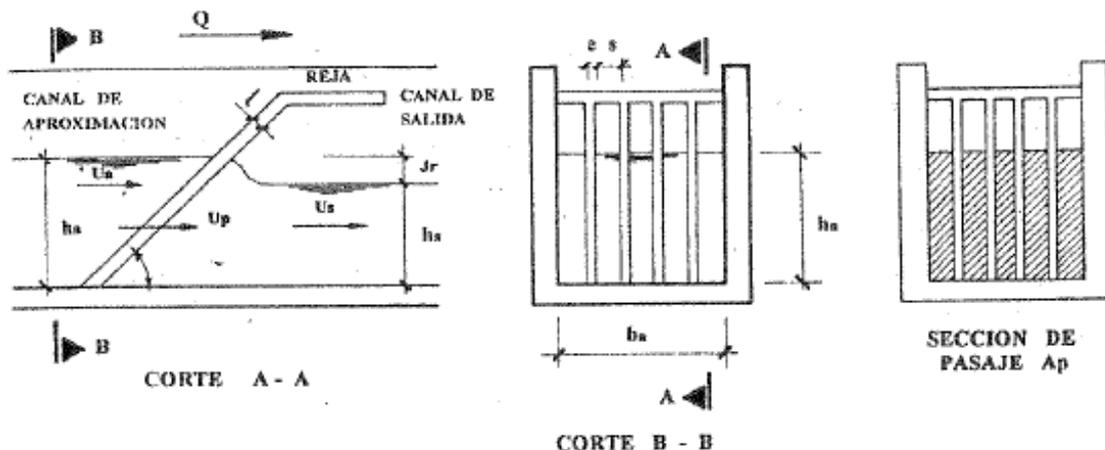


Figura 21 Esquema Reja.

### KRISCHMER y SPAGLER

Los autores definen la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = K_r * \frac{U_a^2}{2g}$$

Donde el coeficiente  $K_r$  se determina de la siguiente forma:

$$K_r = \beta \left(\frac{e}{S}\right)^{3/4}$$

Donde el coeficiente  $\beta$  es adimensional y depende de la forma de los barrotes, según lo indica la tabla siguiente:

Sección de los barrotes	Rectangular, aristas sin redondear	Rectangular, aristas redondeadas	Rodondo	Perfilado
$\beta$	2.42	1.67	1.79	0.76

### ASCE

Se define la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = \frac{1}{7} * \frac{U_p^2 - U_a^2}{2g}$$

### DAVIS

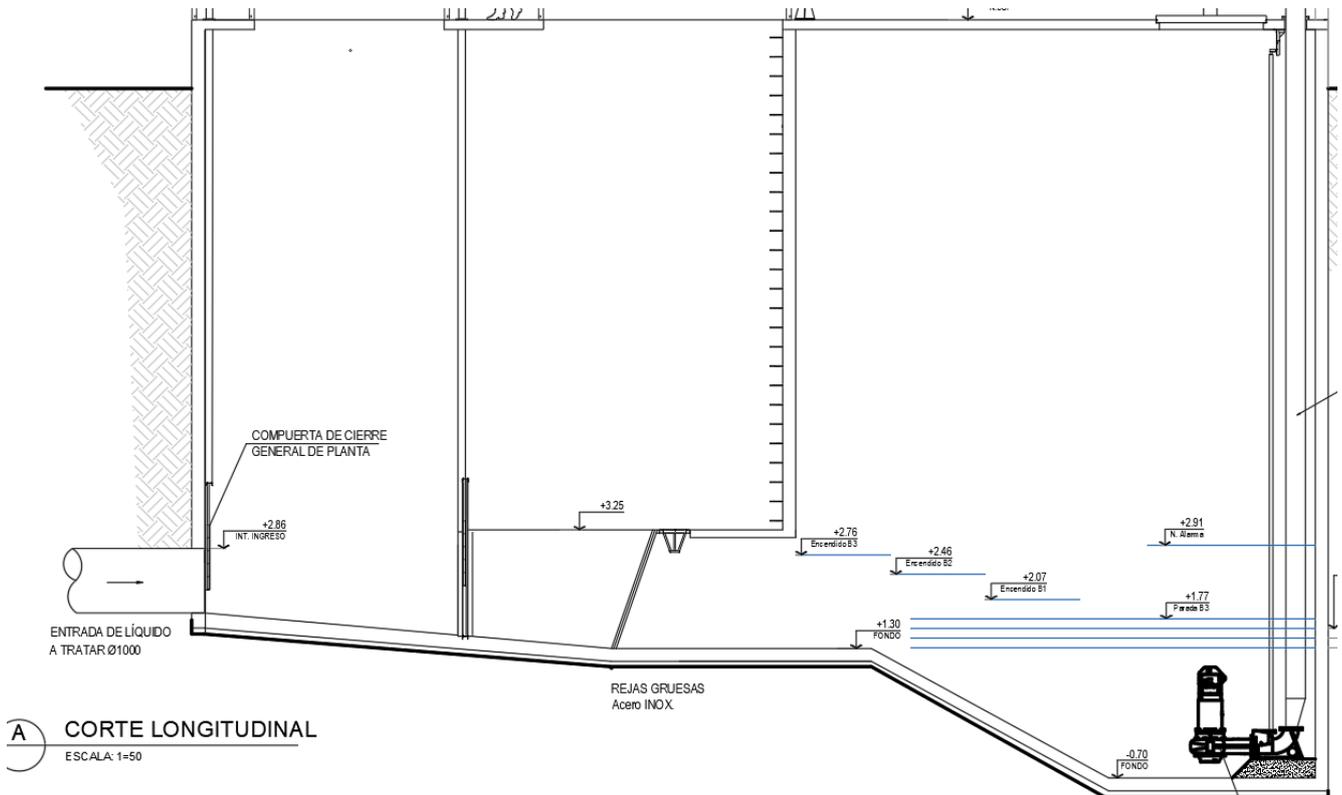
Se define la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = \frac{U_p^2 - U_a^2}{2g} + \frac{0.5 * U_a^2}{2g}$$

Se adopta para el cálculo la ecuación del ASCE para ser conservadores en el cálculo de la pérdida de energía.

### **3.7.4 Estación Elevadora**

El canal de rejillas vierte las aguas en el pozo de aspiración de la Estación de Bombeo, desde donde se impulsa las aguas hacia las unidades de tratamiento.



**Figura 22 Corte longitudinal de Estación Elevadora.**

El proyecto contempla la ejecución de una Estación Elevadora conformada por una cámara de aspiración que fue calculada con el objeto de tener un tiempo de retención menor a treinta minutos.

La cañería de impulsión será de Hierro Dúctil de 300 mm de diámetro hasta su descarga en los desarenadores.

A fin de determinar el equipo de bombeo a utilizar se realizó un predimensionado del equipo teniendo en cuenta los caudales previstos y las pérdidas de carga calculadas (ver anexo) se obtuvo un equipo que en su punto medio de funcionamiento será de 700 m<sup>3</sup>/h y un salto estimado en 15m. Se incorpora como anexo a esta memoria la documentación de predimensionado.

### 3.7.4.1 Definición de las dimensiones

Se adoptaron 3 Bombas + 1 en reserva con una capacidad de Bombeo de 2.100 m<sup>3</sup>/h.

En base a los caudales de diseño definidos indicados y considerando una altura media manométrica de 15 m y un caudal de 700 m<sup>3</sup>/h se obtuvieron las dimensiones de equipos de electrobombas comerciales que permitieron definir las dimensiones características de la estación. En la tabla siguiente se resume la bomba seleccionada:

Marcas	Modelo	Q	H	Eficiencia	Potencia
		m <sup>3</sup> /h	m	%	kW
Grundfos	S2.100.200.400.4.62L.S.285.G.N.D.511	709,2	15,34	76,1	46

**Tabla 17 Equipo de bombeo.**

Se optó por una implantación rectangular, siendo esta la que mejor se adapta a la ubicación de 4 bombas. El esquema general de la estación se puede visualizar en la Figura 23. La disposición interna de los equipos responde a las recomendaciones dadas por la Norma ENHOSA en su apartado de proyectos típicos y respetando lo dispuesto en ANSI HI 9.8.

Las dimensiones operando según las recomendaciones son las siguientes:

- Ancho: 5 m
- Largo: 7m

La superficie en planta del pozo será de 35m<sup>2</sup>.

A continuación, se presenta un esquema con las dimensiones adoptadas en planta y la ubicación de los equipos de bombeo.

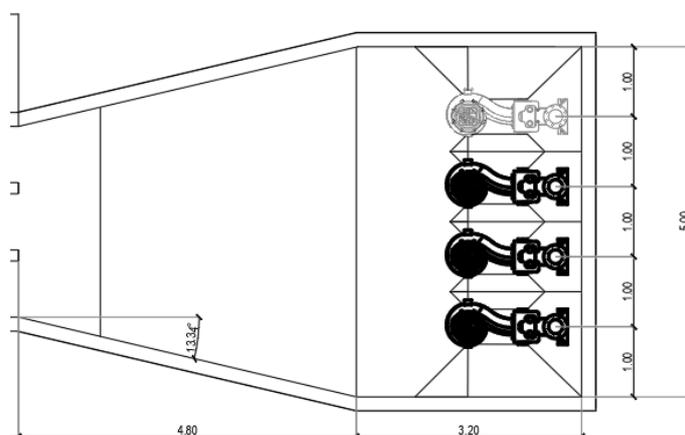


Figura 23 Planta del pozo de bombeo.

### 3.7.4.2 Volúmenes útiles mínimos

Para la estación se ha previsto la instalación de 4 bombas iguales, de las cuales una permanece en reserva para condiciones normales, operando los tres restantes con niveles de arranque escalonados y con un nivel de parada desfasado 0,10 m para evitar la parada simultanea de las dos bombas.

Las bombas impulsarán los líquidos a cañerías individuales, por lo que no debería variar el punto de funcionamiento de bombas adicionales.

Cuando las dos bombas están operando, el salto será mayor cuando opera en paralelo y los caudales de funcionamiento dependerán de la curva del sistema, no será  $Q_b/2$ .

El volumen Útil mínimo inferior, correspondiente a la operación de 1 bomba, se obtiene en base al caudal bombeado en ese intervalo según la ecuación:

$$V_1' = \frac{Q_1}{4 * f_{max}}$$

Para el dimensionamiento de la cámara Húmeda, según indica la Norma para el método de Prince, donde  $Q_2/Q_1=1$  y  $Q_3/Q_1=1$ , se tiene:

$$\frac{V_2}{V_1} = 0,40$$

$$\frac{V_3}{V_1} = 0,25$$

En todos los casos se adopta un factor de seguridad de 1,15 para compensar las irregularidades de la construcción y los volúmenes restados por las paredes de las cañerías, tabiques, motores sumergibles, etc:

$$V_1 = 1,15 * V_1'$$

$$V_2 = 1,15 * V_2'$$

Las alturas, surgen de:

$$h_1=V_1/S; h_2=V_2/S; h_3=V_3/S$$

Operando con las ecuaciones arriba indicadas, con una frecuencia de arranques por hora recomendado de 10 y adopción de márgenes de seguridad, se obtienen los siguientes valores:

- $V_1= 20,88 \text{ m}^3$
- $V_2= 8,35\text{m}^3$
- $V_3=5,22 \text{ m}^3$
- $h_1=0,60\text{m}$
- $h_2=0,24\text{m}$
- $h_3=0,15\text{m}$

Sumando los volúmenes anteriores, el volumen útil mínimo de la cámara de bombeo para el esquema planteado resulta:

$$V \text{ útil}= V_1+V_2+V_3 = 34.70\text{m}^3$$

Para prevenir vórtices que puedan ingresar aire a la bomba, es necesario establecer una sumergencia mínima. Para ello se utiliza la ecuación propuesta en la Norma Americana ANSI/HI 9.8, presentada a continuación:

$$S = D (1 + 2.3F)$$

Donde:

- D es el diámetro de la succión
- F es el número de froude en el ingreso, dado por  $V/\sqrt{(g D)}$

Operando, para un diámetro de succión de 220 mm y el máximo caudal ( $725 \text{ m}^3/\text{h}$ ) obtenemos que la sumergencia debe ser:

$$S=2,05 \text{ m}$$

De los niveles de oscilación anteriores, la sumergencia mínima y la cota de intradós del conducto de ingreso a la EB, se establecen los siguientes niveles de operación:

- Nivel de fondo mínimo: -0,58
- Nivel de Encendido de la 1° Bomba: +2,07
- Nivel de Encendido de la 2° Bomba: +2,46
- Nivel de Encendido de la 3° Bomba: +2,76
- Nivel de Apagado de la 3° Bomba: +1,77
- Nivel de Apagado de la 2° Bomba: +1,62

- Nivel de Apagado de la 1° Bomba: +1,47

Complementariamente se efectuará en el fondo de la cámara un relleno con hormigón H-10 con una pendiente del 10% hacia la succión de la bomba a fin de evitar la colmatación con sólidos en el fondo de la cámara.

Conjuntamente en el perímetro de la unión entre la losa de fondo y el tabique, se realizará un relleno de hormigón simple H-10 con pendiente de 45° según planos.

### 3.7.4.3 Tiempo de Permanencia del Líquido en la Cámara de Aspiración

Para el cálculo del tiempo de permanencia del líquido en la cámara de bombeo y comparación con el tiempo máximo recomendado por la Norma, se utilizará el caudal mínimo horario  $Q_{B0}$ .

La importancia de evaluarlo se basa en que una excesiva permanencia del líquido cloacal crudo en la cámara de bombeo produce la sedimentación de parte de los sólidos suspendidos y la descomposición anaeróbica del líquido y de la fracción orgánica de los sedimentos.

Se utiliza la ecuación que se menciona a continuación, dado que deberá contemplarse el tiempo necesario para extraer el volumen  $V_f$ . Por lo tanto, como indica la Norma, se calcula como:

$$t_{\text{smax}} = \frac{V_1}{Q_{B0}} + \frac{0,5 \cdot V_1 + V_f}{Q_{b1} - Q_{B0}}$$

Resolviendo, se obtiene que el tiempo será de 26 min.

### 3.7.5 Desarenador

El líquido ingresará al Desarenador desde la impulsión proveniente de la Estación Elevadora según se indica en la imagen en su canal de ingreso. Desde ahí pasa por la transición y expansión para ingresar a los desarenadores de 1,55m de ancho. Se calcularon las pérdidas friccionales y localizadas en este circuito. Aguas abajo del desarenador se encuentra la Canaleta Parshall de aforo, que permite mantener el nivel fijo ante un caudal determinado, permitiendo controlar la velocidad del flujo sobre los canales.

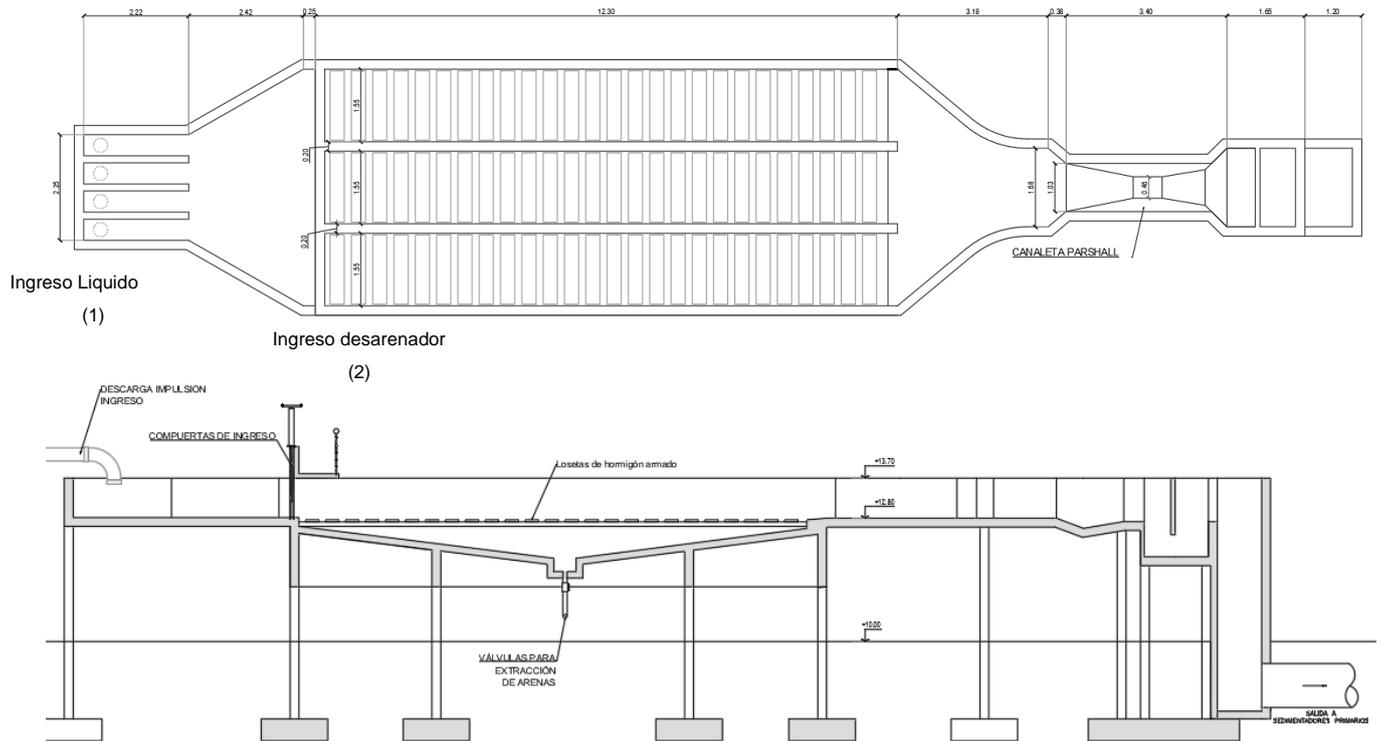


Figura 24 Cortes desarenador.

### 3.7.6 Canaleta Parshall

Como se ve en la figura siguiente, la canaleta Parshall consiste de tres secciones:

1. Una sección convergente aguas arriba
2. una sección estrangulada o garganta
3. una sección divergente en la salida dispuesta en planta. El piso en la sección convergente es horizontal, se inclina hacia abajo en la garganta y hacia arriba en la sección de salida.

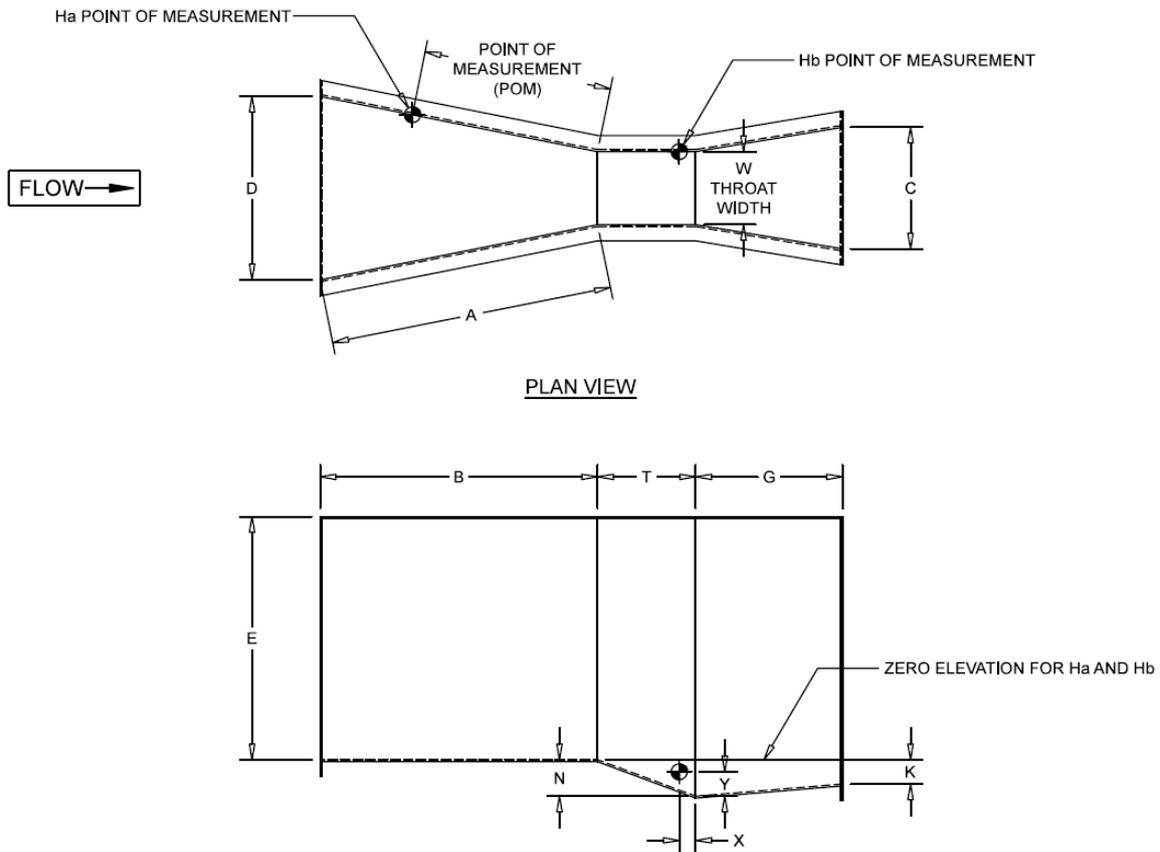


Figura 25 Geometría canaleta Parshall.

Las características de este tipo de medidor vienen dadas en la figura anterior y cuadro adjuntos. En función de los caudales de cálculo se adopta el medidor caracterizado por el ancho de garganta W.

Tabla 18 Dimensiones de canaletas Parshall.

W (SIZE)	A	POM	B	C	D	E	T	G	K	N	X	Y
1" [2.54 CM]	1'-2 9/32" [36.27 CM]	9 17/32" [24.21 CM]	1'-2" [35.56 CM]	3 21/32" [9.29 CM]	6 19/32" [16.75 CM]	9" [22.86 CM]	3" [7.62 CM]	8" [20.32 CM]	3/4" [1.91 CM]	1 1/8" [2.86 CM]	5/16" [0.79 CM]	1/2" [1.27 CM]
2" [5.08 CM]	1'-4 5/16" [41.43 CM]	10 7/8" [27.62 CM]	1'-4" [40.64 CM]	5 5/16" [13.49 CM]	8 13/32" [21.35 CM]	10" [25.4 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	10" [25.4 CM]	7/8" [2.22 CM]	1 11/16" [4.29 CM]	5/8" [1.59 CM]	1" [2.54 CM]
3" [7.62 CM]	1'-6 3/8" [46.67 CM]	1'-0 1/4" [31.12 CM]	1'-6" [45.72 CM]	7" [17.78 CM]	10 3/16" [47.23 CM]	2" [60.96 CM]	6" [15.24 CM]	1" [30.48 CM]	1" [2.54 CM]	2 1/4" [5.72 CM]	1" [2.54 CM]	1 1/2" [3.81 CM]
6" [15.24 CM]	2'-0 7/16" [62.07 CM]	1'-4 5/16" [41.44 CM]	2' [60.96 CM]	1'-3 1/2" [38.74 CM]	1'-3 5/8" [39.69 CM]	2" [60.96 CM]	1" [30.48 CM]	2" [60.96 CM]	3" [7.62 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
9" [22.86 CM]	2'-10 5/8" [87.95 CM]	1'-11 1/8" [58.74 CM]	2'-10" [86.36 CM]	1'-3" [38.1 CM]	1'-10 5/8" [57.47 CM]	2'-6" [76.2 CM]	1" [30.48 CM]	1'-6" [45.72 CM]	3" [7.62 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
12" [30.48 CM]	4'-6" [137.2 CM]	3' [91.44 CM]	4'-4 7/8" [134.3 CM]	2' [60.96 CM]	2'-9 1/4" [84.46 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
18" [45.72 CM]	4'-9" [144.8 CM]	3'-2" [96.52 CM]	4'-7 7/8" [141.9 CM]	2'-6" [76.2 CM]	3'-4 3/8" [102.6 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
24" [60.96 CM]	5' [152.4 CM]	3'-4" [101.6 CM]	4'-10 7/8" [149.5 CM]	3' [91.44 CM]	3'-11 1/2" [120.7 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
36" [91.44 CM]	5'-6" [167.6 CM]	3'-8" [111.8 CM]	5'-4 3/4" [164.5 CM]	4' [121.9 CM]	5'-1 7/8" [157.2 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
48" [121.9 CM]	6' [182.9 CM]	4' [121.9 CM]	5'-10 5/8" [179.4 CM]	5' [152.4 CM]	6'-4 1/4" [193.7 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
60" [152.4 CM]	6'-6" [198.1 CM]	4'-4" [132.1 CM]	6'-4 1/2" [194.3 CM]	6' [182.9 CM]	7'-6 5/8" [230.2 CM]	3' [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]

Las fórmulas que rigen la descarga libre para los diferentes tipos de medidores son:

**Tabla 19 Fórmulas según ancho de garganta en canaletas Parshall.**

Ancho de garganta W (m)	caudal Q(m <sup>3</sup> /s)	Tirante parshall Ha(m)
0,0762	$Q=0,17665Ha^{1,547}$	$Ha=(Q/0,17665)^{0,6464}$
0,152	$Q=0,3812Ha^{1,58}$	$Ha=(Q/0,3812)^{0,6329}$
0,229	$Q=0,5353Ha^{1,53}$	$Ha=(Q/0,5353)^{0,6563}$
0,305	$Q=0,6909Ha^{1,5221}$	$Ha=(Q/0,6909)^{0,657}$
0,457	$Q=1,0551Ha^{1,5382}$	$Ha=(Q/1,0551)^{0,6501}$
0,61	$Q=1,4279Ha^{1,5498}$	$Ha=(Q/1,4279)^{0,6453}$
0,914	$Q=2,1816Ha^{1,5661}$	$Ha=(Q/2,1816)^{0,6385}$
1,219	$Q=2,9506Ha^{1,5779}$	$Ha=(Q/2,9506)^{0,6338}$

Para que se cumpla la descarga libre se ha de verificar la siguiente desigualdad:

**Tabla 20 Condición de descarga libre en canaletas Parshall.**

Ancho de garganta W (m)	Relación de sumergencia Hb/Ha
$\leq 0,229$	$\leq 0,60$
$\leq 2,438$	$\leq 0,70$

Para un caudal máximo se calcula Ha y mediante la relación de sumergencia se obtiene Hb, siendo:

1. Ha la altura de la lámina de agua, medida aguas arriba de la sección de control
2. Hb la altura de la lámina de agua, medida aguas debajo de la sección de control.

A continuación, se adjunta una tabla con las dimensiones y capacidades de los medidores Parshall, según el ancho W de la sección contraída.

Capacidades de los medidores Parshall según el ancho W de la sección contraída:

**Tabla 21 Caudales máximos y mínimos en canaletas Parshall.**

Ancho de garganta W (m)	Caudal Q(l/seg)	
	mínimo	máximo
0,152	1,416	110,440
0,229	2,548	252,020
0,305	3,115	455,900
0,457	4,247	696,600
0,61	11,893	937,290
0,914	17,273	1427,200
1,219	36,812	1922,700

En vista del rango de caudales a las que se verá sometida la planta, y la tabla siguiente, donde se evalúan los niveles aguas arriba y velocidades de ingreso para distintos anchos de garganta, se selecciona la canaleta con un W de 0,305 m.

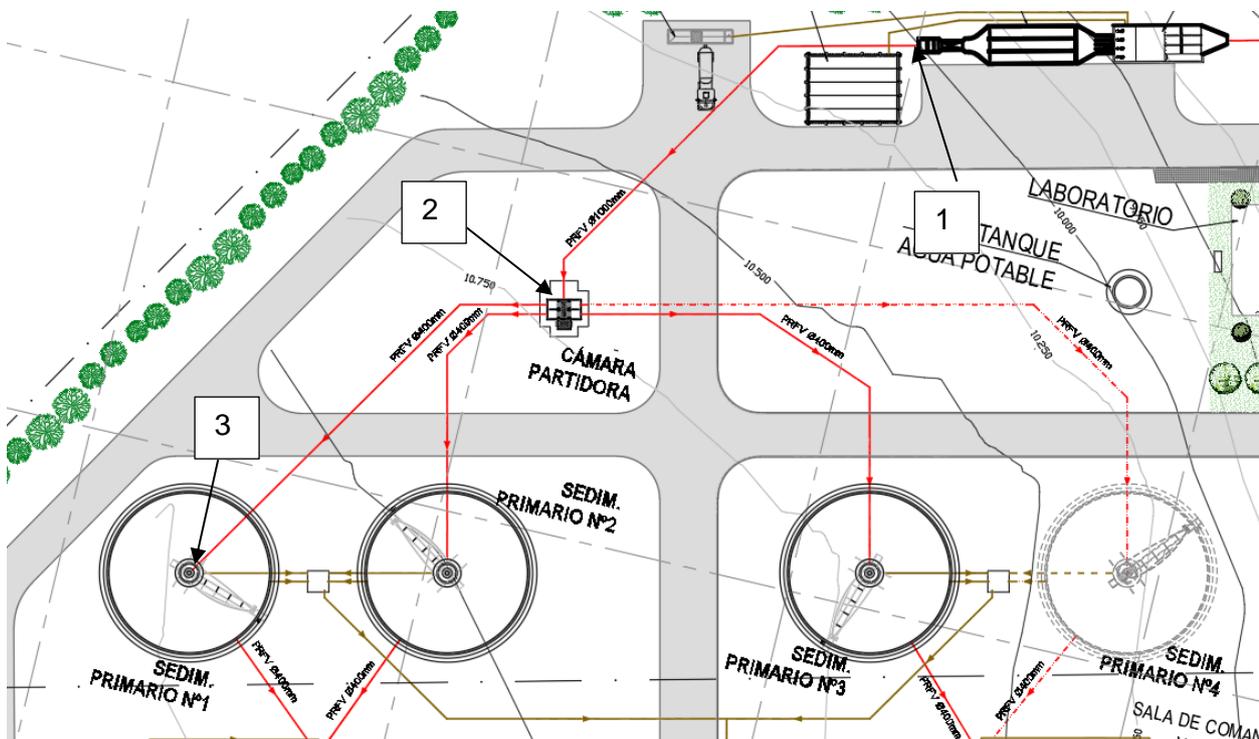
**Tabla 22 Niveles aguas arriba y velocidades en canaleta Parshall para caudal de diseño.**

W	Q (m <sup>3</sup> /h)	Ha	Vel
0,0762	700	1,064	0,14620
0,152	700	0,653	0,23819
0,229	700	0,514	0,30236
0,305	700	0,435	0,35780
0,457	700	0,333	0,46707

Para el diseño altimétrico de la canaleta, se toma como condición de operación, que para el Q medio  $Q_c$ , la relación  $H_b/H_a$  sea cercana a 0,70.

### 3.7.7 Sedimentador Primario

Siguiendo el recorrido hidráulico, desde la cámara de salida de la Canaleta Parshall (1) se transporta el agua con un conducto de 1 m hasta la cámara Partidora (2), donde se equirreparten los caudales entre las cuatro cañerías que alimentan los sedimentadores. Se calcula la más desfavorable, siendo esta la línea 1 (3).



**Figura 26 Inicio de Tratamiento.**

Se calculan las pérdidas considerando las pérdidas friccionales y locales en las conducciones, mientras que en los vertederos se diseñó para que no haya sumergencia en condiciones normales.

### 3.7.8 Barros Activados

El líquido es captado transportado por las tuberías de 400 mm que vinculan el sedimentador (1) con el canal de alimentación del reactor (2).

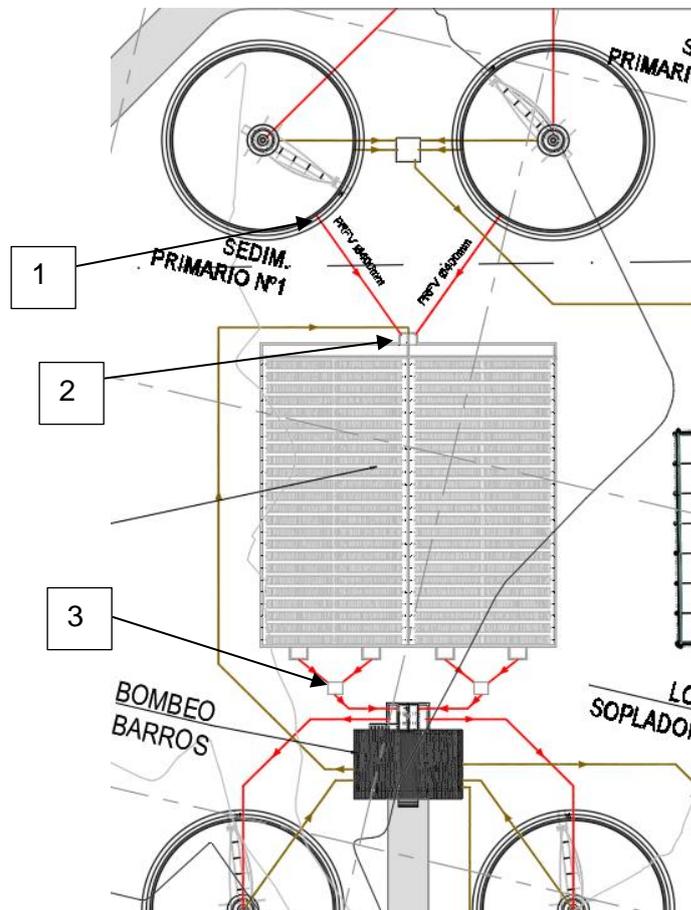


Figura 27 Reactor UASB.

Se determinaron las pérdidas de energía producidas por las condiciones locales (aducción, codos y cambios de dirección), friccionales y por los orificios.

La salida de la unidad de tratamiento se produce a través de 2 vertederos que vuelcan a una cámara (3) que transporta el líquido a la cámara Partidora anexa a la EB de lodos.

### 3.7.9 Sedimentadores Secundarios

El líquido ingresa al sedimentador desde la cámara partidora y se evacua a través de los vertederos triangulares dispuestos en la periferia de la unidad.

Desde el canal recolector el líquido se transporta a gravedad hacia la cámara de cloración.

### 3.7.10 Cámara de contacto

Se ejecutarán una cámara de contacto compuesta por dos cámaras individuales.

La cámara de contacto dispone de dos vertederos, uno de entrada y otro de salida con el fin de desvincular del sistema la cámara y controlar su nivel y permanencia del líquido en la misma. Las pérdidas friccionales no se computan, dado la baja velocidad de escurrimiento, del orden de 0,03m/s.

### 3.7.11 Anexos

Se presentan dos tablas anexas:

La Tabla 1 corresponde a la verificación de niveles para el caudal de diseño utilizado, y corresponde al  $Q_c$  para el ingreso y el caudal de las bombas para el resto del tratamiento.

La Tabla 2 corresponde a la verificación de condiciones de caudal máximo estimado para el ingreso a la planta mientras que para las unidades principales se asume la interrupción de una línea completa de tratamientos.

## 4. EMISARIO

### 4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

#### 4.1.1 Restricciones a los Efluentes según el Digesto de CARU

La Comisión Administradora del río Uruguay (CARU) aprobó una nueva versión del “DIGESTO SOBRE EL USO Y APROVECHAMIENTO DEL RÍO URUGUAY” mediante Resolución CARU N° 28/19 del 5 de diciembre de 2019, incorporando numerosos parámetros de control de la contaminación y modificando los estándares de varios de los parámetros considerados en la versión anterior del año 2010.

El Anexo 1<sup>a</sup> “Valores guía para la consideración de objetivos y estándares de calidad para el Digesto”, establece entre otros parámetros para la “Conservación y desarrollo de la vida acuática”, los siguientes:

- DBO<sub>5</sub>: 3 mg O<sub>2</sub>/l.
- DQO: 12 mg O<sub>2</sub>/l (Relación DQO/ DBO<sub>5</sub> = 4, o DBO<sub>5</sub>/DQO = 0,25).
- Coliformes fecales: 1.000 UFC/100 ml
- Coliformes totales: 5.000 UFC/100 ml
- *Escherichia coli*: 575 UFC/100 ml
- Enterococos: 200 UFC/100 ml

Al respecto cabe mencionar que la DQO no es abatida eficientemente por una PTAR para líquido cloacal, siendo la relación en el efluente DQO/DBO<sub>5</sub>=10. Por lo tanto, la DQO es la más limitante y depende más de la concentración en el afluente que de la PTAR.

Estos valores pueden ser excedidos dentro de la “Zona de mezcla”, definida como “el área aledaña al punto de evacuación de un efluente, dentro de la cual no son exigibles los objetivos y estándares de calidad de las aguas”.

En su Artículo 13 se indica lo siguiente: “Las zonas de mezcla, desde el momento en que se establezcan, estarán exceptuadas del cumplimiento de los objetivos y estándares de calidad de las aguas tendientes a la conservación y desarrollo de la vida acuática”.

Otros artículos que definen las características de estas zonas son los siguientes (se destacan en negrita algunos conceptos particularmente aplicables a este estudio de una PTAR municipal):

Artículo 16: Para todo efluente a evacuarse directamente en el río, las Partes podrán, si lo estiman conveniente, establecer zonas de mezcla, teniendo en cuenta los criterios establecidos en el artículo siguiente y mediante una decisión que deberá ser previamente informada a la C.A.R.U.

Sin perjuicio de ello, si tiene entidad suficiente para afectar la calidad de las aguas, será de aplicación, en lo pertinente, el procedimiento previsto en los artículos 7 a 12 del Estatuto del Río Uruguay.

Artículo 17: Las zonas de mezcla no podrán superponerse, total o parcialmente, con las zonas clasificadas como de protección especial. Para delimitar las zonas de mezcla las Partes deberán tener en cuenta:

- a. La proximidad de zonas destinadas a tomas de agua para abastecimiento público, para riego, destinadas a actividades de recreación y/o pesca, actividades cinegéticas o acuicultura.**
- b. Las características físicas e hidráulicas del tramo del río donde está ubicada la evacuación.

- c. **Que la zona de mezcla no se extienda transversalmente más de 1/5 del ancho de la respectiva sección del Río ni longitudinalmente más de 1000 metros.** Si se utilizara para la evacuación un brazo del Río, la zona de mezcla podrá extenderse hasta 1/3 del ancho del mismo. Los anchos indicados precedentemente se refieren a aquel generado durante el estiaje.
- d. Que para evacuaciones de embalses la zona de mezcla no superará un área cuyo radio sea de 300 metros.

Artículo 18: A los efectos de la autorización para la evacuación de los efluentes las Partes deberán tener adicionalmente en cuenta:

- a. Las propiedades de las sustancias componentes del efluente, en particular, su persistencia y comportamiento físico-químico y bioquímico en el río.
- b. El resultado de estudios de dispersión, difusión y tasa de desaparición de organismos, realizados en la zona de la evacuación.**
- c. El diseño de las obras de evacuación, en especial del emisario y difusores.**
- d. Que no debe autorizarse evacuaciones sobre la costa.**
- e. Que en ningún caso, en las zonas de mezcla, podrán superarse las concentraciones de sustancias o grupos de ellas capaces de provocar efectos de toxicidad aguda para los organismos de las comunidades acuáticas presentes en el río. Adicionalmente, se recomienda realizar determinaciones de toxicidad crónica como dato de referencia.
- f. La relación entre caudal y carga másica del efluente con respecto al caudal de estiaje del río. Como caudal de estiaje para las evacuaciones aguas arriba de la represa de Salto Grande, se utilizará el caudal que produce un tiempo de retención en el embalse igual o superior a 20 días y para evacuaciones aguas abajo de dicha represa, se utilizará el caudal medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años.**

En relación con la zona denominada “2: aguas y sedimentos destinados a actividades de recreación, deportivas, culturales y turísticas con contacto directo”, se establece el siguiente estándar, adicional al correspondiente a la conservación de la vida acuática:

- *Escherichia coli*: 200 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras.
- Enterococos: 35 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras.

Si bien en el Digesto actual se omitió especificar el período en que se deben obtener las 5 muestras, se puede asumir que es un planteo equivalente al del Digesto original, en el cual para coliformes fecales, se indicaba que en base a un mínimo de cinco muestras igualmente espaciadas tomadas en un período de treinta días durante la temporada balnearia. no se deberá exceder una media logarítmica de 200 UFC/100 ml ni superar los 500 UFC/100 ml en más del 20 por ciento de las muestras.

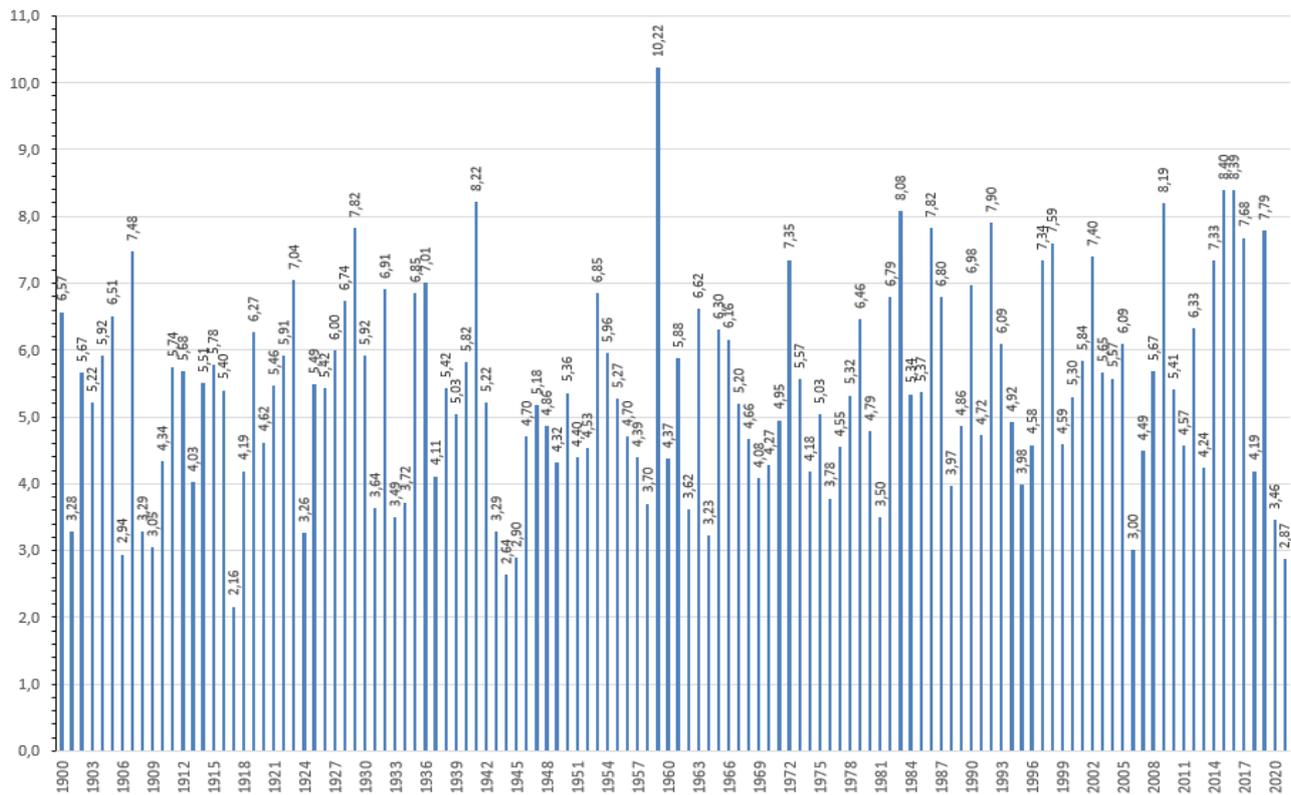
#### **4.1.2 Cotas del río Uruguay y parámetros operativos de diseño**

Los niveles de agua en el hidrómetro de Concepción del Uruguay son observados por la Subsecretaría de Puertos y Vías Navegables y la Prefectura Naval Argentina (PNA), y fueron obtenidos de diferentes fuentes, incluyendo la Red Hidrológica Nacional (Estación 3058) para el período 1900-2001.

Las diferentes fuentes abarcan hasta la fecha en diciembre de 2021 y presentan datos con distintos intervalos temporales, generalmente diarios (pero en algunos períodos a las 12 hs y en otros a las 6 hs a.m.), en otros casos con datos horarios (provenientes de Vías Navegables) o con datos a las 6, 12, 18 y 24 hs (por parte de la PNA).

Se realizó una labor de consistencia de la información en períodos con dos o tres fuentes simultáneas, encontrándose variaciones entre las diferentes series en especial cuando se compara una serie con un único dato diario y otra con varios datos el mismo día, para niveles medios durante el pasaje de crecidas, y para niveles bajos que son muy afectados por los vientos.

En el caso de los niveles máximos las discrepancias entre diferentes series para el mismo día son menores, encontrándose en el orden de unos centímetros. Se consideró el mayor nivel diario cuando se dispuso de más de un dato. Una vez revisada y ajustada esta información se generó una serie de niveles máximos anuales, la cual se presenta en la Figura 28.



**Figura 28 Serie de niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay, referidos al cero del hidrómetro local.**

El nivel máximo registrado de 10,22 m en la escala hidrométrica se produjo durante la creciente de abril de 1959, evento que se originó en una condición hidrometeorológica extrema, por la combinación de precipitaciones intensas en la cuenca con una fuerte sudestada.

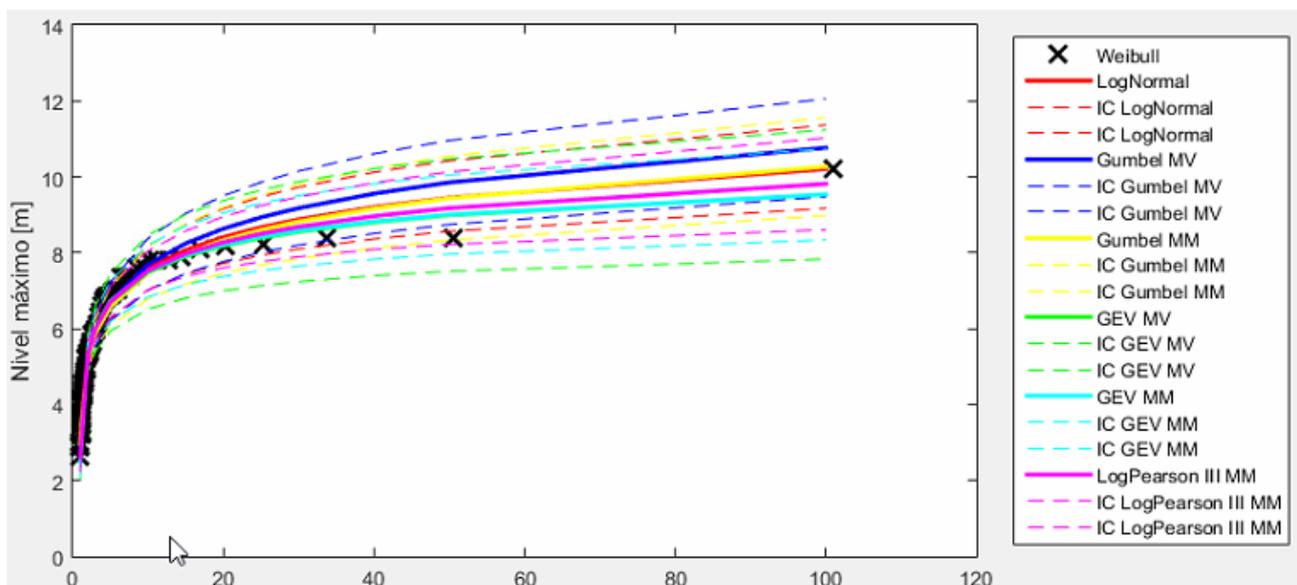
Por otro lado, el inicio de la operación del complejo hidroeléctrico de Salto Grande, ocurrido en el año 1979, puede alterar la homogeneidad de la serie pues el embalse lamina las crecientes y reduce su pico hacia aguas abajo. Como el área de aporte entre Salto Grande y Concepción del Uruguay es muy reducida comparada con el área aguas arriba de la represa, cuando ocurren crecidas extraordinarias los niveles de agua en Concepción del Uruguay dependen de los caudales erogados por Salto Grande. Por lo tanto se efectuaron dos análisis independientes, uno con la serie histórica completa de niveles máximos, y otro con una serie reducida del período 1980-2021 (42 años), a los efectos de visualizar las diferencias.

Para el análisis de niveles extremos se empleó el programa FACETA (Software para análisis de frecuencia de series hidrológicas) elaborado por el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba.

El programa genera indicadores de calidad del ajuste (Chi Cuadrado y Error Estándar de Ajuste - EEA), para las distribuciones LogNormal, Gumbel Máxima Verosimilitud (MV), Gumbel Método de Momentos (MM), GEV MV y MM, y LogPearson III, así como parámetros de la muestra analizada.

Las distribuciones de mejor ajuste son las que tienen un valor de “p” mayor en la prueba de Chi Cuadrado, o un menor valor de EEA, aunque en muchas ocasiones se selecciona una distribución que ajuste mejor visualmente a las mayores recurrencias, cuando el objetivo del análisis se centra en las mismas.

La Figura 29 ilustra el ajuste de las distribuciones a la serie posterior a la operación de Salto Grande. Las líneas llenas son los ajustes y las punteadas los respectivos intervalos de confianza con un 95% de nivel de significancia.



**Figura 29 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021. Recurrencias en años.**

Los parámetros estadísticos de las series son los siguientes:

**Tabla 23 Parámetros Estadísticos de las series analizadas**

Parámetro	1922-2021	1980-2021
Media (m)	5,48	5,81
Mediana (m)	5,33	5,61
Desvío (m)	1,53	1,60
Coefficiente de Asimetría	0,434	0,044
Coefficiente de Variación	0,279	0,275
Mínimo (m)	2,64	2,87
Máximo (m)	10,22	8,40

Las series cumplen con los siguientes test al nivel del 5%:

- Datos atípicos de Chow (no existen),
- Independencia de Anderson-Darling,
- Estacionariedad de Mann Kendall, y
- Homogeneidad a escala anual de Wilcoxon.

Se seleccionó en ambos casos el ajuste obtenido mediante la distribución GEV por el Método de los Momentos, teniendo en cuenta los indicadores Chi Cuadrado y EEA, si bien en el caso de la serie larga, el dato máximo de 1959 es ajustado a 100 años por la distribución Gumbel MM y por la LogNormal, mientras que con la GEV MM resultaría del orden de 300 años.

En la Figura 30 y la Figura 31 se ilustran los ajustes obtenidos para cada serie.

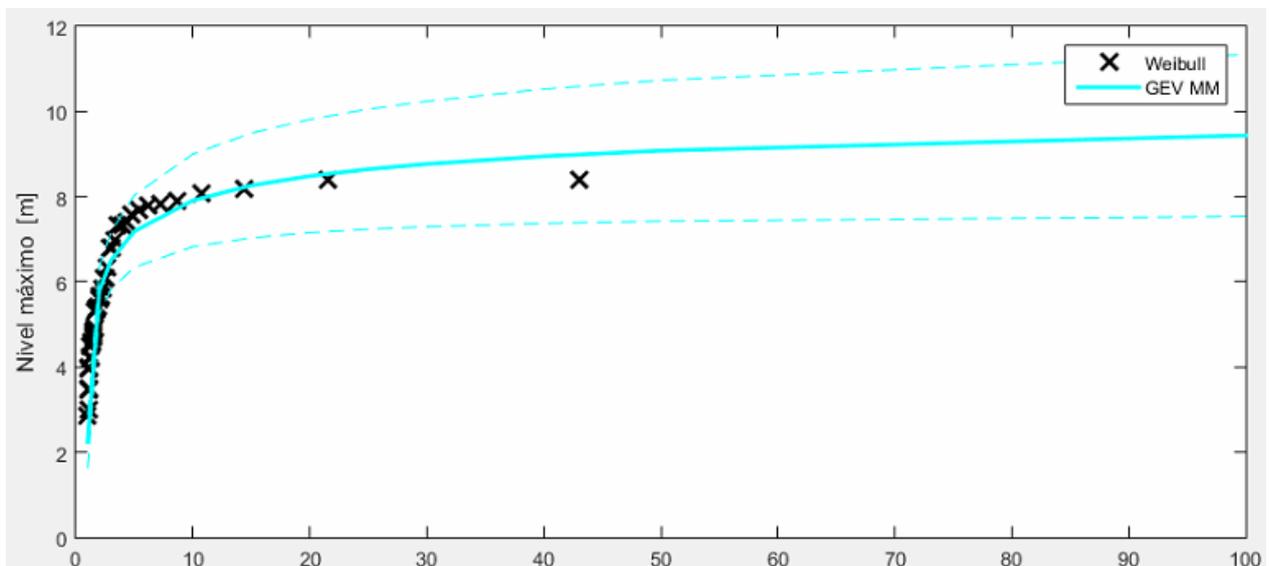


Figura 30 Ajuste de la distribución GEV MM a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.

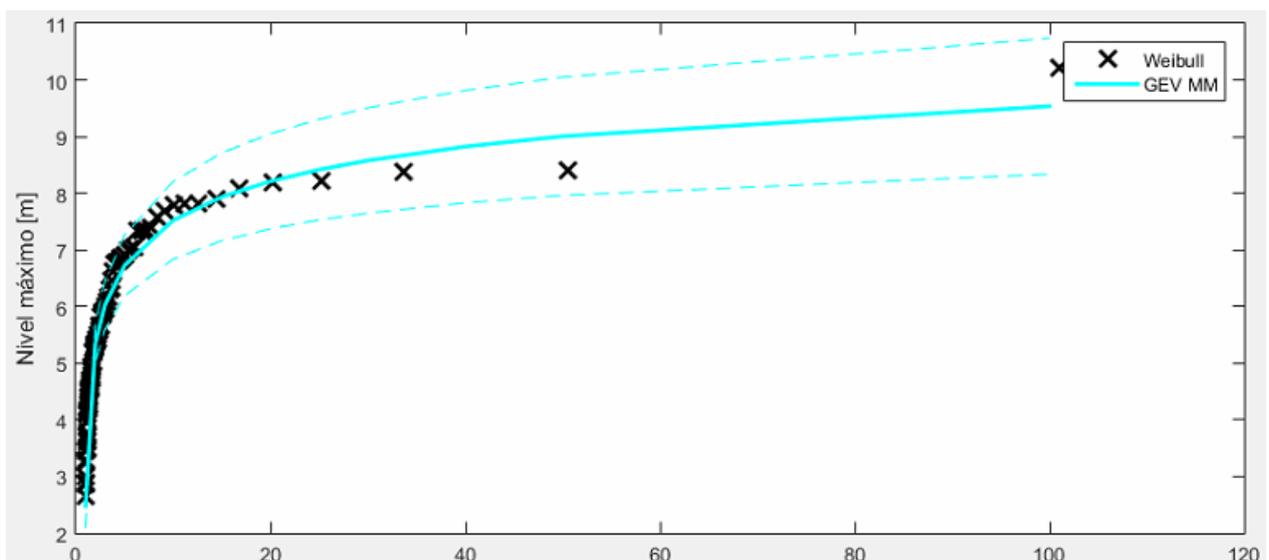


Figura 31 Ajuste de la distribución GEV MM a los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021. Recurrencias en años.

En la Figura 32 se presentan los niveles estimados para diferentes recurrencias con sus intervalos de confianza para ambas series y la diferencia entre los valores medios estimados según el período de años analizado. Se puede apreciar que en el rango de hasta 5 años la serie más moderna arroja niveles superiores en unos 50 cm, diferencia que se reduce a unos 30 cm para 20 años, y a 10 cm para 50 años. Ya para 100 años el período completo pasa a tener una altura de agua mayor, debido al efecto de la crecida extrema de 1959.

Esto se debería a que los caudales del río han sido sistemáticamente mayores en los últimos 40 años (ciclo húmedo), y aunque han caído recientemente siguen siendo superiores a los del periodo previo a la puesta en operación de Salto Grande. Si hubo algún efecto de regulación por parte del embalse de la represa, el mismo no se aprecia en la serie de máximos.

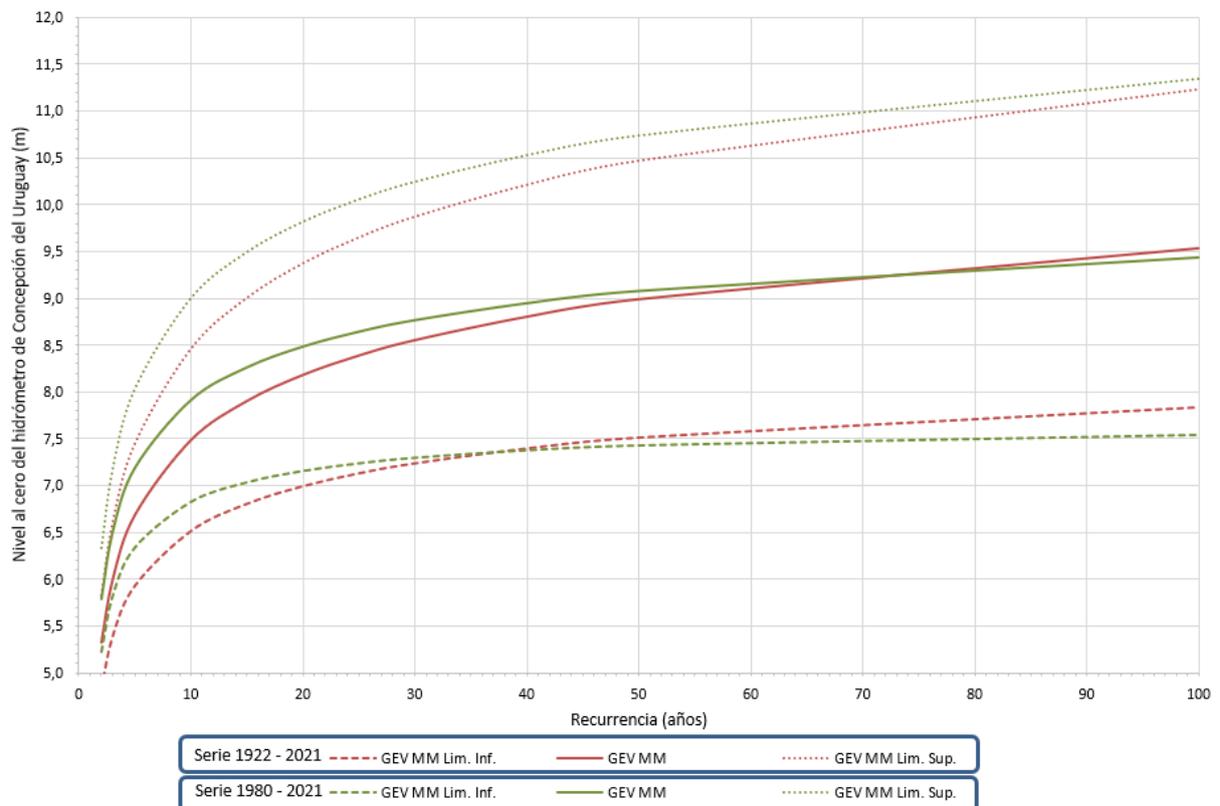


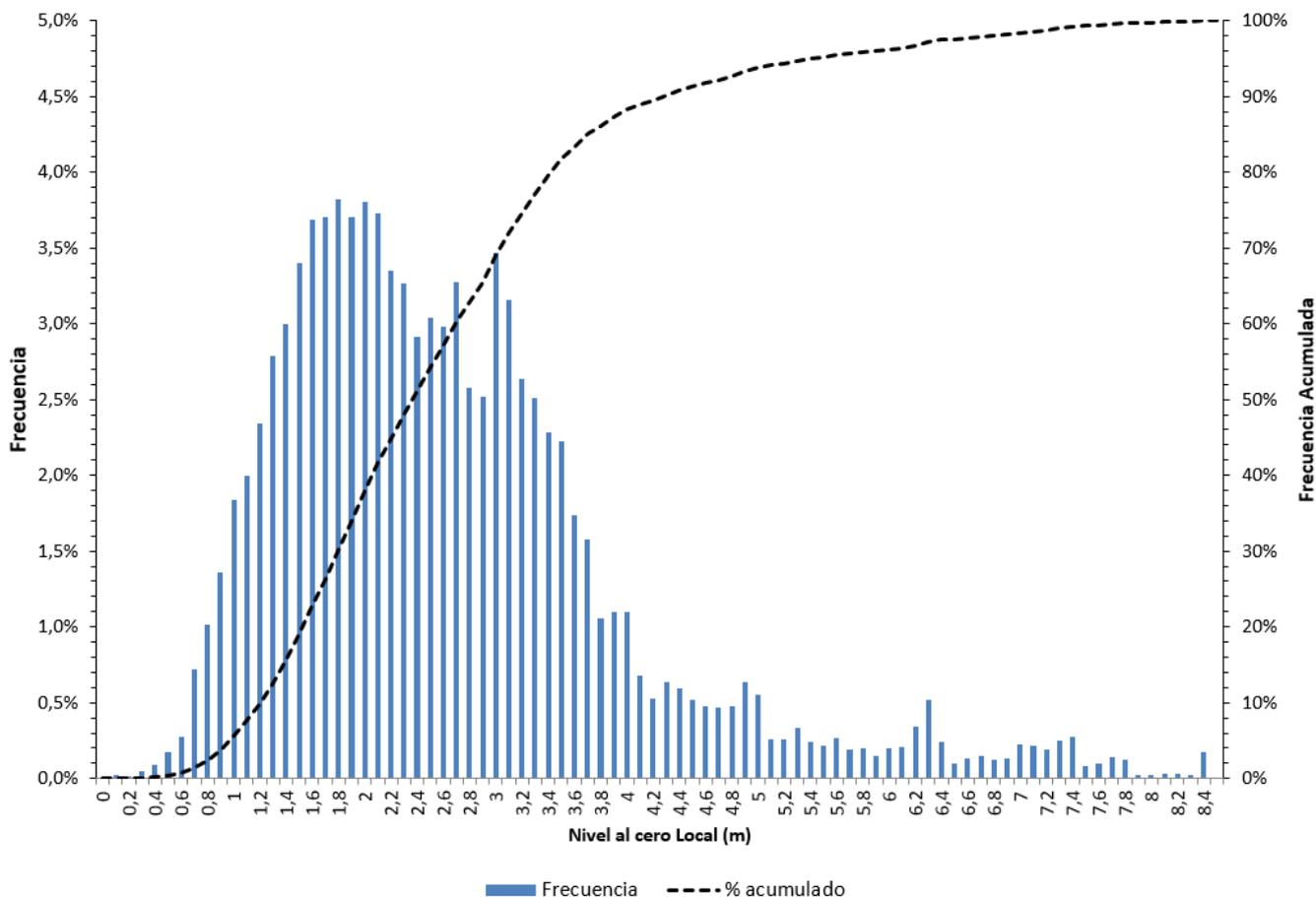
Figura 32 Ajustes de los niveles máximos anuales registrados en Concepción del Uruguay entre 1922 y 2021 y entre 1980 y 2021 (con Salto grande en operación). Recurrencias en años.

**Tabla 24 Alturas Máximas anuales para diferentes recurrencias, referidas al cero del hidrómetro de Concepción del Uruguay.**

Recurrencia (años)	Serie anual 1922-2021			Serie anual 1980-2021 Post. Salto Grande			Diferencia (1980-2021) - (1922-2021)
	GEV Método de los Momentos			GEV Método de los Momentos			
	Lim. Inf.	<b>Ajuste</b>	Lim. Sup.	Lim. Inf.	<b>Ajuste</b>	Lim. Sup.	
2	4,84	<b>5,33</b>	5,82	5,23	<b>5,78</b>	6,34	0,45
3	5,39	<b>6,00</b>	6,60	5,83	<b>6,50</b>	7,18	0,50
5	5,93	<b>6,69</b>	7,45	6,34	<b>7,19</b>	8,04	0,50
10	6,52	<b>7,49</b>	8,46	6,83	<b>7,91</b>	9,00	0,42
15	6,81	<b>7,91</b>	9,01	7,03	<b>8,26</b>	9,49	0,36
20	6,99	<b>8,18</b>	9,37	7,16	<b>8,49</b>	9,82	0,30
25	7,13	<b>8,39</b>	9,65	7,24	<b>8,65</b>	10,05	0,25
30	7,24	<b>8,56</b>	9,87	7,30	<b>8,77</b>	10,24	0,21
40	7,40	<b>8,81</b>	10,21	7,37	<b>8,95</b>	10,53	0,14
50	7,51	<b>8,99</b>	10,47	7,43	<b>9,08</b>	10,74	0,09
100	7,84	<b>9,54</b>	11,24	7,54	<b>9,44</b>	11,34	-0,10

Si bien actualmente no es predecible la continuidad, o no, del período húmedo posterior a 1980, y aún cuando en la actualidad todo el sistema hídrico se halla en condiciones de estiaje prolongado, se considera que una situación conservativa se obtendría adoptando para cada recurrencia los niveles correspondientes al período más reciente (post Salto Grande).

En la Figura 33 se presenta la curva de frecuencia de niveles en el Puerto de la ciudad de Concepción del Uruguay.



**Figura 33 Curva de frecuencia de niveles en Concepción del Uruguay (período 01/1983-06/2021).**

La frecuencia empírica correspondiente a diferentes niveles hidrométricos se presenta en la Tabla 25.

**Tabla 25 Frecuencia acumulada de niveles en Concepción del Uruguay (período 01/1983-06/2021).**

Intervalo (m)	Frecuencia	% acumulado
0,00	0,01%	0,01%
> 0 - 0,25	0,04%	0,05%
0,25 - 0,5	0,31%	0,35%
0,5 - 0,75	1,33%	1,68%
0,75 - 1	3,88%	5,57%
1 - 1,25	5,54%	11,11%
1,25 - 1,5	7,98%	19,09%
1,5 - 1,75	9,10%	28,19%
1,75 - 2	9,62%	37,80%
2 - 2,25	8,56%	46,37%
2,25 - 2,5	7,73%	54,09%
2,5 - 2,75	7,56%	61,65%
2,75 - 3	7,25%	68,91%
3 - 3,25	6,80%	75,71%

3,25 - 3,5	6,01%	81,71%
3,5 - 3,75	3,88%	85,59%
3,75 - 4	2,69%	88,28%
4 - 4,25	1,52%	89,80%
4,25 - 4,5	1,43%	91,24%
4,5 - 4,75	1,21%	92,45%
4,75 - 5	1,40%	93,85%
5 - 5,25	0,63%	94,47%
5,25 - 5,5	0,68%	95,15%
5,5 - 5,75	0,54%	95,68%
5,75 - 6	0,47%	96,15%
6 - 6,25	0,82%	96,97%
6,25 - 6,5	0,59%	97,56%
6,5 - 6,75	0,34%	97,89%
6,75 - 7	0,43%	98,32%
7 - 7,25	0,52%	98,84%
7,25 - 7,5	0,49%	99,33%
7,5 - 7,75	0,29%	99,62%
7,75 - 8	0,12%	99,74%
8 - 8,25	0,07%	99,81%
8,25 - 8,5	0,19%	100,00%

El caudal de diseño es el valor medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años (para el río, aguas abajo del embalse), siendo su valor 587 m<sup>3</sup>/s (período del año 1980 al 2018). Dato aportado por la Comisión Técnica Mixta de Salto Grande y empleado en el proyecto del emisario de Concordia.

#### 4.1.3 Caudal de diseño y verificación

El caudal de diseño del conducto será el caudal pico horario del año final del período de diseño de 20 años considerado ( $Q_{E20}$ ), es decir del año 2045. Este ya ha sido indicado en el inciso 3.2.3.

A modo de verificación de velocidades mínimas en el emisario, se utilizó el caudal máximo horario del día de menor consumo en el año 0 del período de diseño, es decir el año 2025.

A continuación se presenta el valor de dichos caudales:

$$Q_{L0} = \alpha_2 \cdot \beta_1 \cdot Q_{C0} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_{C0} = 0,222 \frac{m^3}{s} = 800,74 \frac{m^3}{h} = 19218 \frac{m^3}{día}$$

$$Q_{E20} = 0,576 \frac{m^3}{s} = 2074,60 \frac{m^3}{h} = 49790 \frac{m^3}{día}$$

## 4.2 MODELIZACIÓN HIDRODINÁMICA UNIDIMENSIONAL

Dado que el caudal del río Uruguay en condiciones de estiaje es muy reducido (inferior a 600 m<sup>3</sup>/s), la ocurrencia de sudestadas intensas puede revertir la corriente fluvial con facilidad. Teniendo en cuenta que la modelización bidimensional de dispersión no puede extenderse demasiado hacia aguas arriba sin que los tiempos de proceso se vuelvan excesivamente prolongados, para establecer las condiciones de borde de nivel (aguas abajo) y de caudal (aguas arriba) en el modelo bidimensional, se

utilizó una modelización matemática antecedente que abarca el río Uruguay desde Nueva Palmira a Concordia y el río Gualeguaychú hasta una distancia de 80 km aguas arriba de la confluencia con el arroyo Gualeyán.

Este modelo permite analizar la penetración de la onda de marea proveniente del Río de la Plata y evaluar las fluctuaciones que podría tener en caudal fluvial en condiciones de sudestada. La utilidad de esta evaluación es disponer de información que eventualmente permita realizar un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo bidimensional, considerando la fluctuación del caudal en las condiciones de borde de aguas arriba. No obstante ello, como se verá a continuación, el efecto de sudestada no sólo responde a la fluctuación del nivel de agua en Nueva Palmira, sino que por la orientación del río Uruguay, es muy afectada por la tensión de corte producida por el viento proveniente del cuadrante sudeste.

#### **4.2.1 Implementación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional**

El modelo HEC-RAS es actualmente un Software estándar de uso habitual en Ingeniería Hidráulica, lo cual exige de realizar una descripción de este.

La base del modelo empleado proviene de estudios antecedentes, y durante el estudio previo del Emisario de la PTAR de Gualeguaychú se lo ha perfeccionado incluyendo la información de las secciones relevadas por la consultora BISA en el río Gualeguaychú.

Se describe a continuación la implementación para los tramos fluviales analizados, la calibración de este, y los resultados obtenidos durante una sudestada típica en el punto de inicio del modelo 2D.

En el estudio se aplicó el modelo en el río Uruguay desde aguas abajo de la represa de Salto Grande hasta Nueva Palmira, abarcando un total de 340 km, y a toda la extensión de río Gualeguaychú desde la parte superior de la cuenca con los datos de la estación de aforos de la Ruta Provincial N° 39 hasta su desembocadura, en un total de 95 km. El mismo se encuentra representado mediante 91 secciones transversales sobre el río Gualeguaychú, y 102 sobre el río Uruguay.

Para representar correctamente la capacidad de transporte del río aguas abajo de Fray Bentos, se realizaron 2 conexiones entre el río principal Uruguay y los afluentes Gualeguaychú y Negro, representados con secciones transversales cada 10 km.

Para representar los cauces y las planicies de inundación, se utilizó la información topobatimétrica disponible. Se ilustra el esquema en la Figura 34.

En el apartado de calibración, se presenta el ajuste del modelo con los datos medidos para un período de verano que va desde 28/12/2017 al 1/3/2018 coincidente con valores bajos de nivel de agua en el río Uruguay, y caudales descargados por la represa de Salto Grande fluctuantes entre 1.200 y 4.100 m<sup>3</sup>/s con un promedio de 2.300 m<sup>3</sup>/s, aproximadamente.

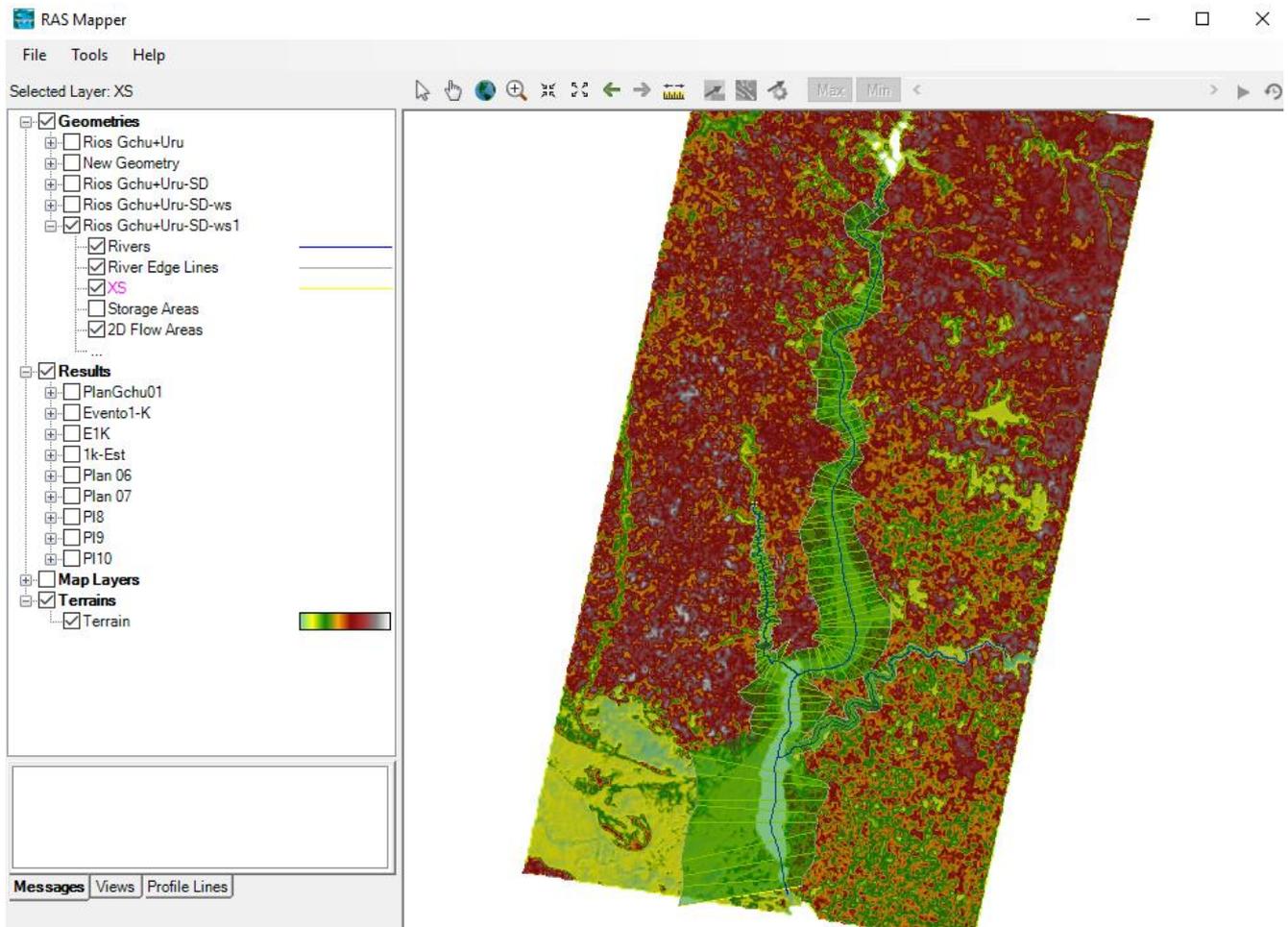


Figura 34 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS.

#### 4.2.2 Calibración del modelo Hidrodinámico Unidimensional

Para la calibración hidrodinámica, se forzó al modelo a partir de una serie de caudales cada 6 hs determinados mediante una ley Altura - Caudal en la ciudad de Concordia (descarga de la represa Salto Grande) sobre el río Uruguay, y otra a la altura de la Ruta Provincial 39 sobre el río Gualeguaychú (ajustados por un coeficiente areal en el estudio del Emisario de Gualeguaychú).

Para la condición de borde aguas abajo, se utilizaron niveles cada 6 hs medidos en la localidad de Nueva Palmira. Si bien esa discretización temporal convendría que sea más detallada, por ejemplo con datos horarios, para representar más adecuadamente las ondas de marea, lamentablemente los datos disponibles por parte de la Prefectura Naval Argentina tienen un intervalo de registro de 6 horas.

Para el caso del río Negro se adoptó un caudal constante de evacuación, no resultando significativo una variación de entre 100 y 600 m<sup>3</sup>/s sobre los puntos de interés analizados.

Una vez definidas las condiciones de borde, para su calibración se compararon los niveles medidos y calculados en las estaciones de Boca Gualeguaychú y Concepción del Uruguay, variando el coeficiente de rugosidad de Manning.

Para ello se contó con la información provista por el Grupo GECRU sobre calibraciones previas del modelo del río Uruguay, el cual desarrolló la modelización del río en forma progresiva utilizando inicialmente el Modelo MIKE 11<sup>1</sup> y migrando luego al HEC-RAS<sup>2</sup>.

Como se puede apreciar en la Figura 35, el modelo hidrodinámico del río Uruguay representa adecuadamente la marcha general de los niveles en la zona baja del río, pero la simulación precisa de las condiciones extremas de corta duración requieren la incorporación del efecto del viento, el cual se ha considerado en algunos períodos en los estudios antecedentes, pero que es un dato que no se dispone con una cobertura espacial y temporal adecuada para alimentar el modelo en forma sistemática<sup>3</sup>.

El valor del coeficiente de rugosidad calibrado, adoptado para todo el cauce del río Uruguay es variable entre 0,022 y 0,035 y entre 0,05 y 0,15 en la planicie, mientras que para el Gualaguaychú fue de entre 0,023 y 0,035 en el cauce y de 0,08 en la planicie, y para el río Negro de 0,030 en el cauce y de 0,05 en planicie.

En la Figura 36 se presentan los niveles medidos y calculados de la estación Concepción del Uruguay (datos cada 6 hs).

Se puede apreciar que el modelo representa adecuadamente los niveles bajos y las principales fluctuaciones del nivel del río, pero no alcanza a representar adecuadamente los picos de nivel, debido a la falta de información de vientos para forzar las sobreelevaciones del nivel de agua que se producen especialmente cuando sopla del cuadrante Sudeste.

---

<sup>1</sup> “Prioridades de tratamiento de aguas residuales cloacales vertidas en el tramo Concordia - Concepción del Uruguay”. Alejandro Zabalett, Julio Cardini, Cecilia Cardini y Néstor Oliver, Grupo de Estudio de la Contaminación del Río Uruguay (GECRU), XXIIº Congreso Nacional del Agua 2009

<sup>2</sup> “Modelaciones 1D y 2D de impactos locales y transfronterizos en la calidad de agua del río Uruguay”. Julio Cardini, Alejandro Zabalett, Gimena Reguero, Daniel Mársico y Néstor Oliver. XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Buenos Aires, Argentina. Septiembre de 2018.

<sup>3</sup> “Comparación de los modelos HEC-RAS y MIKE 11 para evaluar la evolución de la calidad bacteriológica del agua en el río Uruguay inferior”. Zabalett, Alejandro; Cardini, Julio C. y Reguero, Gimena P. IV CONGRESO BIANUAL PRODECA (Proyecto Integrador para la Determinación de la Calidad del Agua). 6, 7 y 8 de septiembre de 2017. Bahía Blanca. Argentina

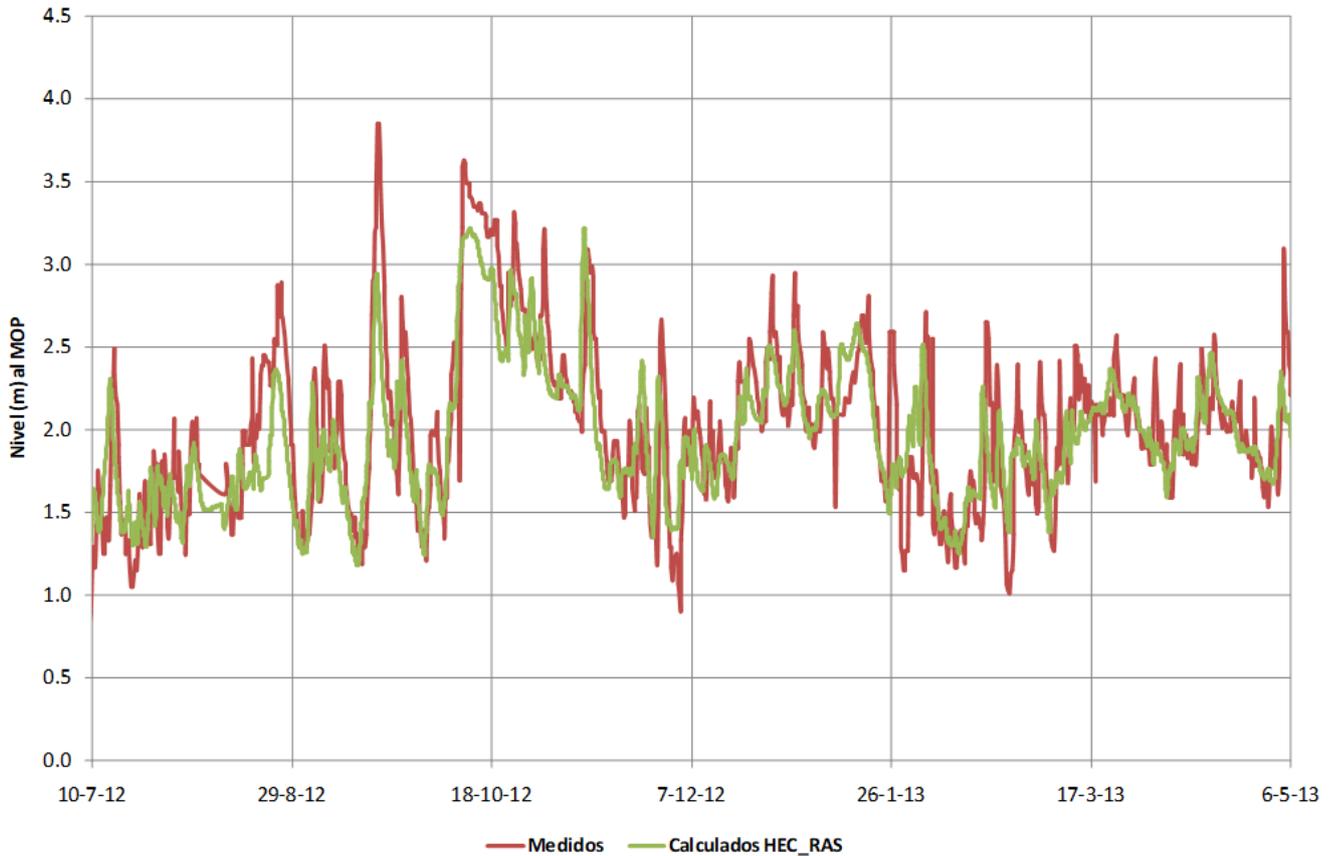


Figura 35 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú.

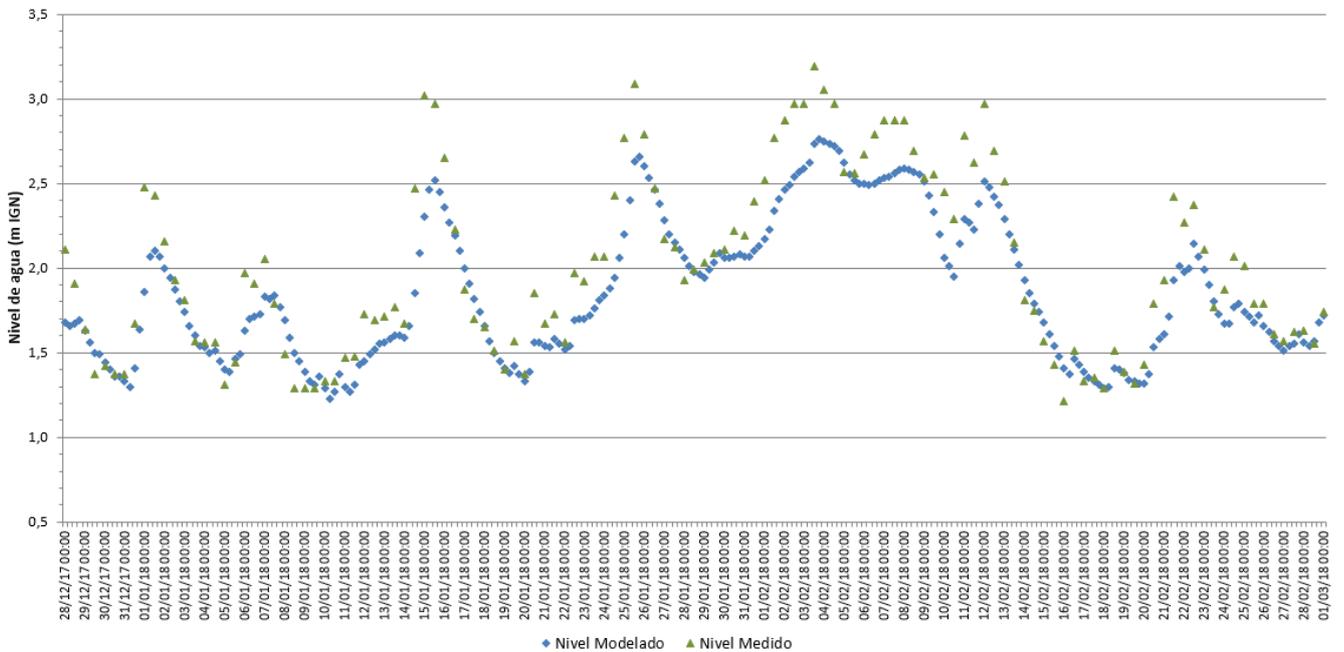
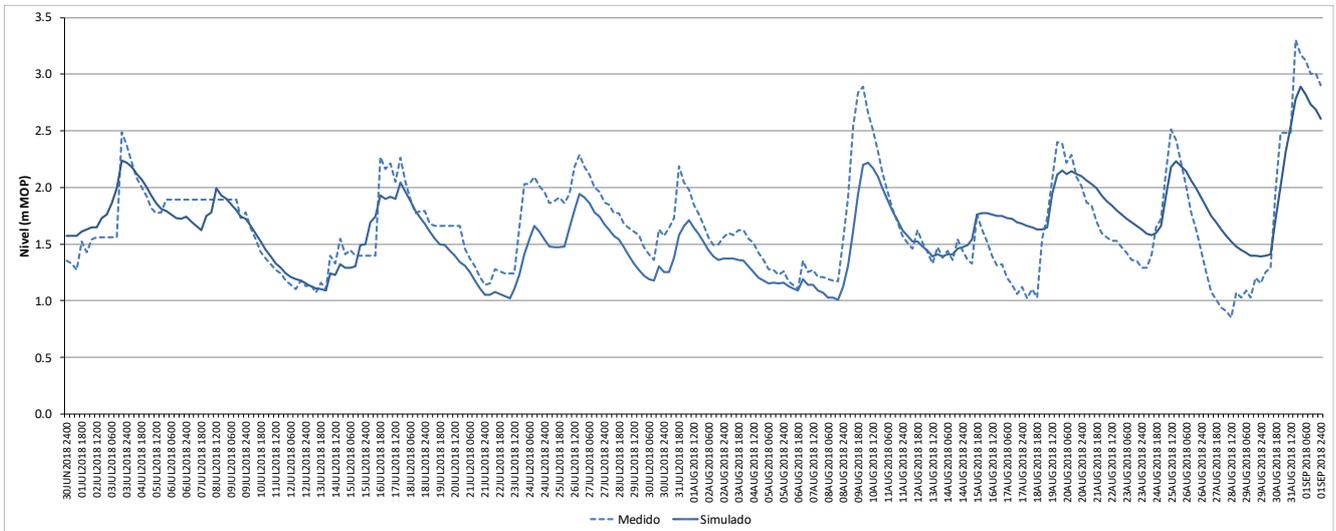


Figura 36 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017- 1/3/2018).

Para el período considerado, se han obtenido en Concepción del Uruguay relaciones de valores de niveles medidos - simulados con un promedio de 0,16 m de diferencia, y una desviación estándar de 0,24 m.

Se realizó una corrida del modelo para un período de tiempo que incluya el evento ocurrido entre el 25/08/2018 y el 1/9/2018, el cual será empleado para el análisis bidimensional de dispersión, debido a que incluye una fuerte elevación del nivel por sudestada a partir del día 30/08/2018 al mediodía, obteniéndose la siguiente simulación de los niveles de río en la zona.

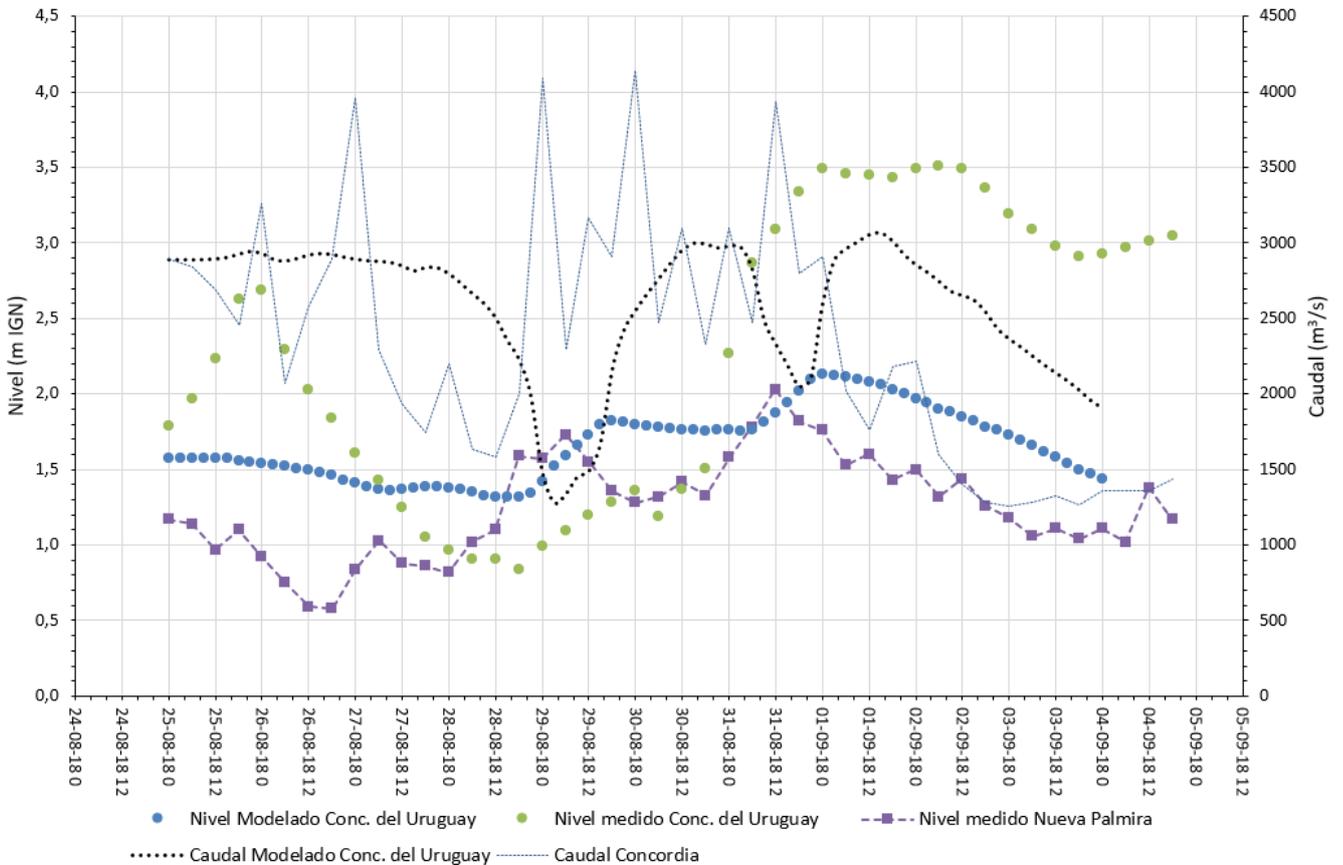
Los resultados en Boca Gualeguaychú incluyendo un período previo de un mes se presentan en la Figura 37. Se puede apreciar que la bajante previa al período final cuando ocurre la sudestada está subestimada por el modelo, lo cual podría ocurrir por efectos de vientos no considerados.



**Figura 37 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18).**

En la Figura 38 se presentan los resultados en Concepción del Uruguay de una corrida que se inicia unos 5 días antes de la ocurrencia de la sudestada y se prolonga 4 días después. Se ilustran los datos disponibles de caudales en Concordia obtenidos a través de la transformación de los niveles en caudales, mostrándose la típica fluctuación que ocurre durante el día en períodos con caudales bajos y moderados, lo cual ocurre debido a las fluctuaciones en la necesidad de generación de energía.

También se presenta la condición de borde de nivel aguas abajo en Nueva Palmira, la cual es propagada por el modelo hacia aguas arriba. Resulta evidente que el nivel modelado en Concepción del Uruguay no alcanza a reproducir la fuerte fluctuación del nivel medido, lo cual claramente se debe a que el modelo no considera el efecto del viento durante la sudestada, al cual es muy sensible el nivel de agua cuando se dan condiciones de aguas medias y bajas.

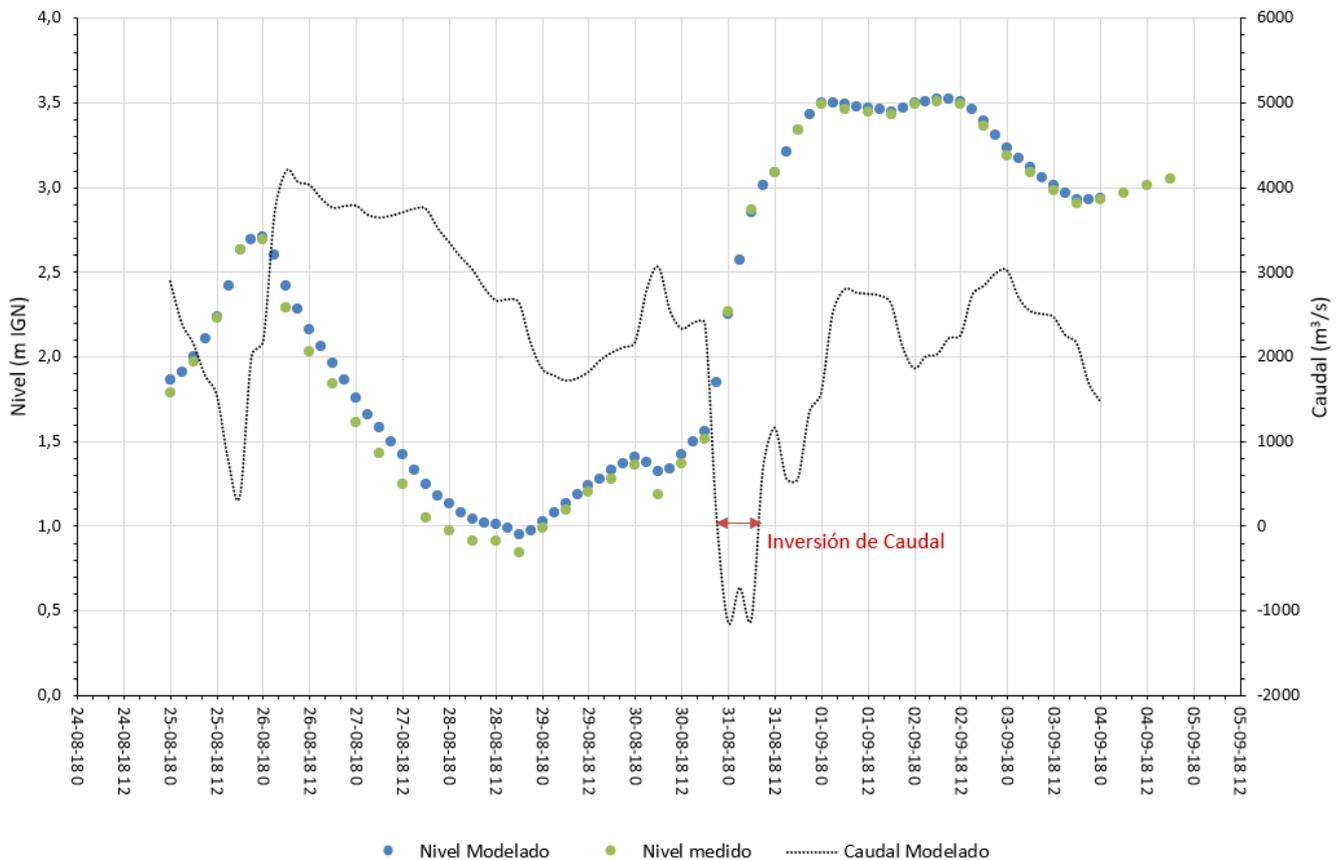


**Figura 38 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18).**

Teniendo en cuenta que lo que interesa es reproducir adecuadamente la fluctuación de nivel, puesto que de ella se deriva la inversión del caudal del río, y ante la imposibilidad de conocer con suficiente precisión el campo de vientos en el área durante el evento modelado, se elaboró un submodelo cuyo borde inferior se encuentra a unos 20 km de distancia aguas abajo de Concepción del Uruguay, y su borde superior llega hasta Concordia.

Se impuso como condición de borde de aguas abajo el nivel medido en Concepción del Uruguay, con lo cual el modelo propaga esa onda resultando niveles en la localidad muy similares a los medidos, y dada la lejanía del borde de aguas arriba, permite obtener la variación temporal del caudal del río asociada a la sudestada.

Se puede apreciar que se reproduce la pendiente de crecimiento del nivel durante la sudestada, y que ocurre una inversión del caudal de unas 6 horas de duración con valores del orden de 1.000 m³/s.



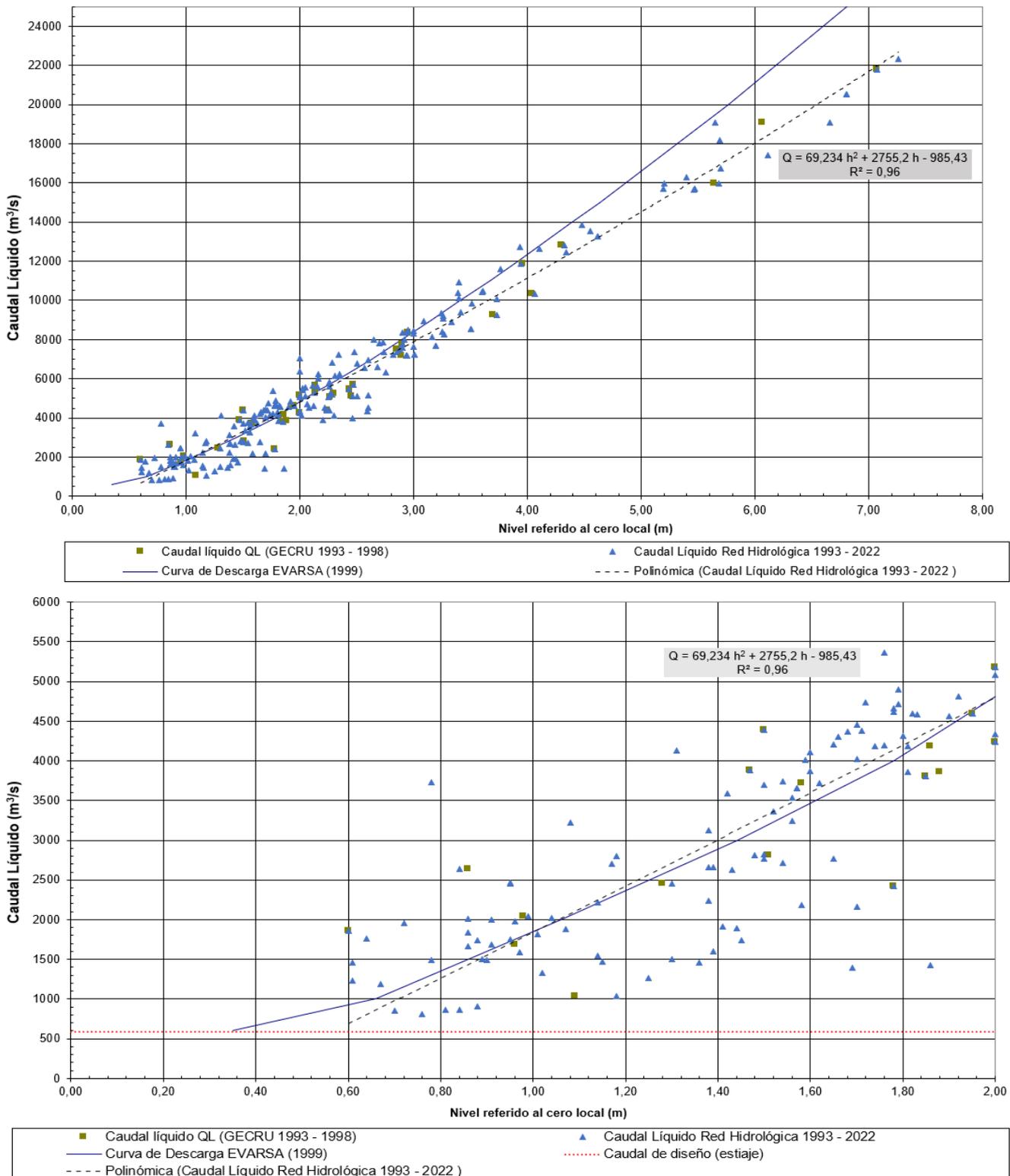
**Figura 39 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde aguas abajo de la modelación con el submodelo (24/08/18-4/09/18).**

### 4.2.3 Explotación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional

La explotación del Modelo Hidrodinámico unidimensional para generar condiciones de borde apropiadas para el modelo bidimensional se realizó considerando el caudal de “diseño” establecido en 587 m<sup>3</sup>/s en Concordia.

No está bien definido cual sería el nivel del río correspondiente en Concepción del Uruguay para este caudal, dado que los datos disponibles de aforos líquidos provistos por la Red Hidrológica Nacional presentan importantes fluctuaciones en la relación nivel - caudal en este punto, nuevamente debido a la diferente influencia del viento en cada medición.

Se cuenta con información generada por el Grupo GECRU al año 1999 que incluye una “Ley Altura – Caudal” en Concepción del Uruguay atribuida a la empresa EVARSA (a cargo de los aforos), y con la serie completa de aforos entre 1993 y abril 2022 descargada del sitio Web de la Red Hidrológica Nacional. En la Figura 40 se presenta la relación Altura – Caudal en dos escalas diferentes de caudal, pudiéndose apreciar que la “Ley” de EVARSA se aparta de los valores medidos para altos caudales, y se encuentra dentro de la “nube” de valores para caudales bajos. Se incluye una curva de ajuste cuadrático a la serie de caudales actualizada, la cual converge con la de EVARSA para niveles del río inferiores a 2 metros. Para caudales inferiores a 1.000 m<sup>3</sup>/s, la curva de EVARSA quiebra su tendencia, indicando para 600 m<sup>3</sup>/s un nivel igual a 0,35 m al cero local de Concepción del Uruguay.



**Figura 40 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay.**

Para el caudal de estiaje de 587 m<sup>3</sup>/s se ha considerado un nivel igual a aproximadamente 0,34 m al cero local. Considerando que el cero local posee cota -0,37 m IGN, el nivel correspondiente resulta ser igual a 0,71 m IGN.

A los efectos de la simulación de estiaje con sudestada, se consideró una combinación muy conservativa correspondiente a la superposición entre un período de casi 4 días con caudal igual a 587 m<sup>3</sup>/s en Concordia (sin otros aportes en ruta hasta Concepción del Uruguay), que finaliza en el momento en que se registró un nivel mínimo igual a 0,84 m IGN en la escala (28/8/2018 18 hs), con un nivel fijo igual a 0,70 m IGN en el borde de aguas abajo del submodelo implementado, con lo cual el nivel en Concepción del Uruguay resulta igual a 0,71 m. Luego se continúa con igual caudal de estiaje en Concordia pero el nivel aguas abajo “copia” la serie de niveles registrados durante el evento de sudestada, reducidos en 20 cm para tener en cuenta el menor caudal de estiaje con respecto al promedio del evento en cuestión. La inversión de caudales es generada por la pendiente ascendente del nivel de agua, que se mantuvo inalterada con respecto a lo registrado.

La Figura 41 ilustra los resultados obtenidos en Concepción del Uruguay, comparados con el nivel medido en el evento real. Se puede apreciar que la inversión del caudal es mucho más intensa, superando los 4.000 m<sup>3</sup>/s hacia “aguas arriba”, y que se prolonga durante un período más extenso, del orden de unas 40 horas, desde el 30-08-18 12 hs al 01-09-18 (resultados cada 3 horas).

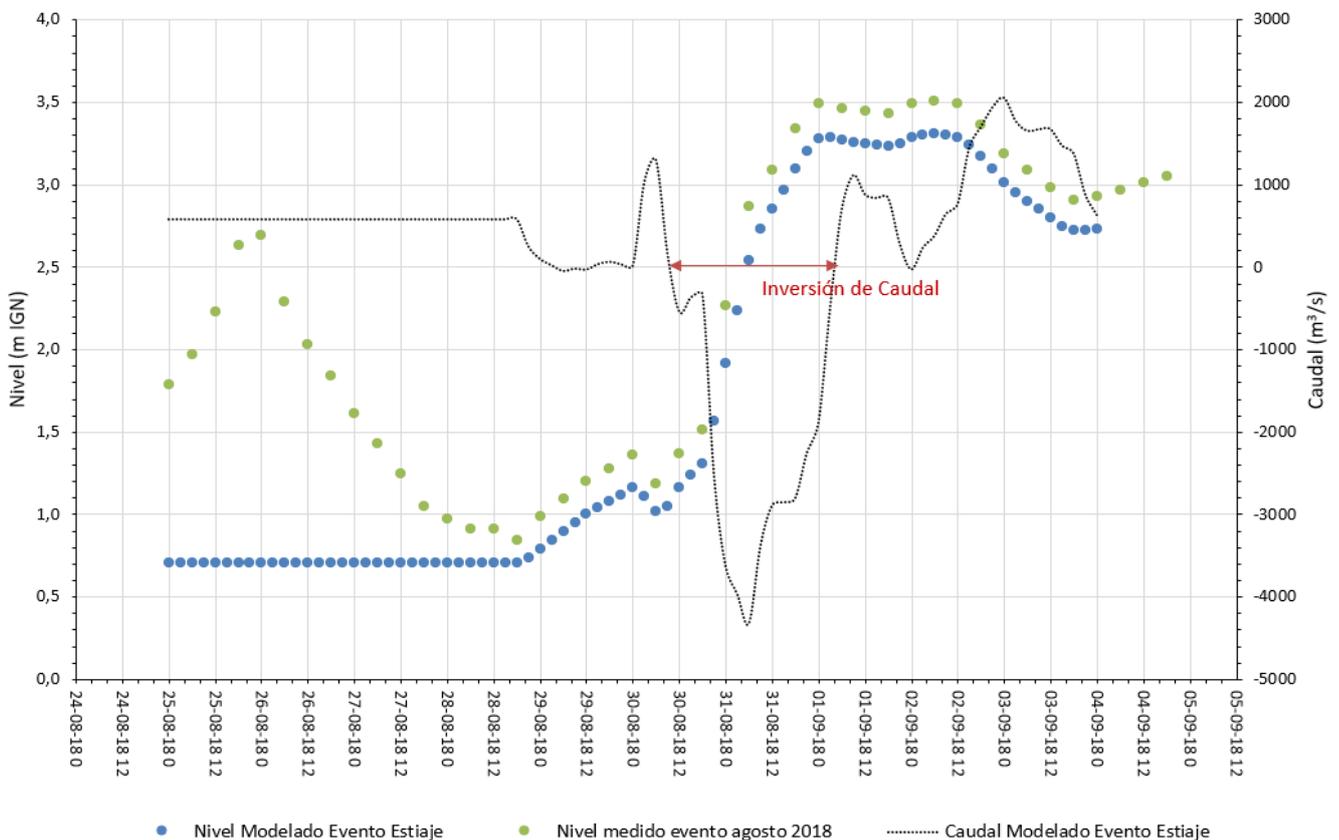


Figura 41 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay con el submodelo para un escenario de diseño en estiaje.

### 4.3 MODELIZACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA PLUMA DE DESCARGA DE EFLUENTES

#### 4.3.1 Descripción del Modelo Matemático

Para determinar las condiciones del flujo se utilizó el modelo bidimensional hidrodinámico RMA2 (U.S. Army Corps of Engineers-USACE), el cual permite simular flujos a superficie libre, con movimiento

esencialmente horizontal, calcular las velocidades medias de la corriente y los niveles de agua mediante el método de elementos finitos.

Para simular el transporte de contaminantes en el campo de velocidades y niveles calculado por el modelo RMA2 se aplicó el modelo RMA4 del USACE que resuelve la ecuación de Advección-Dispersión bidimensional, cuya solución depende de los coeficientes de dispersión longitudinal y transversal y del coeficiente de decaimiento de bacterias por mortalidad.

RMA2 utiliza el método de elementos finitos para resolver un sistema de ecuaciones que describen las condiciones hidrodinámicas de un área determinada definida a través de una malla de elementos finitos, obteniéndose como resultado las velocidades medias del flujo y los niveles de agua.

Las soluciones están basadas en el desarrollo de las ecuaciones de Navier – Stokes para movimiento turbulento en régimen permanente o impermanente teniendo en cuenta los números de Reynolds. La fricción se calcula utilizando la ecuación de Manning, y los coeficientes de viscosidad turbulenta se utilizan para definir las características en cuanto a la turbulencia del escurrimiento.

El modelo general RMA2 integra en profundidad las ecuaciones de flujo de masa y conservación del momento en dos direcciones horizontales. Dichas ecuaciones se presentan a continuación:

$$\begin{aligned}
 & h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\
 & + gh \left( \frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{gun^2}{(1.486h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\
 & - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2h\omega v \sin \phi = 0
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 & h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \\
 & + gh \left( \frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{gvn^2}{(1.486h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\
 & - \zeta V_a^2 \sin \psi + 2h\omega v \sin \phi = 0
 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \tag{3}$$

Donde:

- h = Profundidad (m).
  - u,v = Velocidades en las direcciones cartesianas (m/s).
  - x,y,t = Coordenadas cartesianas y tiempo (m y s).
  - ρ = Densidad del fluido (kg/m<sup>3</sup>).
  - E = Coeficiente de viscosidad de remolino (Pascal-s).
- para xx = dirección normal en la superficie del eje x.

para  $yy$  = dirección normal en la superficie del eje  $y$ .

para  $xy$  e  $yx$  = dirección de corte en cada superficie.

- $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s).
- $a$  = Cota del fondo del lecho (m).
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning.
- 1,486 = Coeficiente de conversión de unidades.
- $\xi$  = Coeficiente empírico de la tensión del viento.
- $V_a$  = Velocidad del viento (m/s).
- $\psi$  = Dirección del viento ( $^\circ$ ).
- $\omega$  = Velocidad de rotación angular de la tierra (1/s).
- $\phi$  = Latitud local ( $^\circ$ ).

Las ecuaciones [1] [2] y [3] se resuelven por medio de una aproximación por elementos finitos utilizando el método de la compensación de residuos de Galerkin. Los elementos pueden ser líneas unidimensionales o cuadriláteros o triángulos bidimensionales y pueden tener lados curvos. Las funciones de forma son cuadráticas para las velocidades y lineales para las profundidades. La integración en el espacio se realiza por medio de integración Gaussiana. Las derivadas en el tiempo son reemplazadas por una aproximación por diferencias finitas no lineal.

La solución es completamente implícita y el conjunto de ecuaciones simultáneas se resuelve por medio de las iteraciones no lineales de Newton – Raphson hasta completar el máximo número de iteraciones, o bien hasta satisfacer el criterio de convergencia de profundidad.

El criterio utilizado por el RMA2 para testear la convergencia es el máximo cambio en el cálculo de las profundidades de todos los nodos en la malla entre una iteración y la siguiente. Cuando el valor del cambio de profundidad es menor al criterio establecido el cálculo es finalizado y el RMA2 avanza al siguiente paso de tiempo.

Los resultados del RMA2 en cuanto al campo de velocidades y niveles de agua a lo largo del tiempo, son empleados por el modelo RMA4, el cual resuelve la ecuación de dispersión de las sustancias descargadas en el río.

#### **4.3.2 Modelación matemática antecedente**

En las modelizaciones previas realizadas por el GECRU se aplicaron los softwares RMA2 del U.S. Army Corps of Engineers para la parte hidrodinámica y el RMA4 para la dispersión de contaminantes y se hizo una verificación con el modelo MIKE 21, dado que para el tamaño de celdas que debió emplearse en el modelo RMA2 no era posible especificar coeficientes de dispersión transversal suficientemente bajos como para representar adecuadamente la separación de flujos contaminantes en ambas márgenes.

La zona modelada se presenta en la Figura 42, mostrándose las cotas del lecho.

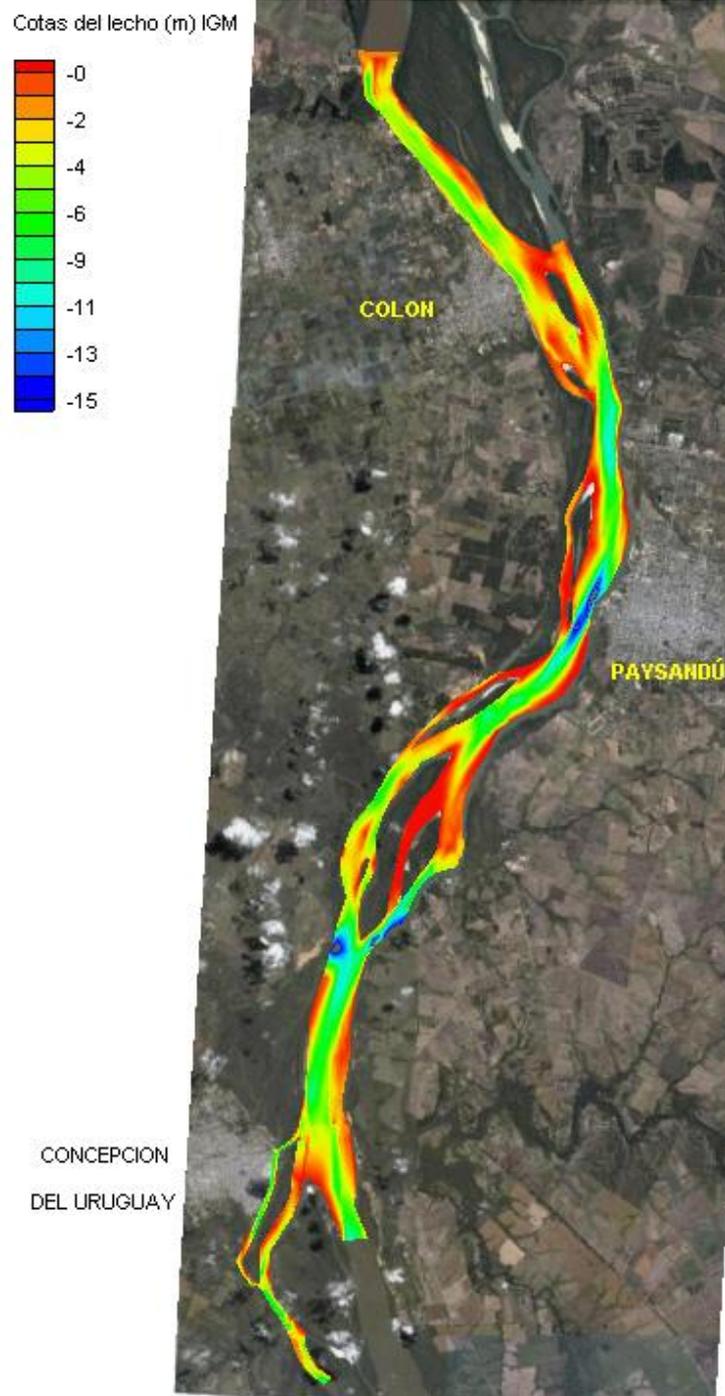


Figura 42 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho.

La asignación de coeficientes de rugosidad de Manning fue realizada siguiendo el criterio anteriormente aplicado y calibrado con mediciones de velocidad de la corriente efectuadas mediante corridas de flotadores (derivadores lagrangianos).

#### 4.3.3 Modelación matemática hidrodinámica desarrollada

Se implementó un modelo hidrodinámico RMA2, de 77860 elementos cuadráticos (461 triangulares y 77399 rectangulares) con mayor discretización en la zona de interés (Brazo De La China, riacho Itapé

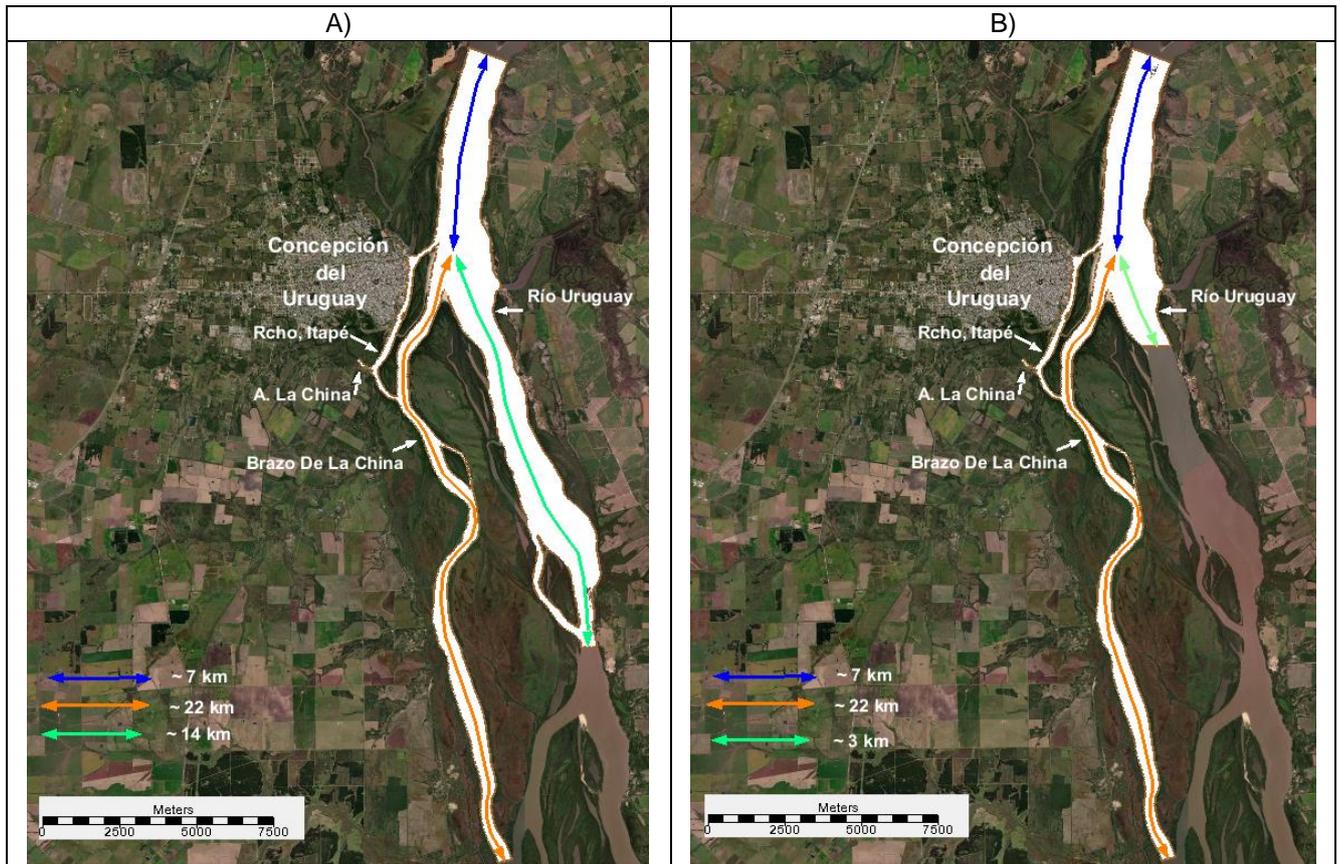
y arroyo De La China). En dicha zona la dimensión de los elementos es aproximadamente 10 m x 15 m (Figura 43).



**Figura 43 Detalle de la Malla de elementos finitos del modelo RMA2.**

El modelo abarca aproximadamente 29 km, extendiéndose 7 km hacia aguas arriba de Concepción del Uruguay, y hacia aguas abajo, aproximadamente 22 km en el Brazo de La China y su continuación como brazo secundario del río Uruguay, y 14 km en el brazo principal del río Uruguay (Figura 44.A).

Este primer modelo implementado, requiere de un tiempo computacional que resultó ser poco práctico para modelar las diferentes alternativas en los plazos disponibles, por lo que solamente se lo empleó en las simulaciones con caudal estacionario. Considerando que el brazo principal izquierdo no es afectado por la pluma de descarga del emisario en ninguna de las alternativas analizadas, se implementó un segundo modelo, en el que simplemente se redujo la extensión del brazo izquierdo (de 14 km a 3 km). Este segundo modelo tiene 63833 elementos cuadráticos (418 triangulares y 63415 rectangulares), el esquema de su extensión se presenta en la (Figura 44.B).



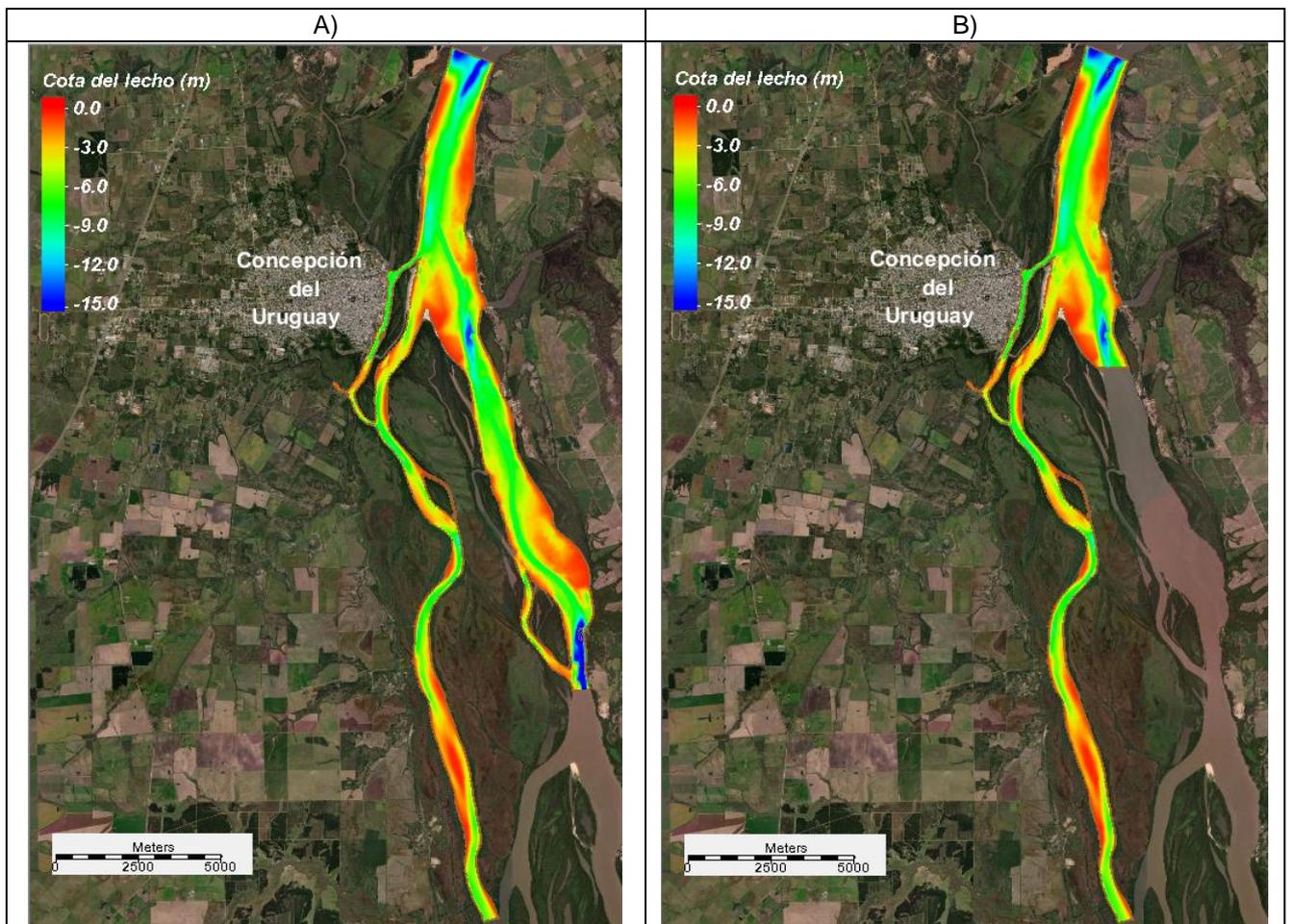
**Figura 44 Extensión del área modelada.**

**A) Río Uruguay (brazo izquierdo) de 14 km de extensión. Modelo Hidrodinámico 1.**

**B) Río Uruguay (brazo izquierdo) de 3 km de extensión. Modelo Hidrodinámico 2.**

Para generar la batimetría se utilizaron datos antecedentes (modelo GECRU, información aportada por la Dirección de Hidráulica de Entre Ríos y por el Municipio de Concepción del Uruguay). El resultado obtenido se presenta en la Figura 45 (A. batimetría del Modelo Hidrodinámico 1, B. batimetría del Modelo Hidrodinámico 2). Para transformar los datos referidos al cero de la escala de Concepción del Uruguay en cotas IGN se sumó el valor -0,37 o restó según correspondiera (valor adoptado en un informe desarrollado por el INA<sup>4</sup>).

<sup>4</sup> Instituto Nacional del Agua, 2020. Modelación hidrodinámica del río Uruguay. DELTA PARANA: Estudio hidrodinámico integrador del Delta del río Paraná con fines múltiples. Proyecto INA 373. Informe LHA 07-373-20



**Figura 45 Morfología del lecho fluvial modelado. Cotas referidas al cero IGN. Vista General.**

**A) Modelo Hidrodinámico 1. B) Modelo Hidrodinámico 2.**

La asignación de coeficientes de rugosidad de Manning y de intercambio turbulento (viscosidad de remolino), se realizó siguiendo el criterio de la modelación antecedente del GECRU. De esta manera a las zonas con profundidad superior a 5 m se les asignó  $n=0,0245$  y  $n=0,032$  para el resto del área modelada.

El escenario hidrodinámico modelado es de estiaje y las condiciones de borde (caudal aguas arriba y nivel aguas abajo) surgen de la modelación unidimensional del Río Uruguay presentada previamente en el ítem 4.2. En la simulación estacionaria el caudal ingresante desde aguas arriba es  $587 \text{ m}^3/\text{s}$ , y el nivel aguas abajo  $0,71 \text{ m}$  IGN. Mientras que, para la dinámica, de 60 horas de duración y paso de tiempo  $0,1$  horas, se simuló un evento que inicia con  $587 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0,71 \text{ m}$  IGN y luego evoluciona con una significativa elevación del nivel del río debido a una sudestada, especificando un nivel variable en el extremo Sur del modelo bidimensional y un caudal variable en el extremo Norte, siguiendo el patrón que se modeló en la explotación del modelo unidimensional.

El campo de velocidades obtenido para las condiciones típicas de flujo de estiaje y con sudestada se ilustran en la Figura 46 a la Figura 48. La velocidad calculada por el modelo en el área de mayor discretización por donde se desplaza la pluma de descarga de la PTAR alcanza unos  $0,05 \text{ m/s}$  para

condiciones de estiaje estacionarias, y hasta 0,2 m/s para condiciones de sudestada con el caudal invertido.

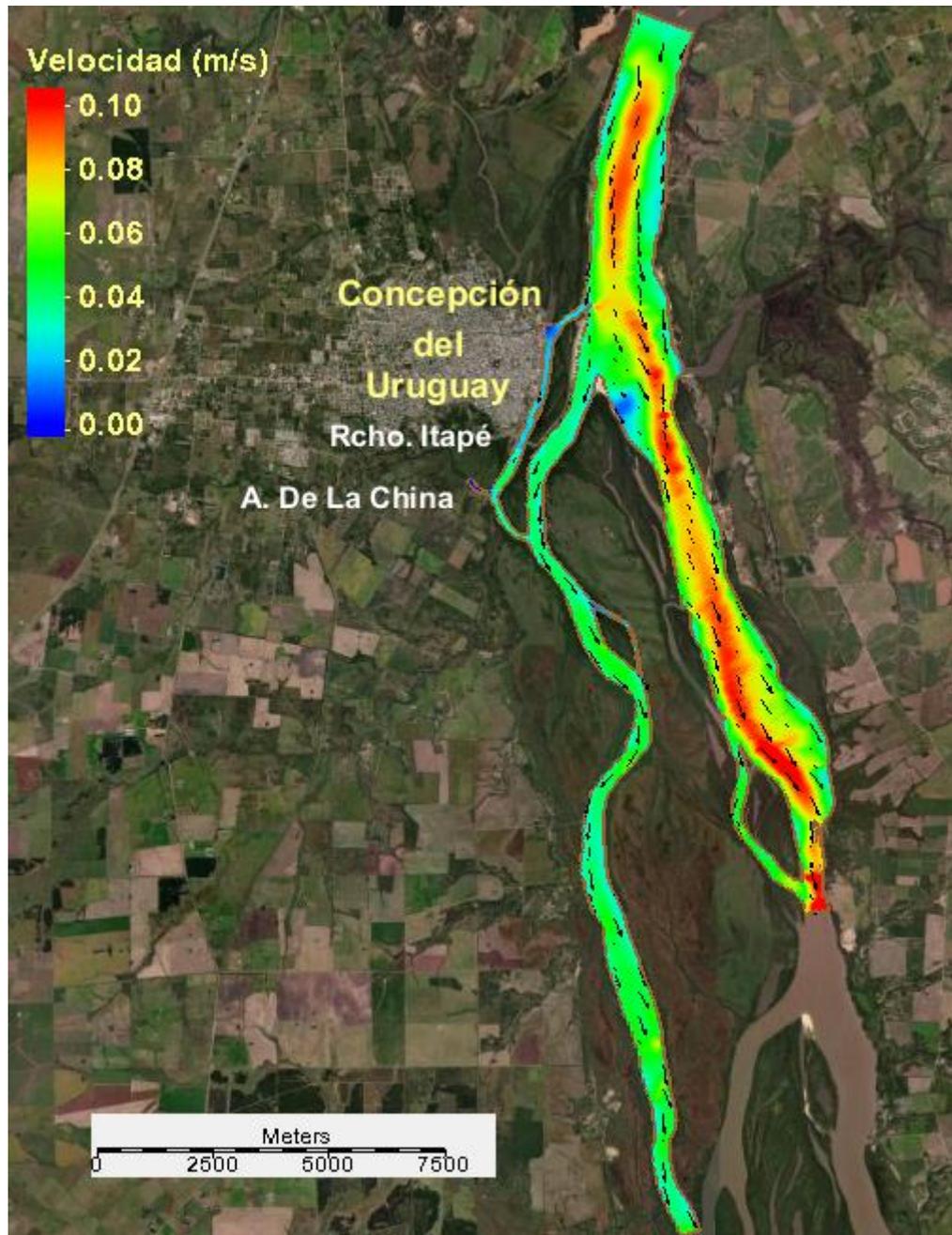


Figura 46 Campo de velocidades en estiaje (con caudal 587 m<sup>3</sup>/s). Vista general.

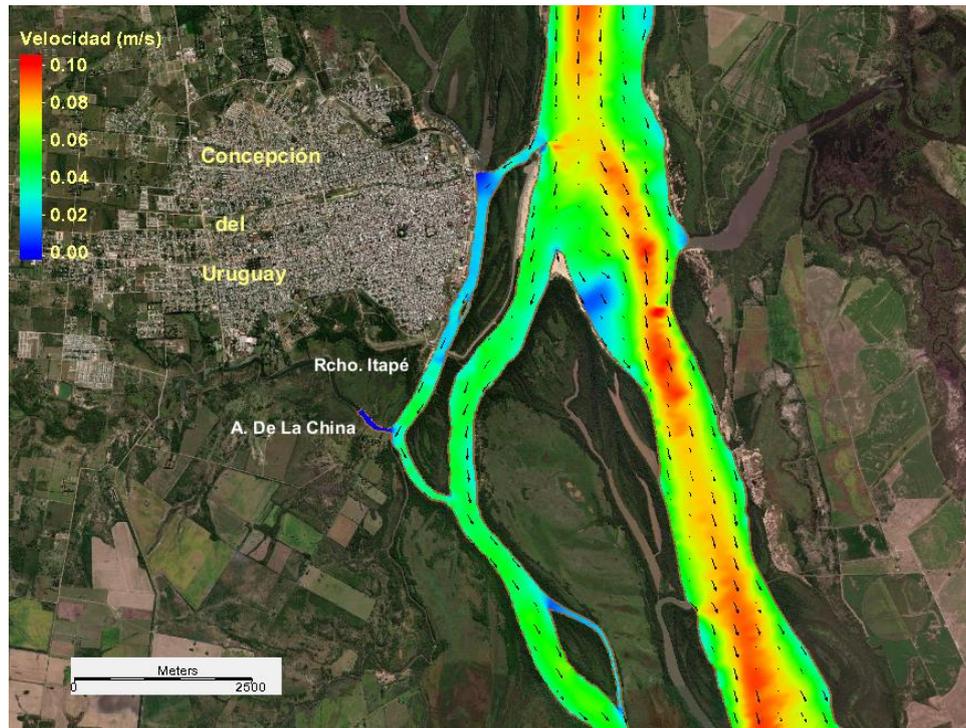


Figura 47 Campo de velocidades en estiaje (con caudal 587 m<sup>3</sup>/s). Detalle de la zona cercana a la descarga de la PTAR.

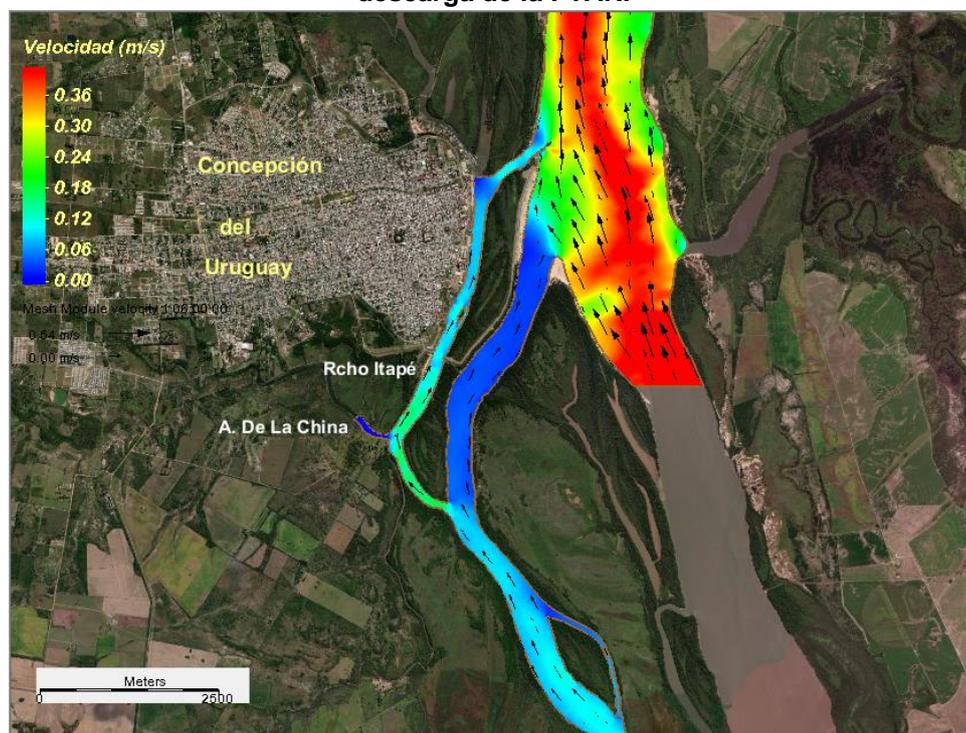


Figura 48 Campo de velocidades típico en presencia de sudestada (caudal invertido 3.300 m<sup>3</sup>/s). Detalle de la zona cercana a la descarga de la PTAR.

#### 4.3.4 Parámetros y Escenarios hidrológicos de modelización de la pluma de descarga

La modelización de dispersión de sustancias en el medio acuático requiere efectuar una estimación de los coeficientes de dispersión, los cuales tienen en cuenta el efecto de no uniformidad en la distribución de velocidades sobre la distribución de los contaminantes en el flujo.

Estos se pueden expresar en función de parámetros adimensionales dependientes de la profundidad  $h$  y de la velocidad de corte  $u^*$ :

- $D$  longitudinal al flujo =  $kl h u^*$  ( $m^2/s$ ).
- $D$  transversal al flujo =  $kt h u^*$  ( $m^2/s$ ).
- $u^* = (g h i)^{0,5} = g^{0,5} U n / h^{(1/6)}$  ( $m/s$ ).
- $kl$  = coeficiente de dispersión longitudinal adimensional.
- $kt$  = coeficiente de dispersión transversal adimensional.

Donde  $i$  es la pendiente del río,  $n$  el coeficiente de rugosidad de Manning (valor típico para la zona del cauce más cercana a la margen  $n=0,032$ ),  $h$  la profundidad de agua y  $U$  la velocidad media de la corriente.

Para el tramo bajo análisis, ubicado principalmente en el riacho Itapé, en condiciones de estiaje e inversión de velocidades se tienen los siguientes órdenes de magnitud:  $U = 0,2$  m/s,  $h = 5$  m, siendo  $u^* = 9,81^{0,5} * 0,2 * 0,032 / 5^{(1/6)} = 0,015$  m/s.

Existen diversos antecedentes para intentar especificar los valores de los coeficientes  $kt$  y  $kl$ , tales como los trabajos de Elder (1959)<sup>5</sup>, Fisher (1969)<sup>6</sup>, Harleman (1971)<sup>7</sup> y Boxall (2003)<sup>8</sup>.

El coeficiente de dispersión longitudinal tiene escasa influencia en el resultado, mientras que el coeficiente transversal afecta la manera en que se dispersa el contaminante desde la línea de flujo en que se descarga hacia las márgenes, aunque también tiene una influencia limitada en la zona cercana a la descarga.

El coeficiente de dispersión adimensional transversal  $kt$  fue estudiado por Rutherford (1994)<sup>9</sup>, quien arribó a los siguientes resultados:

- Canales rectos:  $0,15 < kt < 0,3$
- Canales meandrosos:  $0,3 < kt < 1,0$
- Canales con fuerte curvatura:  $1,0 < kt < 3,0$

A partir de estos valores y considerando las condiciones del río Uruguay en el tramo de estudio, que presenta un cauce con curvas no muy pronunciadas pero suficientes para generar corrientes

<sup>5</sup> Elder, J.M. (1959) "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow". Journal of Fluid Mechanics. Vol. 5, 541-560.

<sup>6</sup> Fisher, H.B. (1969) "The Effects of Bends on Dispersion in Streams". Water Resources Research. 5(2), pp. 496-506.

<sup>7</sup> Harleman, D.H.F. (1971) Estuarine Modelling: An Assessment. TRACON, Inc., for the Water Quality Office – EPA.

<sup>8</sup> Boxall, J.B.; I. Gymer and A. Marion, "Transverse mixing in sinuous natural open channel flows". Journal of Hydraulic Research Vol. 41, No. 2 (2003) pp. 153-165.

<sup>9</sup> Rutherford, J.C. (1994) River Mixing. J.Wiley & Sons, New York.

transversales helicoidales, y teniendo en cuenta que la irregularidad del fondo puede afectar la dispersión se adoptó un valor de  $kt$  igual a 1,0 lo cual implica un valor de  $D$  transversal = 0,08 m<sup>2</sup>/s.

El coeficiente de dispersión longitudinal se especificó con igual valor que el transversal.

El decaimiento bacteriano en agua dulce no es significativo en el transcurso del breve tiempo que pasa desde que el efluente es descargado hasta que alcanza un área sensible.

Para Bacterias Coliformes:

- $K_b = 1/T_a$  (tiempo de decaimiento).
- $T_a = T_{90} / \ln(10) = T_{90} / 2,3$
- $T_a = T_{99} / \ln(100) = T_{99} / 4,6$

siendo  $T_{90}$  y  $T_{99}$  el tiempo necesario para que la concentración se reduzca en un 90% y 99% por mortandad, respectivamente.

Se especificó conservativamente un valor estimado para condiciones de temperatura media, correspondiente a un  $T_{90}$  de 3 días, resultando  $K_b \approx 0,76$  1/día.

Cabe mencionar que en época de verano, que es cuando el uso del recurso acuático es más intenso, este tiempo puede reducirse a menos de la mitad.

Para el líquido cloacal crudo las concentraciones estimadas en base a bibliografía y antecedentes son las siguientes:

- DBO<sub>5</sub>, valor típico: 250 mg/l.
- Coliformes fecales: 100 x 10<sup>6</sup> UFC/100 ml.

Se consideraron dos escenarios hidrológicos de modelación:

- Escenario de estiaje con caudal estacionario igual a 587 m<sup>3</sup>/s durante un período de 6 días, más que suficiente para determinar la dispersión de los contaminantes en el riacho Itapé y el impacto en el Brazo de La China aguas abajo de la confluencia con el Itapé.
- Escenario de estiaje seguido de una inversión de la corriente intensa tal como se describe en la modelación hidrodinámica, a fin de evaluar el impacto hacia aguas arriba, con particular énfasis en el Balneario Itapé, el cual consiste en una playa arenosa de unos 300 metros de longitud, ubicada a sólo 900 metros de la desembocadura del arroyo La China.

Se consideró un caudal muy reducido de 0,1 m<sup>3</sup>/s en el tramo final del arroyo La China incluido en el modelo. Cualquier valor superior a éste contribuirá a diluir la pluma de la descarga cloacal en el riacho Itapé y a alejarla de la margen.

Los parámetros adoptados para la modelización de la descarga de la PTAR son los siguientes:

- DBO<sub>5</sub>, valor máximo según normativa: 50 mg/l. Valor de diseño adoptado: 30 mg/l.
- DQO, se considera un valor típico de ingreso de efluente cloacal y se asume una relación DQO/DBO<sub>5</sub> = 10 a la salida: 250 mg/l.
- Coliformes fecales: a partir del estudio se consideró un valor óptimo de 2.000 UFC/100 ml que permite disponer de un margen para no superar las restricciones correspondientes a actividades recreativas con contacto directo en el Balneario Itapé.
- *Escherichia coli*: se considera que si el efluente cumple con el indicador correspondiente a coliformes fecales cumpliría con *Escherichia coli*, debido a que la relación en el medio acuático entre ambos parámetros podría ser inferior a la relación de los criterios para conservación de

la vida acuática, que es  $575/1.000 = 0,575$ . No obstante, como se indicó previamente, la proporción de *Escherichia coli* en relación con los coliformes fecales en el afluente es variable y podría eventualmente llegar al 95%, por lo que más adelante se realizan consideraciones sobre este indicador.

- Enterococos: similarmente al caso anterior, normalmente si se cumple con el indicador de coliformes fecales, se debería cumplir con el de Enterococos.

#### 4.4 ALTERNATIVAS DE TRAZADO Y PUNTO DE VUELCO

Se plantearon inicialmente cuatro alternativas de ubicación de la descarga de la PTAR, tres en el riacho Itapé y una en el Brazo de La China del rio Uruguay, como se ilustra en la Figura 49.

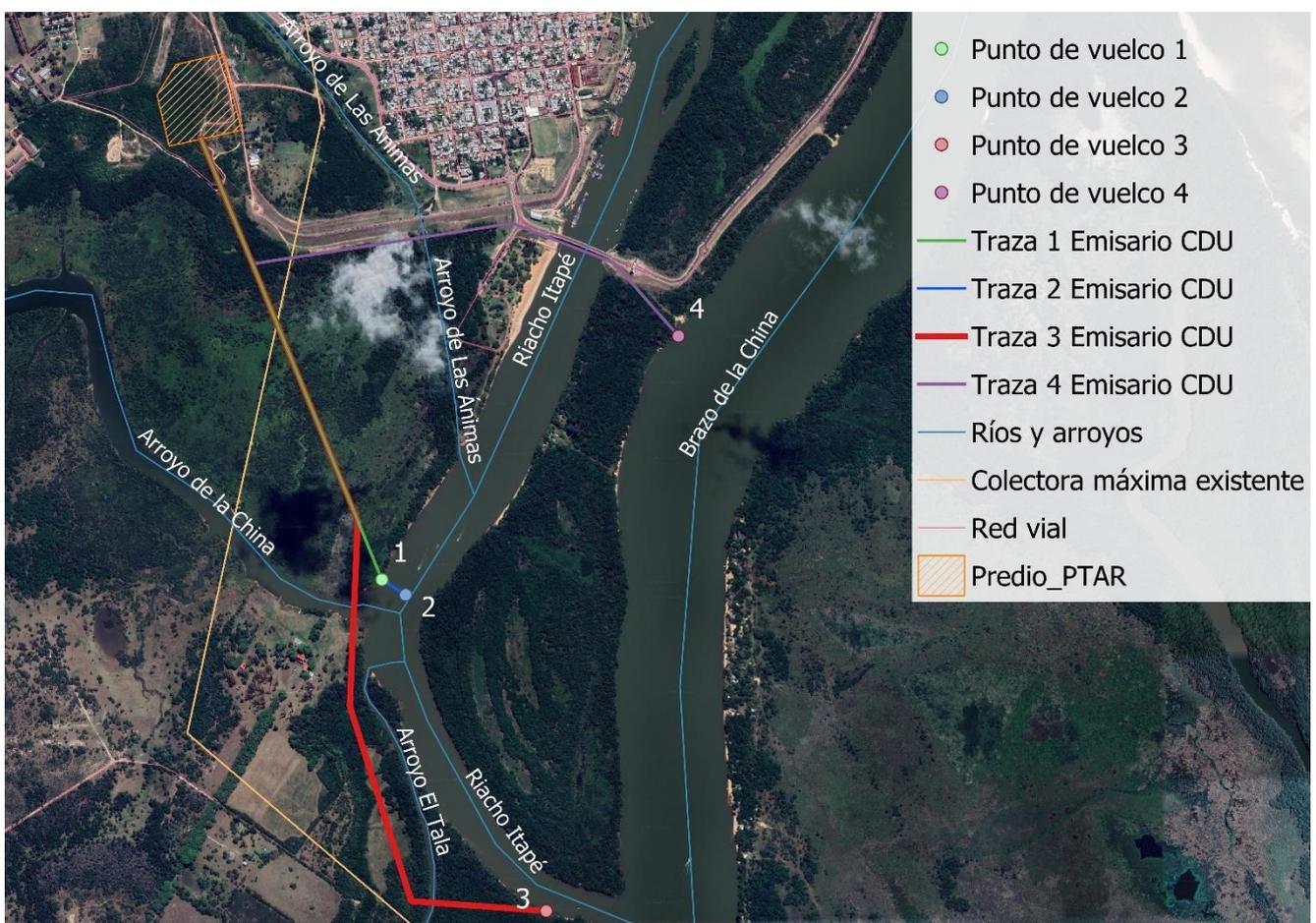


Figura 49 Alternativas de traza y puntos de vuelco de emisario.

A continuación, se realiza una descripción conceptual de las alternativas.

##### 4.4.1 Alternativa 1

Se definió el punto de vuelco sobre el riacho Itapé, inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del arroyo La China. La premisa en este caso fue buscar minimizar el cruce de interferencias, como por ejemplo arroyos, que impliquen la colocación de sifones o accesorios que aumenten la complejidad de obra y sus costos. A su vez se buscó reducir al máximo la cantidad de curvas en el trazado para minimizar al máximo la longitud del emisario.

La traza definida tiene un total de 1532 metros en línea recta que unen la cámara de salida de la PTAR con el punto de vuelco en línea recta. Su traza es la más corta, por lo que es la que tiene menor costo de inversión y menores pérdidas de carga hidráulica. La menor pérdida de carga implica que para un mismo diseño del emisario, éste podrá descargar a gravedad con un nivel más elevado de crecida del río Uruguay. Asimismo, su mantenimiento será más reducido que el de las otras alternativas.

Se considera colocar una válvula del tipo Pico de Pato en el extremo del conducto, en la desembocadura al riacho Itapé, para evitar el ingreso de sólidos. Si bien esto genera una elevación en la pérdida de carga total, no representa una desventaja debido a que está previsto colocar válvulas en todas las alternativas.

El conducto proyectado atravesará un terraplén vinculado a la Defensa Sur que posee una cota de coronamiento de aproximadamente 11,40 m y unos 2,00 m de altura respecto del terreno natural en la zona de cruce, a unos 60 metros del inicio del conducto en la PTAR. También se cruzará por debajo de la colectora máxima existente DN800 en la progresiva 640 m del emisario, la cual posee una cota de intradós de 2,60m aproximadamente.

La desventaja principal respecto a las demás alternativas es la mayor cercanía con el Balneario Itapé a lo largo de la costa, cuya consecuencia se analizará en las conclusiones de la modelación matemática, en el apartado 4.5.5.

#### **4.4.2 Alternativa 2**

La Alternativa 2 consiste en una prolongación de la Alternativa 1 en unos 90 metros (ver Figura 50), alcanzando aproximadamente el centro del riacho Itapé, en una zona cuya profundidad al cero local es superior a 3 metros. Sus ventajas en relación con la Alternativa 1 son el alejamiento del efluente con respecto a la costa, lo cual reduce las concentraciones de este en el Balneario Itapé durante una sudestada y la mayor dilución brindada por el caudal circulante por la zona de descarga, el cual es más elevado que el correspondiente a la línea de flujo que pasa por la margen. Las ventajas mencionadas, sin embargo, no representan una gran disminución en las dimensiones de las unidades de tratamiento de la PTAR y generan un beneficio despreciable en materia de costos de la PTAR respecto a la alternativa 1.

Sus desventajas incluyen las siguientes:

- Mayor costo de inversión debido al tramo fluvial de unos 90 metros de extensión.
- Necesidad de incluir un tramo difusor con varias válvulas tipo Pico de Pato para evitar el ingreso de sedimentos en la tubería.
- La mayor longitud del emisario incrementaría la pérdida de carga hidráulica, por lo que para un mismo diseño del emisario se reduciría la altura del río en creciente para la cual éste podría descargar por gravedad.
- Inevitable interferencia con la navegación deportiva, recreativa y de embarcaciones de pescadores, dado que especialmente en estiaje las mismas se desplazan justamente por la zona más profunda del cauce, donde se hallaría el tramo difusor.
- Aunque el tramo difusor de la cañería se señalice, subsisten riesgos de impacto por embarcaciones no solo en ese tramo sino en el resto del conducto, dado que quedaría totalmente libre para navegar solamente el sector oriental del riacho, en un ancho de 80 metros, mientras que en el sector occidental debería prohibirse, a menos que el conducto quede enterrado por debajo del lecho fluvial.



Figura 50 Croquis conceptual de Alternativas de descarga 1 y 2 de la PTAR.

#### 4.4.3 Alternativa 3

La Alternativa 3 se basa en alejar la descarga a aproximadamente 1,2 km de la desembocadura del arroyo La China, aguas arriba de la confluencia del riacho Itapé con el Brazo de La China del río Uruguay.

Su traza posee las siguientes características, en orden progresivo:

- Los primeros 1300 metros de su traza coinciden con la Alternativa 1, luego se da un cambio de dirección de 15° hacia el sur.
- Tramo recto de unos 600 metros, en el cual se atraviesa el arroyo La China mediante un sifón, y luego se produce otro cambio de dirección de 20° hacia el este.
- Tramo recto de 650 metros, luego se produce un último cambio de dirección de 70° hacia el este.
- Tramo recto de 430 metros aproximadamente, donde se atraviesa el pequeño curso de agua denominado según la fuente como “El Chanco” o “Los Chanchos” o “rio El Tala” hasta la desembocadura en la margen izquierda del riacho Itapé.

Esta disposición tiene como obvia ventaja con respecto a las anteriores el alejamiento de la descarga con respecto al Balneario Itapé, con lo cual durante una inversión del flujo debido a una sudestada se brinda un mayor margen de tiempo y distancia para que la difusión y decaimiento de las concentraciones de los contaminantes se reduzcan antes de que la pluma alcance esa playa.

Las principales desventajas relacionadas con esta alternativa son las siguientes:

- Se alargaría la longitud del emisario en aproximadamente 1,5 km, con un total de 3 km.

- Se deben construir dos sifones para pasar por debajo de los arroyos La China y Los Chanchos, cuyo mantenimiento posterior sería complejo e incrementaría los costos.
- La pérdida de carga hidráulica en esta alternativa sería muy superior que en la Alternativa 1 lo cual para un mismo diseño del emisario reduciría la altura del río en crecida que permite descarga a gravedad.
- Se deberían atravesar terrenos privados con la traza, incluyendo el predio del hotel Estancia Santa Cándida en la margen derecha del arroyo La China, a unos 50 metros aguas abajo del muelle del histórico “Puerto de Santa Cándida”, lo cual complejizaría las tramitaciones necesarias para viabilizar la construcción de las obras.
- Para evitar el pasaje por terrenos privados se debería disponer el emisario sobre la estrecha lengua de tierra existente entre el arroyo Los Chanchos y el riacho Itapé, correspondiente a la línea de ribera (“Camino de Sirga”) lo cual resultaría constructivamente complejo y costoso.
- Una subalternativa consistiría en disponer el emisario en forma subfluvial a lo largo de 1,3 km del riacho Itapé, sin la necesidad de construir el sifón del arroyo Los Chanchos ni atravesar terrenos privados, pero ello involucraría una mayor complejidad constructiva y mayores riesgos en relación con la navegación, además de tener que incluir un tramo difusor con válvulas Pico de Pato, con las consecuencias previamente mencionadas para la Alternativa 2.

#### 4.4.4 Alternativa 4

Esta alternativa posee una longitud de 1900 metros aproximadamente y prevé el cruce del riacho Itapé a través del puente de acceso a la Isla del Puerto, lo cual implica la necesidad de efectuar permanentemente un bombeo del efluente tratado a fin de elevar suficientemente su carga hidráulica, incrementando los costos de inversión, mantenimiento y operación asociados a ello.

Si bien al descargar el efluente en un brazo secundario del río Uruguay (Brazo de La China) garantiza mayor dilución de éste, la Alternativa 4 fue descartada en una primera evaluación debido a las siguientes razones:

- En caso de una inversión del flujo durante una sudestada, se podría afectar la playa de la Isla del Puerto ubicada a aproximadamente 1,7 km aguas arriba del punto de descarga, la cual con 1,4 km de longitud se ha convertido en una atracción turística muy importante, a la par de la tradicional playa de Banco Pelay, y además podría afectar a la playa ubicada en el extremo norte de la Isla Cambacú, la cual se encuentra en la margen izquierda del Brazo de La China, también a unos 1,7 km aguas arriba de la descarga.
- A lo largo de la Isla Cambacú hasta la confluencia con el riacho Itapé, a aproximadamente 1,5 km de la descarga en esta alternativa, existen varias instalaciones turísticas menores, las cuales se ubican principalmente aguas abajo de la zona de descarga, en la margen opuesta del brazo.

### 4.5 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN LA DESCARGA

La modelación de calidad de agua se ha realizado para 3 de las 4 alternativas planteadas inicialmente en lo que respecta a puntos de vuelco, ya que la Alternativa 4 ha sido descartada de manera inmediata por los motivos expuestos anteriormente.

#### **4.5.1 Parámetros de comparación de las alternativas en relación a la calidad del agua**

En primer lugar y especialmente para condiciones de estiaje estacionarias, se verifica que la concentración de bacterias coliformes fecales no supere el valor de 1.000 UFC/100 ml especificado en el Digesto de CARU para conservación de la vida acuática, fuera de una zona de mezcla, cuya máxima distancia a lo largo del río (en brazos del río Uruguay) no debería superar los 1.000 metros, ni abarcar más de 1/3 de la sección transversal.

Se asume que si este valor no se supera tampoco se superará el límite de *Escherichia coli* igual a 575 UFC/100 ml, aunque como en ciertas condiciones la concentración de *Escherichia coli* en el efluente puede llegar a ser similar a la de coliformes fecales, se toma como límite de verificación para éstos en relación con la conservación de la vida acuática, un valor igual a 600 UFC/100ml.

En cuanto a la DBO<sub>5</sub>, aunque el Digesto original de CARU establecía un límite para conservación de la vida acuática igual a 5 mg/l, se adoptó como referencia el valor indicado en el Digesto actualizado en el año 2019, igual a 3 mg/l.

En relación a las zonas denominadas “2: aguas y sedimentos destinados a actividades de recreación, deportivas, culturales y turísticas con contacto directo”, siendo particularmente aplicables al Balneario Itapé en el marco del presente proyecto, además del estándar de DBO<sub>5</sub> correspondiente a la conservación de la vida acuática previamente indicado, se consideró que se debe cumplir el estándar de *Escherichia coli* no superior a 200 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras (en un período de 30 días). Esto implica que en alguna oportunidad puede excederse ese valor promedio, pero sin superar en principio un límite igual a 500 UFC/100 ml (tomando por extensión el criterio del Digesto original de CARU aplicable para bacterias coliformes fecales).

#### **4.5.2 Alternativa 1**

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para la concentración de bacterias coliformes fecales y la DBO<sub>5</sub>.

Al analizar la concentración de bacterias coliformes fecales, como se indicó previamente, se considera que hay una relación similar con las *Escherichia Coli*, si bien éstas serían normalmente menores a la cantidad total de las fecales, y por lo tanto, se adopta un límite de 600 UFC/100ml para conservación de la vida acuática (aplicable particularmente para el estado de estiaje estacionario) y de 200 UFC/100ml para las zonas correspondientes a actividades recreativas con contacto directo (Balneario Itapé), aunque se debe tener en cuenta que un valor igual a 500 UFC/100ml podría ser alcanzado en una muestra mensual sin superar los criterios de balneabilidad. Si bien la normativa se aplica a la metodología de conteo UFC/100ml, las descargas de efluentes cloacales se suelen cuantificar como NMP/100ml, por lo que se consideran parámetros similares a los efectos del presente estudio.

Por otro lado, al observar los resultados que se presentan a continuación, es necesario tener en consideración que se trata de una condición extremadamente conservativa y poco probable, correspondiente a la simultaneidad del día de mayor descarga del último año del período de evaluación (20 años), en simultáneo con un caudal de estiaje extraordinario, correspondiente al valor medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años (587 m<sup>3</sup>/s), el cual es muy inferior a los caudales normales del río. Por lo tanto, en condiciones normales, se puede esperar que en el día de mayor caudal al final del período de diseño, las concentraciones de los parámetros indicadores de contaminación en el curso fluvial serán muy inferiores a las resultantes de la modelación.

#### 4.5.2.1 Escenario de caudal de estiaje estacionario

Se presenta el resultado obtenido luego de seis días de descarga constante, cuando se han obtenido condiciones prácticamente estacionarias de las concentraciones a lo largo de unos 17 km del brazo secundario del río Uruguay aguas abajo del ingreso del riacho Itapé. Cabe mencionar que si bien se aprecia un ingreso limitado de la concentración en el arroyo La China, ello se debe al mínimo caudal considerado en la modelación, por lo que en condiciones normales se espera que el flujo del arroyo impida el ingreso del efluente y lo desplace hacia el centro del riacho Itapé.

Para la DBO<sub>5</sub> el nivel de 3 mg/l se ve superado en una zona de mezcla de unos 300 metros de longitud, y se superan los 5 mg/l en unos 150 metros desde el punto de descarga, lo cual cumple en exceso con los 1.000 metros requeridos por la CARU para las zonas de mezcla en el río Uruguay.

En inmediaciones de la desembocadura del riacho Itapé se alcanzan un rango de 0,5 a 0,7 mg/l, y luego en el brazo secundario del río Uruguay se alcanza 0,3 mg/l a 3 km de distancia del ingreso del Itapé, descendiendo lentamente a continuación (a 7 km se alcanza 0,2 mg/l). A 17 km de distancia la DBO<sub>5</sub> se reduce a 0,15 mg/l. Cabe recordar que se consideró que no existen reacciones en el medio que reduzcan la DBO por lo que la modelación lo toma como un contaminante cuya concentración sólo disminuye por dilución y dispersión, lo cual cuando se consideran duraciones de varios días es una hipótesis muy conservativa.

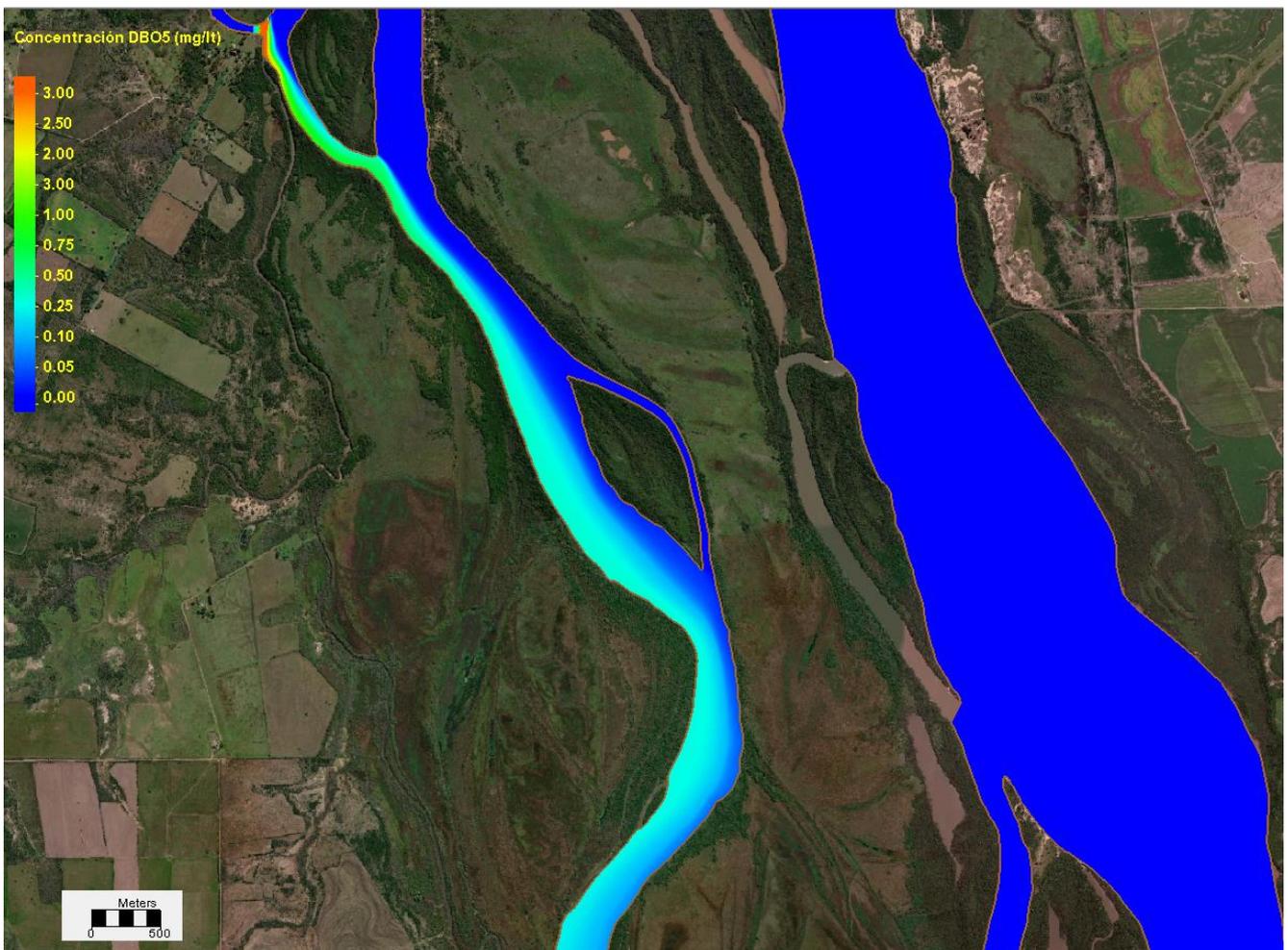


Figura 51 Alternativa 1. Concentración de DBO<sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de

### estiaje estacionario.

En relación con la concentración de bacterias coliformes fecales, se excede el umbral de 600 UFC/100ml para estas condiciones de estiaje en una zona de unos 70 metros de longitud y 35 m de ancho inmediatamente aguas abajo del punto de descarga, por lo que si bien estrictamente no sería aplicable al riacho Itapé la normativa de CARU respecto a la zona de mezcla (1.000 metros de longitud y 1/3 del ancho del brazo, que serían en este caso unos 60 metros), se puede apreciar que ésta se cumple sin inconvenientes. Aguas abajo a 1,4 km de la descarga, en cercanías de la finalización del riacho Itapé, la concentración sobre la margen derecha alcanza las 30 UFC/100ml. En el Brazo de La China, 1 km aguas abajo del ingreso del riacho Itapé, la concentración ya desciende a 10 UCF/100ml, y sigue reduciéndose en el resto del área modelada, a medida que el efluente se dispersa y las bacterias van decayendo por mortalidad.



Figura 52 Alternativa 1. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

#### 4.5.2.2 Escenario de inversión del flujo debido a una sudestada intensa

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de DBO se ilustra en las siguientes figuras. Al pasar frente al Balneario Itapé la pluma presenta concentraciones medias inferiores a 3 mg/l, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo. Ello se verifica durante aproximadamente una hora de tiempo y se debe a la acumulación del efluente que se produce durante el intervalo inicial de inversión del flujo, cuando las velocidades de la corriente fluvial descienden significativamente hasta que se detienen, el cual se prolonga durante unas 4 horas aproximadamente.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de 2 mg/l, y una hora después se reducen nuevamente al rango entre 2 y 2,5 mg/l. Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 0,6 mg/l. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido a 0,4 mg/l y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo, regresando a una situación igual a la estacionaria.



Figura 53 Alternativa 1. Una hora antes de la Máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.

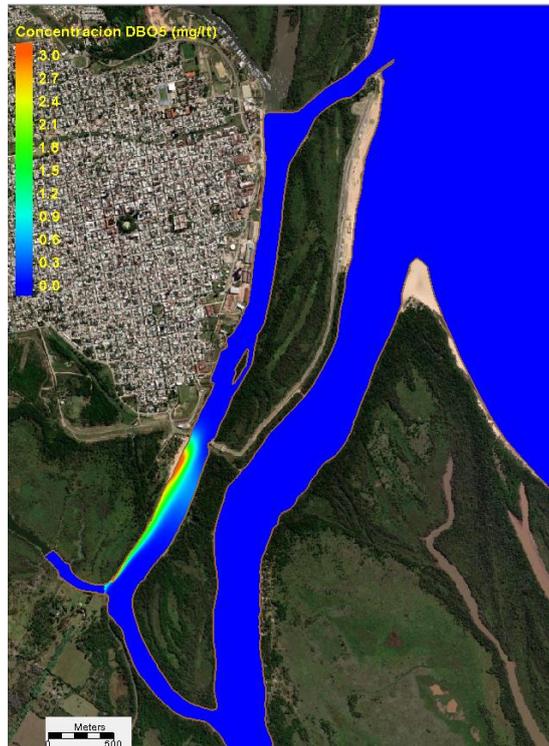
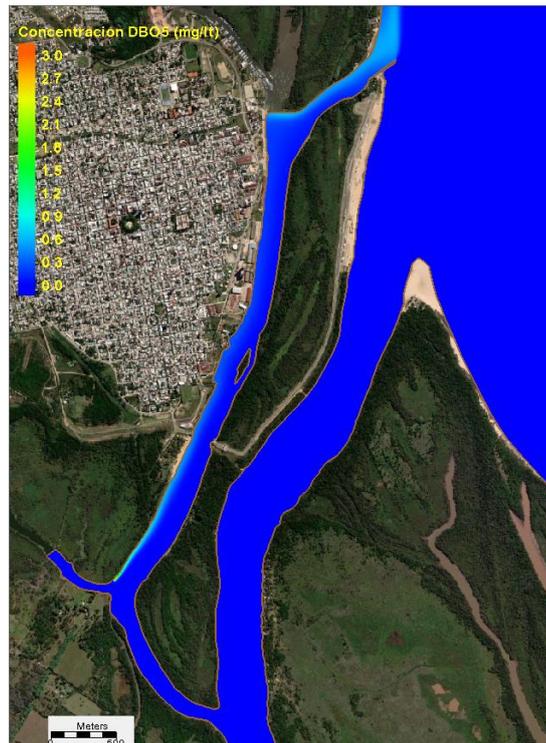


Figura 54 Alternativa 1. Hora de Máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 55 Alternativa 1. Una hora después de la Máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



**Figura 56 Alternativa 1. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.**

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de bacterias coliformes fecales se ilustra en las siguientes figuras.

Al pasar frente al Balneario Itapé la pluma presenta concentraciones medias entre 90 y 160 UFC/100ml con un promedio de 130 UFC/100ml, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo. Ello se verifica durante aproximadamente una hora de tiempo como se explicó previamente para la DBO<sub>5</sub>.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de menos de 100 UFC/100ml, y una hora después se reducen al rango entre 80 y 130 UFC/100ml, continuando luego con una progresiva disminución mientras que el sector más intenso de la pluma generado durante la detención del flujo se ve transportado hacia el Norte. Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 15 UFC/100ml. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido al rango entre 25 y 30 UFC/100ml y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo, regresando a una situación igual a la estacionaria.



Figura 57 Alternativa 1. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.



Figura 58 Alternativa 1. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.



Figura 59 Alternativa 1. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.

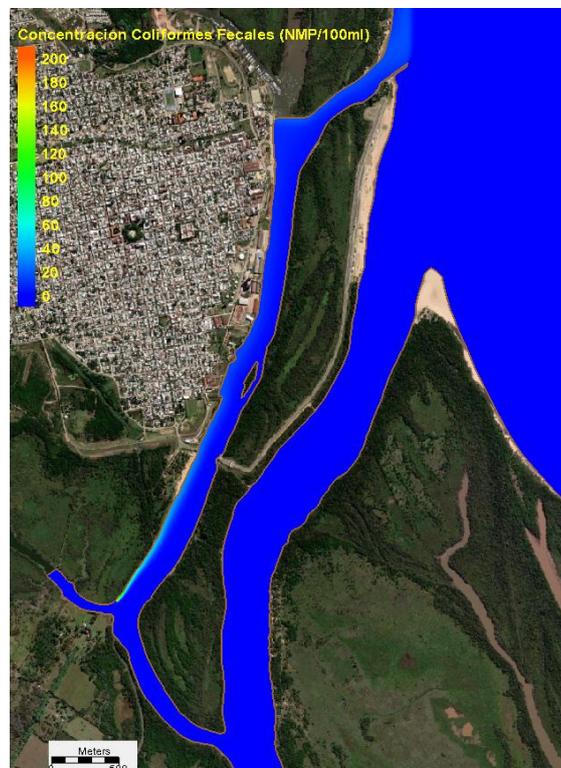


Figura 60 Alternativa 1. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.

### 4.5.3 Alternativa 2

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para la concentración de bacterias coliformes fecales y la DBO<sub>5</sub>.

#### 4.5.3.1 Escenario de caudal de estiaje estacionario

Se presenta el resultado obtenido luego de seis días de descarga constante.

Para la DBO<sub>5</sub> el nivel de 3 mg/l se ve superado en una zona de mezcla de unos 40 metros de longitud, y se superan los 5 mg/l solamente en un radio muy pequeño alrededor del punto de descarga, lo cual cumple en exceso con los 1.000 metros requeridos por la CARU.

En inmediaciones de la desembocadura del riacho Itapé se alcanza un rango de 0,5 a 0,7 mg/l, y luego en el brazo secundario del río Uruguay se alcanza 0,3 mg/l a 3 km de distancia del ingreso del Itapé, descendiendo lentamente a continuación (a 7 km se alcanza 0,2 mg/l), prácticamente de la misma forma como sucede con la Alternativa 1. A 17 km de distancia la DBO<sub>5</sub> se reduce a 0,15 mg/l. En consecuencia, entre las alternativas 1 y 2 solamente se verifican diferencias significativas en unos 300 metros alrededor de los puntos de descarga.

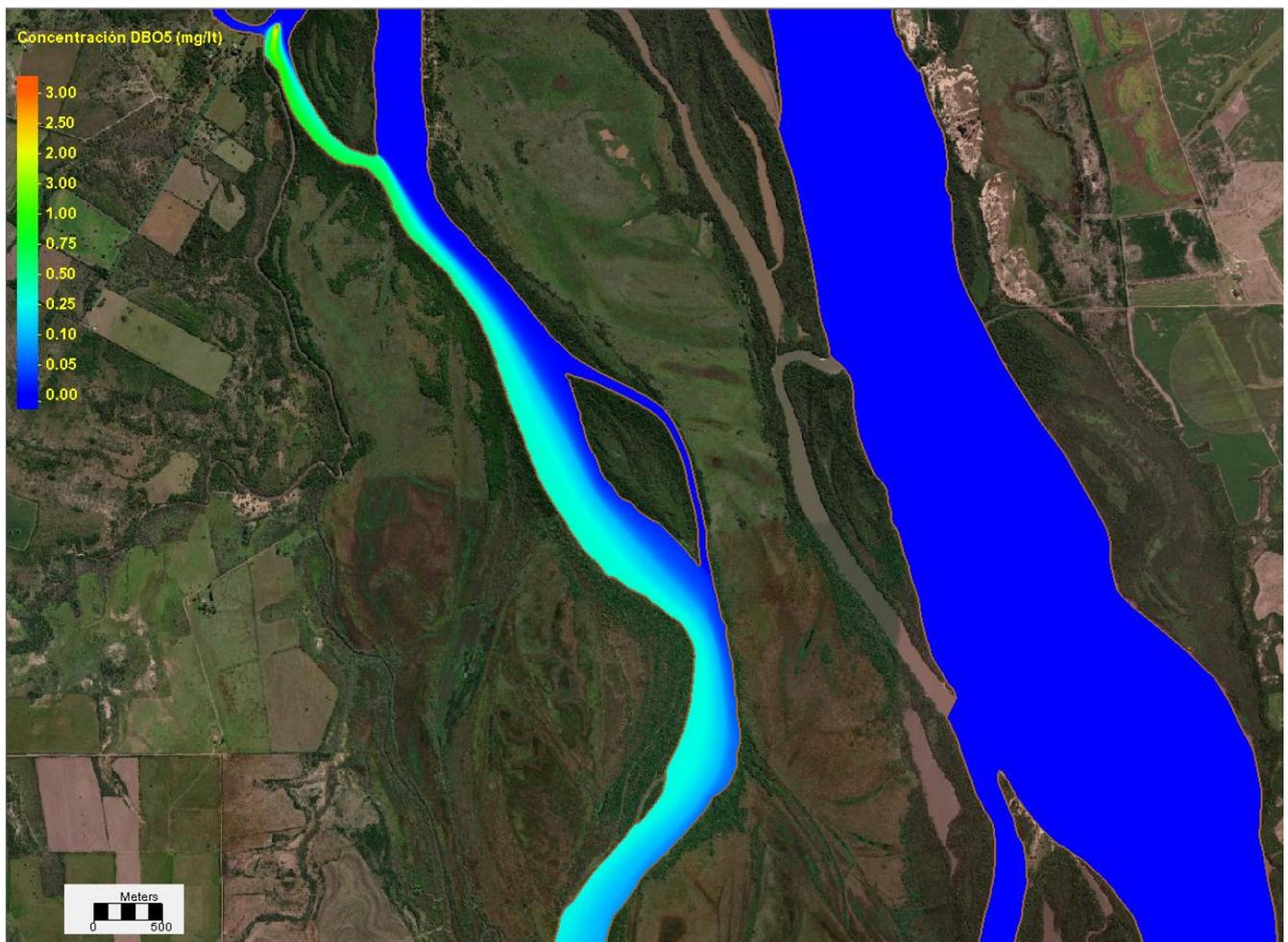


Figura 61 Alternativa 2. Concentración de DBO<sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

En relación con la concentración de bacterias coliformes fecales, no se excede el umbral de 600 UFC/100ml para estas condiciones de estiaje, siendo el valor máximo en el entorno de la descarga inferior a 400 UFC/100ml. En inmediaciones de la desembocadura del riacho Itapé la concentración en ambos márgenes es similar, entre 25 y 30 UFC/100ml, y se requieren 2 km de trayecto en el brazo secundario para que la concentración descienda por debajo de 10 UFC/100ml. Estas diferencias con la Alternativa 1 son de menor importancia, dado que en ambos escenarios se cumplen en exceso las normativas de CARU para protección de la vida acuática aún en condiciones de estiaje extraordinario simultáneo al día de mayor descarga del último año del período de diseño.



Figura 62 Alternativa 2. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

#### 4.5.3.2 Escenario de inversión del flujo debido a una sudestada intensa

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de DBO se ilustra en las siguientes figuras.

Al pasar frente al Balneario Itapé la pluma presenta concentraciones medias del orden de 2 mg/l, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo. Ello se verifica durante aproximadamente una hora de tiempo por las razones explicadas para la Alternativa 1.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de 1,0 mg/l, y una hora después se reducen nuevamente a alrededor de 1,5 mg/l. Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 0,6 mg/l como ocurre en la Alternativa 1. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido a

0,1 mg/l y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo.



Figura 63 Alternativa 2. Una hora antes de la máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 64 Alternativa 2. Hora de máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 65 Alternativa 2. Una hora después de la máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 66 Alternativa 2. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO<sub>5</sub> frente al

### Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de bacterias coliformes fecales se ilustra en las siguientes figuras.

Al pasar frente al Balneario Itapé durante aproximadamente una hora la pluma presenta concentraciones medias entre 60 y 80 UFC/100ml con un promedio de 70 UFC/100ml, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de 0 a 70 UFC/100ml (este valor en el extremo Sur), y una hora después se reducen al rango entre 50 y 70 UFC/100ml, continuando luego con una progresiva disminución mientras que el sector más intenso de la pluma generado durante la detención del flujo se ve transportado hacia el Norte. Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 25 UFC/100ml. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido al rango entre 5 UFC/100ml en la margen y 10 UFC/100ml a una distancia de 40 m de ésta, y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo, regresando a una situación igual a la estacionaria.



Figura 67 Alternativa 2. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.



Figura 68 Alternativa 2. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.

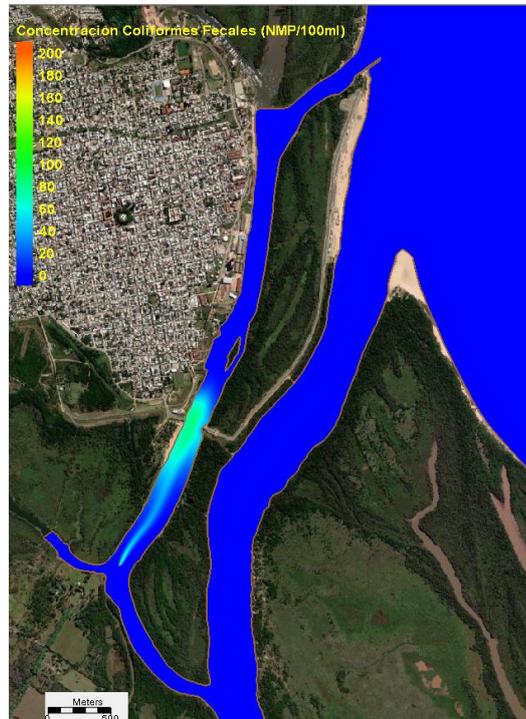


Figura 69 Alternativa 2. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.



Figura 70 Alternativa 2. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.

#### 4.5.4 Alternativa 3

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para la concentración de bacterias coliformes fecales y la DBO<sub>5</sub>.

##### 4.5.4.1 Escenario de caudal de estiaje estacionario

Para la DBO<sub>5</sub> el nivel de 3 mg/l se ve superado en una zona de mezcla de menos de 100 metros de longitud, y se superan los 5 mg/l solamente en un radio muy pequeño alrededor del punto de descarga, lo cual también cumple en exceso con los 1.000 metros requeridos por la CARU.

En inmediaciones de la desembocadura del riacho Itapé se alcanza 1,5 mg/l cerca de la margen derecha, y luego en el brazo secundario del río Uruguay se alcanza 0,3 mg/l a unos 4 km de distancia del ingreso del Itapé, descendiendo lentamente a continuación (a 8 km se alcanza 0,2 mg/l), prácticamente de la misma forma como sucede con la Alternativa 1, pero con un desplazamiento hacia el Sur de 1km para obtener similares concentraciones. A 17 km de distancia la DBO<sub>5</sub> se reduce a 0,16 mg/l. En consecuencia, se verificó que entre las alternativas 1, 2 y 3 solamente se verifican diferencias significativas en unos 300 metros alrededor de los puntos de descarga.



Figura 71 Alternativa 3. Concentración de DBO<sub>5</sub> luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

En relación con la concentración de bacterias coliformes fecales, no se excede el umbral de 600 UFC/100ml para estas condiciones de estiaje, siendo el valor máximo en el entorno de la descarga del orden de 500 UFC/100ml. En inmediaciones de la desembocadura del riacho Itapé la concentración en cercanías de la margen derecha es del orden de 100 UFC/100ml, y se requieren unos 3 km de trayecto en el brazo secundario para que la concentración descienda por debajo de 10 UFC/100ml. Estas diferencias con la Alternativa 1 también son de menor importancia.



Figura 72 Alternativa 3. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 6 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

#### 4.5.4.2 Escenario de inversión del flujo debido a una sudestada intensa

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de DBO se ilustra en las siguientes figuras. Al pasar frente al Balneario Itapé la pluma presenta concentraciones medias del orden de 1,5 mg/l, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo. Ello se verifica también durante aproximadamente una hora de tiempo por las razones explicadas para la Alternativa 1.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de 0,5 mg/l pues la pluma recién está arribando a la zona, y una hora después se reducen nuevamente a alrededor de 1,0 mg/l en el sector Sur de la playa y 1,5 mg/l en el sector Norte, reduciéndose luego a medida que el centro de la pluma se aleja hacia aguas arriba.

Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 0,6 mg/l como ocurre en las Alternativas 1 y 2. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido a 0,2 mg/l y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo.



Figura 73 Alternativa 3. Una hora antes de la máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 74 Alternativa 3. Hora de máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.



Figura 75 Alternativa 3. Una hora después de la máxima concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé.

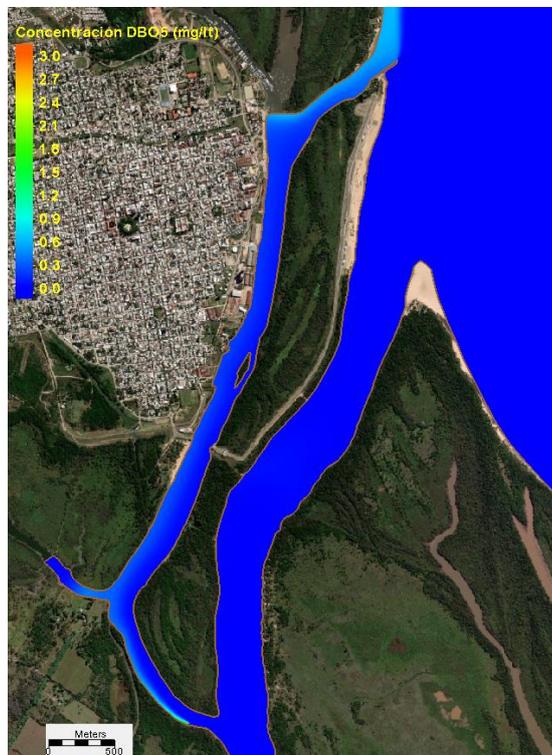


Figura 76 Alternativa 3. 15 horas después del máximo avance de la concentración de DBO<sub>5</sub> frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de bacterias coliformes fecales se ilustra en las siguientes figuras.

Al pasar frente al Balneario Itapé durante aproximadamente una hora la pluma presenta concentraciones medias entre 50 y 70 UFC/100ml con un promedio de 60 UFC/100ml, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones frente a esta playa son del orden de 0 a 40 UFC/100ml (este valor en el extremo Sur), y una hora después se reducen al rango entre 40 y 60 UFC/100ml, continuando luego con una progresiva disminución, descendiendo por debajo de los 30 UFC/100ml en las horas subsiguientes, mientras que el sector más intenso de la pluma generado durante la detención del flujo se ve transportado hacia el Norte.

Unas 15 horas después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” y sale al cauce principal del río Uruguay a través del canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay, con concentraciones del orden de 15 UFC/100ml. En ese momento, las concentraciones frente al Balneario Itapé se han reducido a valores en el orden de 12 a 13 UFC/100ml, y continúan en ese orden debido al aporte del efluente cloacal hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo.



Figura 77 Alternativa 3. Una hora antes de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.



Figura 78 Alternativa 3. Hora de máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.

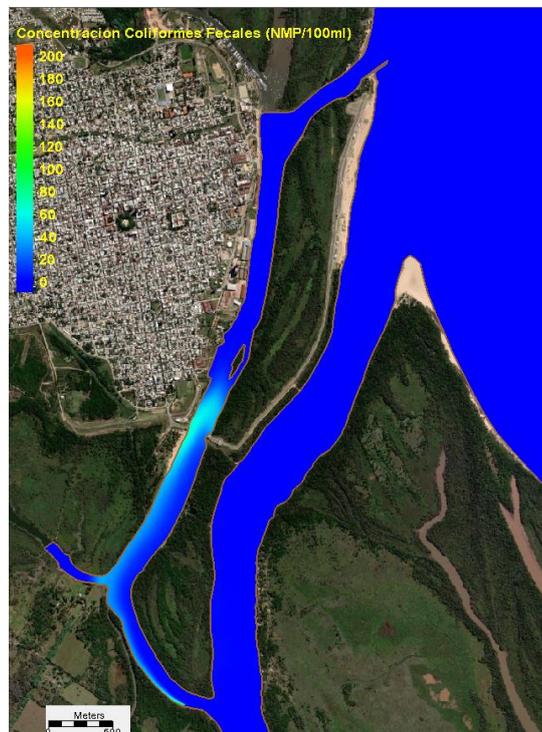


Figura 79 Alternativa 3. Una hora después de la máxima concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé.

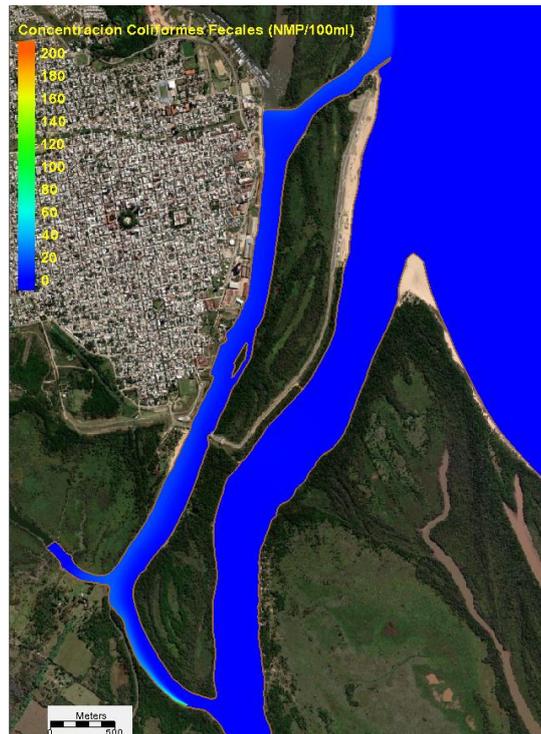


Figura 80 Alternativa 3. 15 horas después del máximo avance de la concentración de bacterias coliformes fecales frente al Balneario Itapé. Ingreso al cauce principal del río Uruguay.

#### 4.5.5 Conclusiones de la modelación

Las consideraciones socioambientales sobre las alternativas abarcan el impacto que éstas producen sobre el medio acuático, tanto en relación con la conservación de la vida acuática como con la seguridad de la población al realizar actividades recreativas con contacto directo con el agua, particularmente ligadas en este caso al uso del Balneario Itapé, ubicado en la margen derecha del riacho Itapé aproximadamente 1 km aguas arriba de la descarga del arroyo La China.

Si bien en la actualidad de acuerdo con lo manifestado por las autoridades municipales las condiciones de calidad de agua en dicho balneario han mejorado, debido al control de descargas contaminantes en la zona portuaria y en el sector urbanizado que se desarrolla aguas arriba, la descarga de líquido cloacal sin tratamiento en el arroyo La China afecta esta playa cada vez que hay una inversión del flujo fluvial debido a efectos meteorológicos (sudestadas), lo cual es especialmente riesgoso en condiciones de estiaje que coincidan con la temporada estival.

En un escenario de referencia sin obras, si se considerara que la mayor parte de la descarga cloacal ingresa al riacho Itapé desde el arroyo La China sin tratamiento, se puede estimar el impacto que se produce durante una sudestada intensa a partir de los resultados de las modelizaciones efectuadas y realizando cálculos de proporcionalidad de concentraciones del efluente tratado y sin tratar.

En efecto, la descarga en la margen derecha del riacho Itapé de un efluente tratado con concentración de bacterias coliformes fecales de 2.000 UFC/100ml genera transitoriamente frente al Balneario Itapé una concentración de hasta 160 UFC/100ml, con lo cual la relación es de un 8%. A su vez, durante el resto del evento las concentraciones frente al balneario se reducen a unas 30 UFC/100ml, con una relación del 1,5%.

Aplicado a un efluente crudo que puede tener más de 10 millones de UFC/100ml de bacterias coliformes fecales, se puede apreciar que en el escenario sin obra, el mismo evento provocaría el pasaje de una pluma con una concentración máxima del orden o superior a 1 millón de UFC/100ml, que se reduciría luego a un rango de más de 150.000 UFC/100ml durante varias horas, valores que están muy por encima de los que habilitarían el uso recreativo de esa playa.

En cuanto a la DBO<sub>5</sub>, la relación entre la concentración en la descarga (30 mg/l) y la máxima concentración transitoria en la playa del Balneario Itapé (menor a 3 mg/l), es de un orden de hasta el 10%. Luego durante varias horas la relación es de 0,4 mg/l / 30 mg/l  $\approx$  1,3%. Considerando una concentración típica del líquido cloacal crudo descargado en el arroyo La China igual a 250 mg/l, esto implica que el pulso transitorio durante la sudestada podría alcanzar frente al Balneario Itapé una concentración menor a 25 mg/l, decayendo luego a un valor ligeramente superior a 3 mg/l durante varias horas.

Si bien los valores de las estimaciones anteriores se pueden considerar solamente como órdenes de magnitud, ilustran claramente que las condiciones de descarga cloacal en un escenario sin obras constituyen un riesgo cierto de superación de los niveles de concentración seguros para la realización de actividades recreativas con contacto directo en el Balneario Itapé durante eventos de sudestada, especialmente bajo condiciones del río de estiaje y medias/bajas (no así en crecidas cuando las reversiones del flujo no se producen y la dilución del efluente es también muy superior que en estiaje).

Con respecto a las diferentes alternativas de descarga en el riacho Itapé que se han evaluado, para condiciones de estiaje sin reversión de la corriente se concluye que todas ellas permiten obtener concentraciones de DBO<sub>5</sub> y de bacterias coliformes fecales (como indicador de las *Escherichia Coli*) que cumplen con los límites establecidos por la CARU para protección de la vida acuática en el río Uruguay.

Cabe destacar que siendo las bacterias *Escherichia Coli* sólo una parte de las englobadas dentro de la denominación de bacterias coliformes fecales (o termotolerantes), el cumplimiento de los límites especificados por la CARU para las *Escherichia Coli* está asegurado con un margen de seguridad adicional cuando se cumple con las concentraciones de coliformes fecales.

En el caso de la Alternativa 1 (descarga en la margen derecha del riacho Itapé, aguas arriba de la desembocadura del arroyo La China) para estas condiciones de estiaje severo el límite de DBO<sub>5</sub> de 3 mg/l se cumple fuera de una zona de mezcla de 300 metros de longitud a lo largo del curso (inferior a los 1.000 metros establecidos como máximo por la CARU para el río Uruguay). Se estima que la longitud de la zona de mezcla se reduciría significativamente a menos de 100 metros ante condiciones de caudales medios del río Uruguay.

Para las Alternativas 2 (emisario con difusor en el centro del riacho Itapé aguas arriba del ingreso del arroyo La China) y 3 (en la margen derecha cerca de la desembocadura del riacho Itapé) las zonas de mezcla en estiaje son muy reducidas alrededor del punto de descarga. En ningún caso las concentraciones de bacterias coliformes en el medio acuático superan las 1.000 UCF/100ml especificadas por el Digesto de CARU para la protección de la vida acuática, salvo directamente en el campo cercano del chorro de salida del emisario, cuya extensión es de unos pocos metros únicamente.

La situación más relevante que debe ser evaluada es entonces cuál es la efectividad de cada alternativa para abatir las concentraciones de contaminantes cuando la pluma pasa frente a la zona del Balneario Itapé. Como se explicó previamente, se produce un pico de concentración que se genera por acumulación del efluente en el período de muy bajas velocidades durante la inversión del flujo

producto de una sudestada (proceso que típicamente dura unas 3 a 4 horas), y que luego pasa frente al balneario durante un lapso de una a dos horas.

Posteriormente, la concentración decae al valor que se genera por dilución durante el tiempo en el cual el caudal está invertido, lo cual puede abarcar más o menos horas en función del caudal fluvial aportado por Salto Grande y de la intensidad de la sudestada. Para el caso evaluado, este período posterior al pico abarca más de 24 horas.

En todos los casos de las alternativas evaluadas, si bien durante varias horas la pluma de efluente logra salir del riacho Itapé a través del canal de acceso al puerto, dirigiéndose hacia el balneario Banco Pelay (ubicado 1,5 km aguas arriba) lo hace con concentraciones muy bajas y similares entre sí, del orden de 0,6 mg/l de DBO<sub>5</sub> y entre 15 y 25 UFC/100ml de coliformes fecales, que se reducen a menos de 10 UFC/100 ml frente al citado balneario.

Se presenta a continuación un cuadro comparativo para cada alternativa de los valores de concentración frente al Balneario Itapé correspondientes al pico transitorio y al valor típico posterior durante la inversión de velocidades, y una estimación de órdenes de magnitud para un escenario sin obras (descarga cloacal de líquido sin tratar).

**Tabla 26 Resumen de resultados obtenidos.**

Alternativa	DBO <sub>5</sub> (mg/l)		Coliformes fecales (UFC/100ml)	
	Pico transitorio	Valor Típico	Pico transitorio	Valor Típico
Sin Obras	<≈ 25	>≈ 3	>≈ 1 Millón	>≈ 150.000
1	< 3	>≈ 0,4	90 a 160	25 a 30
2	2	>≈ 0,1	60 a 80	5 a 10
3	1,5	>≈ 0,2	50 a 70	12 a 13

Notas: <≈ (menor y en el orden de); >≈ (mayor y en el orden de)

Al analizar estos resultados, conviene tener en mente que la situación de inversión del flujo con fuerte estiaje es ciertamente excepcional, y que además esta evaluación considera que ese evento se produce justo el día de mayor caudal del último año del periodo de diseño de la PTAR (20 años). Si el mismo evento ocurriera el día de mayor caudal a los 10 años, las concentraciones serían un 16% menores. Si en cambio ocurriera durante el año final del período de 20 años pero un día de caudal medio, en vez de máximo, las concentraciones serían un 23% menores.

No obstante ello, se verifica que aún en condiciones extremas todas las alternativas cumplen adecuadamente con los límites establecidos por la CARU correspondientes al uso del agua para actividades recreativas con contacto directo en el Balneario Itapé. En el caso de las bacterias coliformes y para la Alternativa 1, hay un margen que permitiría incrementar de 2.000 a 2.500 UFC/ml su concentración en el efluente para no superar en el pico promedio de 200 UFC/100ml, y hasta unas 6.000 UFC/100ml si se considerara que una medición en el mes podría alcanzar las 500 UFC/100ml, como se explicó previamente. Si se considerara la Alternativa 2, la concentración en el efluente para que no se superen los límites de 200 y 500 UFC/100ml sería igual a 5.000 y 12.500 UFC/100ml, respectivamente, lo cual significa una menor necesidad de tratamiento para la cloración final del efluente.

Dadas las ventajas comparativas que tiene la Alternativa 1 con respecto a las demás en términos de costos de inversión y mantenimiento, así como en relación con la Alternativa 2 en cuanto a los riesgos para el difusor subfluvial relacionados con la navegación, y considerando que resulta adecuada desde el punto de vista de su impacto en la calidad de agua en atención a la conservación de la vida acuática y a la realización de actividades recreativas con contacto directo con el agua en el balneario Itapé

(tanto en condiciones de caudal permanente de estiaje como ante inversiones del flujo por sudestadas), se puede concluir que resulta conveniente seleccionar la Alternativa 1 como la más adecuada e invertir en una optimización de la cloración del efluente abatiendo las concentraciones de bacterias coliformes al nivel requerido.

## **4.6 DESCRIPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL EMISARIO**

### **4.6.1 Alternativas consideradas para el dimensionamiento**

Por los motivos expuestos en los subcapítulos 4.4 y 4.5 se realizará el dimensionado del emisario para la Alternativa 1 de trazado, y se realizará una comparación de perfiles altimétricos y cálculo de pérdidas de energía para la Alternativa 3 con el objetivo de proporcionar más argumentos para la selección de alternativas.

### **4.6.2 Criterios de diseño**

El diseño se ajustará a los lineamientos de diseño de las siguientes entidades:

- Ex Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento (CoFAPyS) actual Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (ENOHSa)<sup>10</sup>.
- Normas de diseño de AySA.

### **4.6.3 Niveles en cámara de carga y en la descarga**

El nivel máximo en la cámara de carga que permite el correcto funcionamiento de la PTAR es 10,00 m referidos al cero del puerto local.

Para la descarga del emisario en el riacho Itapé se consideró un nivel máximo de 8,49 m referido al cero del puerto local, el cual se encuentra asociado a un tiempo de recurrencia de 20 años de acuerdo con lo desarrollado en la Tabla 24, y es superior a todas las crecidas registradas en el período representado en la Figura 33 y la Tabla 25.

En el caso de ser superado dicho nivel se prevé la colocación de un desborde en la cámara de carga y conducción de parte del caudal desde esta hasta el arroyo La China, considerando que es un caso muy extraordinario y de una duración de pocas horas, y que se volcará un efluente tratado.

Tomando en consideración la diferencia de nivel entre estos valores, se dimensionará el conducto de manera tal que las pérdidas de carga para el caudal de diseño sean menores a dicha diferencia, dejando un margen de 40 cm. Por lo tanto, las pérdidas totales no podrán ser mayores a 1,11 metros.

A modo de verificación de las velocidades mínimas en el conducto, se ha considerado un nivel asociado a una frecuencia de superación del 50% en el período considerado en la Figura 33 y la Tabla 25, igual a 2,25 m referidos al puerto local.

---

<sup>10</sup> “Normas de estudio, criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes” volúmenes I y II. Si bien la localidad tiene más de 30.000 habitantes, personal del ENOHSa indica que las guías y criterios de diseño mantienen su validez si se obvian las proyecciones demográficas y los coeficientes de caudal. Los coeficientes de mayoración de caudales disminuyen al aumentar la población, utilizarlos es un enfoque conservador.

#### 4.6.4 Cámara de carga

La cámara de carga del emisario será una subcámara rectangular de hormigón que formará parte de la estructura de la cámara de contacto y estará ubicada aguas abajo del vertedero de salida de la misma. Se colocará allí una compuerta plana deslizante que permita aislar el conducto del emisario en algún caso extraordinario.

La cámara se ubicará en la progresiva 0,00 m del emisario, en las coordenadas X= 6.383.511,66, Y= 6.404.390,24 del sistema POSGAR 2007, Faja 6. La misma se puede observar en la Figura 81.

#### 4.6.5 Obra de desborde

Esta consiste en un vertedero lateral de desborde ubicado en la cámara de carga, cuyo umbral se colocará en la cota 9,60 m y tendrá 2 metros de longitud. Este entrará en funcionamiento en el caso de que se supere el nivel máximo considerado para el río Uruguay (8,49 m) y en simultáneo se esté operando con el caudal máximo de diseño de la PTAR y tendrá la capacidad de erogar la totalidad de dicho caudal.

Aguas abajo del vertedero se prevé la conducción del efluente por medio de un canal a superficie libre sin revestir hacia el arroyo La China.

#### 4.6.6 Disposición de cámaras de inspección

Según la disposición usual de las cámaras de inspección, se han ubicado con una distancia máxima de 150 m (criterio AYSA). Estas se considerarán con igual cota de ingreso y salida y dispondrán de cañuelas o cojinetes. Para la alternativa de traza seleccionada, se dispondrán un total de 11 cámaras de inspección, las cuales no tendrán variación de dirección entre el ingreso y la salida, excepto por la Cámara N°1 que varía unos 9° entre el ingreso y la salida.

En la Tabla 27 se especifica su ubicación en progresiva y en coordenadas X e Y con sistema de referencia POSGAR 2007, Faja 6.

Tabla 27 Ubicación de cámaras de inspección

X	Y	Cámara de inspección	Prog	Dist. Parcial
			m	m
6.383.513,00	6.404.384,54	1	5,85	5,85
6.383.570,15	6.404.246,93	2	154,86	149,01
6.383.627,67	6.404.108,39	3	304,86	150,00
6.383.685,19	6.403.969,86	4	454,86	150,00
6.383.742,71	6.403.831,33	5	604,86	150,00
6.383.800,23	6.403.692,79	6	754,86	150,00
6.383.857,75	6.403.554,26	7	904,86	150,00
6.383.915,27	6.403.415,73	8	1.054,86	150,00
6.383.972,79	6.403.277,20	9	1.204,86	150,00
6.384.030,31	6.403.138,66	10	1.354,86	150,00
6.384.064,23	6.403.056,99	11	1.443,30	88,44

En la Figura 81 se puede observar la ubicación de las cámaras de inspección en color azul. La primera cámara que se observa es la cámara de carga del emisario.

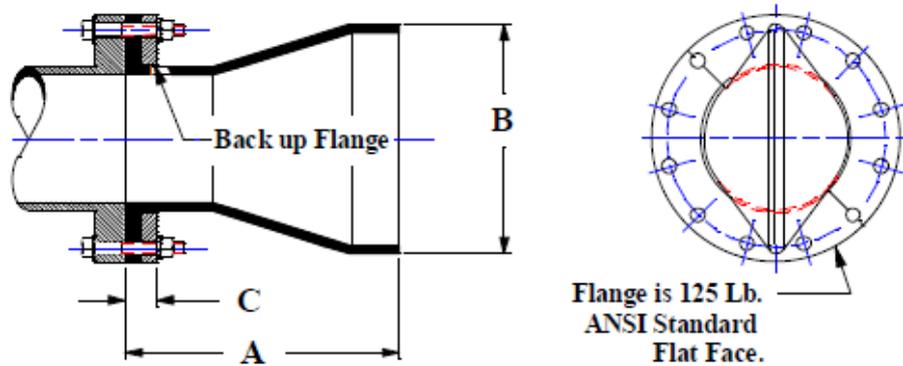


Figura 81 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1).

#### 4.6.7 Desembocadura del emisario

Considerando el antecedente de los proyectos realizados en Gualeguaychú y Concordia, se dispondrá un tramo de 15 metros de acero galvanizado en caliente con seis ramales DN400 equidistantes, los cuales llevarán cada uno una válvula antirretorno del tipo Pico de Pato con el objetivo de evitar el ingreso de sedimentos u otros sólidos que puedan depositarse dentro del conducto en el tramo final cercano a la desembocadura.

En total se colocarán seis (6) válvulas bridadas de 16" de diámetro, cuyas dimensiones se presentan en la Figura 82.



All dimensions are in inches. Weights are in Lbs.

SIZE	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	8	10	12	14
A	3.00	6.37	6.37	7.50	9.25	12.75	18.00	16.75	20.00	25.00	26.25	31.50
B	2.00	3.50	4.00	5.00	6.25	7.87	11.00	13.00	14.25	19.00	23.00	25.50
C	0.75		0.87		1.12				1.62			
Wt, lb	3	4	5	8	10	15	17	20	25	35	60	75

SIZE	16	18	20	24	30	36	42	44	48	54	60
A	32.25	38.25	44.00	49.00	60.00	65.00	66.00	72.00	73.50	97.00	100.00
B	29.00	31.50	36.00	43.00	56.00	63.00	76.00	76.00	79.50	97.00	97.00
C	1.62		1.75	1.75	1.75	2.00				2.50	
Wt, lb	120	200	300	400	600	900	1,000	1,200	1,400	1,800	

Dimensions are subject to change without notice.

Figura 82 Dimensiones de las válvulas Pico de Pato bridadas consideradas.

#### 4.6.8 Material, diámetro y clase del conducto

La selección del diámetro y del material del conducto se ha realizado de manera simultánea ya que la condición limitante es la pérdida de carga del emisario, que debe ser lo suficientemente reducida como para mantener un nivel en cámara de carga compatible con el correcto funcionamiento de la planta de tratamiento, considerando el nivel máximo de diseño en el riacho Itapé.

Se ha realizado un primer cálculo de pérdidas de carga y velocidades para diferentes diámetros, considerando tres materiales distintos: PRFV, PEAD y Hormigón. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 28.

Tabla 28 Velocidades y pérdidas de carga totales para distintos diámetros y materiales

DN	Velocidad [m/s]			Pérdidas de carga totales [m.c.a.]		
	PRFV	PEAD	Hormigón	PRFV	PEAD	Hormigón
800	1,16	1,15	1,15	2,32	2,19	4,25
900	0,92	0,91	0,91	1,47	1,40	2,46
1000	0,74	0,73	0,73	1,02	0,98	1,57
1200	0,52	0,51	0,51	0,62	0,61	0,82

Con el objetivo de dar una mejor visualización de los datos, se presentan los gráficos de la Figura 83 y la Figura 84.

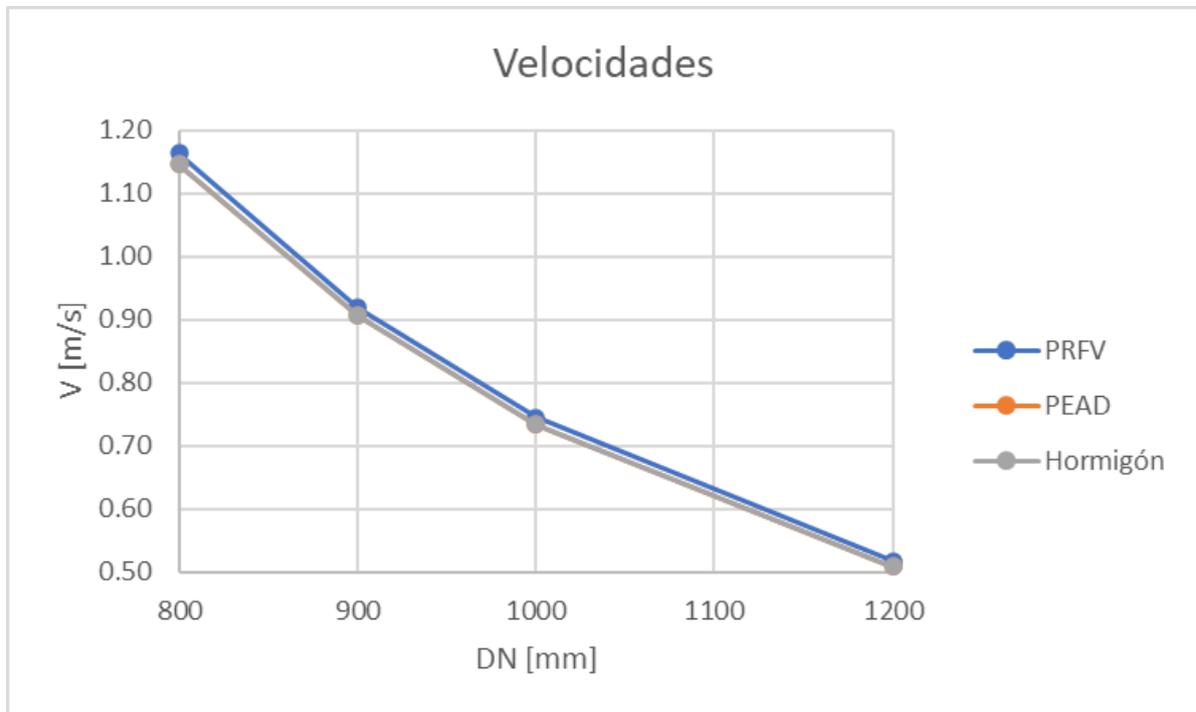


Figura 83 Velocidades en PRFV, PEAD, y Hormigón.

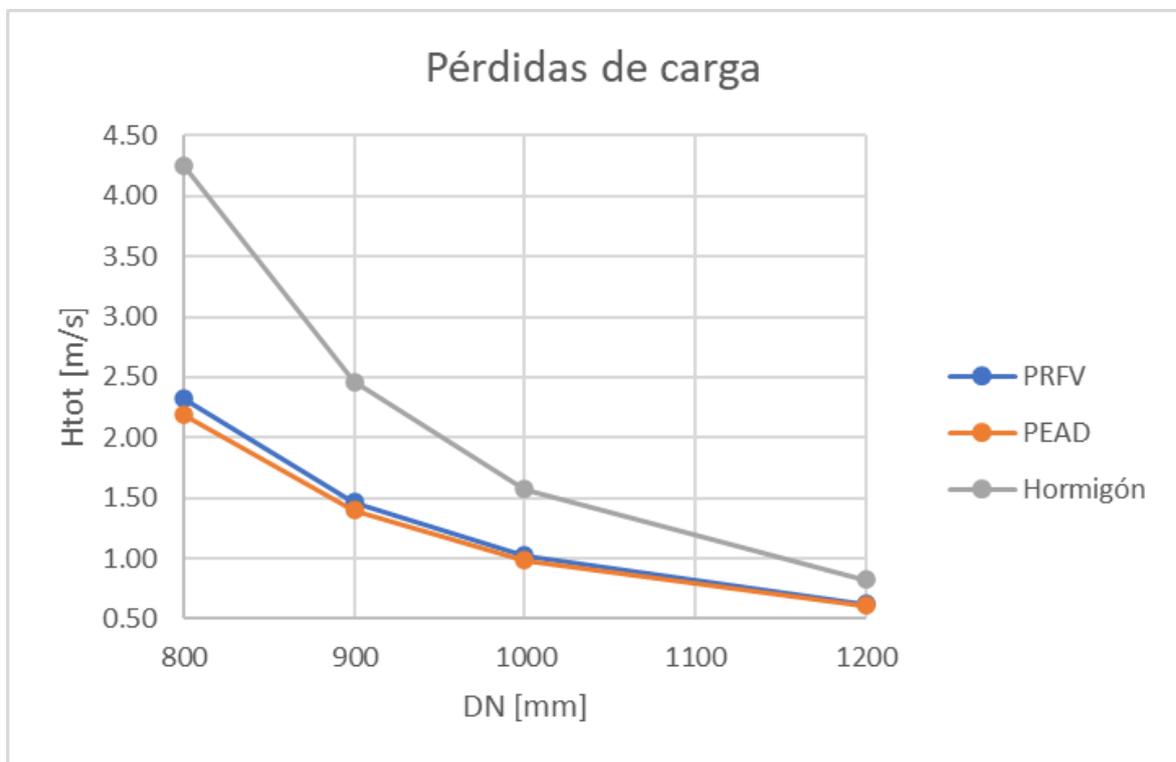


Figura 84 Pérdidas de carga en PRFV, PEAD, y Hormigón.

Allí se puede observar que las pérdidas de carga totales para tuberías de hormigón son mayores a la máxima admisible hasta un diámetro nominal de 1200 mm, para el cual la velocidad es de 0,51 m/s con el máximo caudal. Por este motivo, y considerando que las velocidades serán mucho menores en el inicio del período de diseño, se descarta la alternativa de conductos de hormigón.

Los materiales PRFV y PEAD, presentan pérdidas y velocidades similares para el rango de diámetros analizados. Estos materiales presentan similitud en cuanto a su resistencia frente al contacto con líquidos que puedan ser agresivos químicamente como lo es el líquido cloacal. El PEAD presenta la ventaja de tener mayor flexibilidad, lo cual es beneficioso en el caso de proyectar emisarios subfluviales, pero no es el caso de este proyecto. Por otro lado, el PRFV presenta mejores características respecto a su rigidez y resistencia ante las diferentes cargas a las que estará sometido el conducto durante su vida útil.

Dicho esto, se adoptará PRFV como material del emisario ya que su uso está más desarrollado que el del PEAD en proyectos de saneamiento.

En cuanto al diámetro, se adopta el más reducido que verifique que las pérdidas de carga totales sean menores a la máxima admisible, es decir DN 1000 mm.

En resumen, se proyectará un emisario de PRFV DN1000 SN 5000 PN 6, considerando que se suele adoptar como mínimo un conducto de clase 6 (resiste hasta 60 m.c.a. de presión aproximadamente).

#### **4.6.9 Ecuaciones utilizadas para el cálculo**

Se plantea un balance de energía mediante la ecuación de Bernoulli:

$$\frac{V_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\gamma} + z_i = \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{p_{i+1}}{\gamma} + z_{i+1} + J_L + J_f$$

Dónde:

- $V_i$  es la velocidad media.
- $p_i$  es la presión.
- $\gamma$  es el peso específico del fluido.
- $z_i$  es la cota.
- $J_L$  son las pérdidas locales.
- $J_f$  son las pérdidas friccionales.
- $g$  es la aceleración de la gravedad, igual a 9,81 m/s<sup>2</sup>.

Las pérdidas friccionales se estimaron a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$J_f = f \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

Dónde:

- $f$  es el coeficiente de fricción.
- $L$  es la longitud del conducto.
- $D$  es el diámetro interno del conducto.

Para estimar el coeficiente  $f$ , se utilizó la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left( \frac{k/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

Dónde:

- $k$  es la rugosidad absoluta. En este caso se consideró para PRFV una de rugosidad 0,029 mm.
- $Re$  es el número adimensional de Reynolds definido de la siguiente manera:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Siendo  $\nu$  la viscosidad cinemática del agua dependiente de la temperatura.

Las pérdidas localizadas consideradas fueron las pérdidas por embocadura ( $k=0,5$ ), las pérdidas en cámaras de inspección y las pérdidas en la desembocadura con las válvulas pico de pato.

Las pérdidas de energía en las cámaras de inspección se estimaron mediante el método AASHTO, que se resume en las siguientes expresiones:

$$H_{Cl} = C_s (H_o + H_I + H_b)$$

$$H_o = 0,25 \left( \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$H_I = 0,35 \left( \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$H_b = k \left( \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Dónde:

- $H_o$  es la pérdida de altura por contracción.
- $H_I$  es la pérdida de altura por expansión.
- $H_b$  es la pérdida de altura por cambio de dirección.
- $C_s$  es un factor de corrección por el uso de cañuela, igual a 0,50.
- $V_2$  es la velocidad media en el colector de salida en m/s.
- $V_1$  es la velocidad media en el colector de entrada en m/s.
- $k$  es un factor de corrección por pérdidas por cambio de dirección (ver Tabla 29).

**Tabla 29 Valores de  $k$  para cambios de dirección en cámaras.**

<b>k</b>	<b><math>\Delta^\circ</math></b>
0	0°
0,19	15°
0,35	30°
0,47	45°
0,56	60°
0,64	75°
0,7	90°
0,7	180°

Las cámaras se consideraron con igual velocidad de entrada y salida. Los caños de entrada y salida se encuentran a igual nivel en cada cámara y tendrán cañuelas o cojinetes. Habrá un total de once (11) cámaras, de las cuales 10 no tendrán cambios de dirección ( $k=0$ ) y una tendrá un ángulo de  $9^\circ$  ( $K=0,11$ ).

Calculando cada tipo de pérdida y operando con la expresión de pérdida total en cámara, resulta:

$$H_{CI(0^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,3 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{CI(9^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35 + 0,11) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,36 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Las pérdidas locales por desembocadura se obtuvieron mediante la digitalización de ábacos en especificaciones técnicas de válvulas pico de pato. Para las válvulas de 16" seleccionadas las pérdidas son las indicadas en la Figura 85, a continuación.

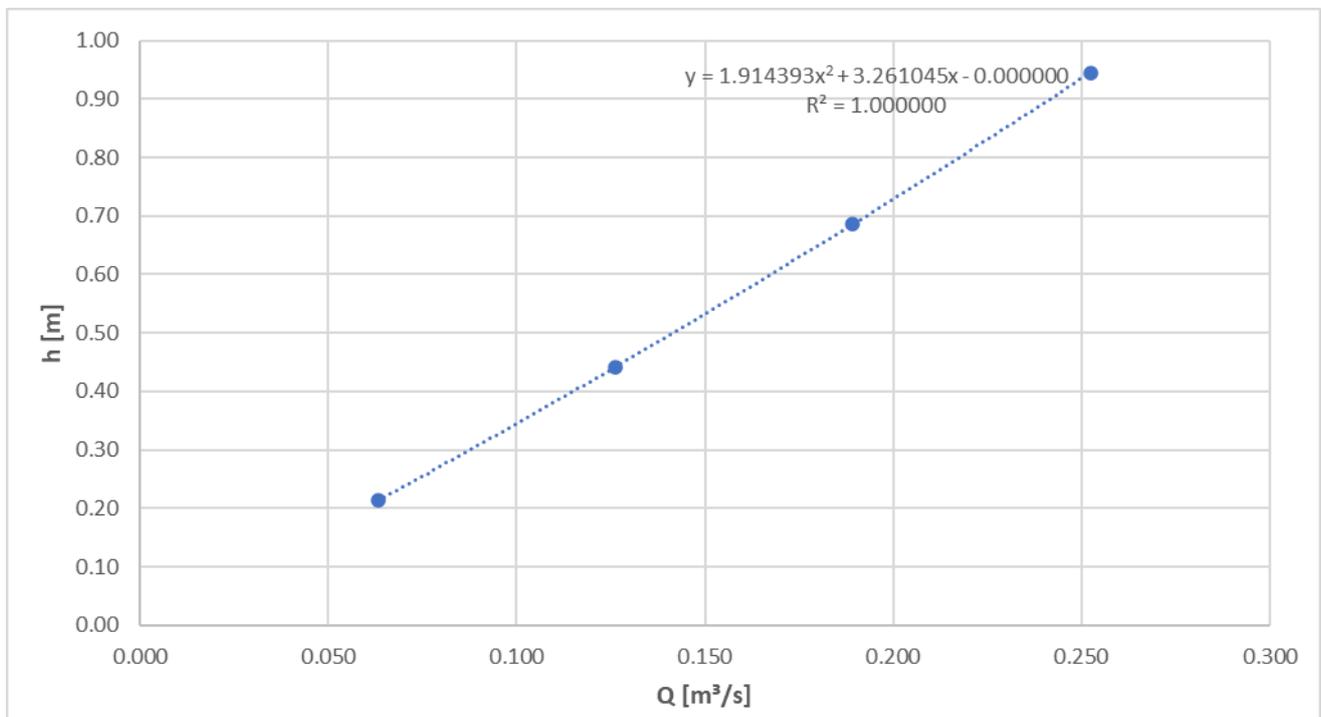


Figura 85 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 16" en función del caudal.

#### 4.6.10 Perfil altimétrico

Para la definición del perfil altimétrico del emisario se contó con una topografía muy limitada, ya que se cuenta con puntos relevados a lo largo del terraplén sobre la colectora máxima existente DN800 entre la Defensa Sur y el arroyo La China y a lo largo de otra línea paralela a dicha tubería. Estos relevamientos topográficos lineales son transversales a la traza del emisario proyectado, por lo que sólo se conocen puntos del terreno natural en el inicio, el final y dos puntos intermedios en los 1.500 metros de conducto de la traza seleccionada. Entre estos se ha interpolado linealmente para estimar las tapadas intermedias, sabiendo mediante la observación de las imágenes satelitales que se atraviesan puntos bajos de terreno que hace que la estimación sea conservadora en cuanto a las tapadas y cómputo de volúmenes de excavación.

Por otro lado, se cuenta con un Modelo Digital de Elevación (MDE) “SRTM” con una resolución de 25m descargado de la página del Instituto Geográfico Nacional. Sin embargo, dada la presencia de vegetación en la zona, este presenta variaciones importantes respecto a la cota del terreno natural, por lo que no aporta mayor precisión al perfil de terreno en la traza del conducto.

Otra limitación que se tuvo al trazar el perfil es la falta de estudios de suelos a lo largo de la traza del emisario, a pesar de que se dispone un estudio antecedente en la zona de la Defensa Sur y de un estudio de suelos realizado por la municipalidad de Concepción del Uruguay en el predio de la PTAR.

En el caso de la traza de la Alternativa 3, se conoce aún con menos certeza el perfil del terreno natural, ya que se cuenta con 3 puntos conocidos en sus primeros 1500 metros y no se tienen puntos relevados en los 1.500 metros restantes. Además, la segunda mitad es la más crítica ya que se cruzan los arroyos La China y Los Chanchos, disponiendo de una batimetría del primero solamente y desconociendo el perfil transversal del lecho en el segundo. A pesar de ello, a fines de trazar un perfil estimado de forma comparativa, se asumió para el arroyo Los Chanchos una profundidad similar a la del arroyo La China, rondando los 5 metros.

Se presentan los perfiles altimétricos de las trazas de Alternativa 1 y Alternativa 3, con el sólo motivo de ilustrar de forma más clara la diferencia en cuanto a complejidad de una y otra alternativa, lo que deriva en que la segunda sería mucho más costosa de realizar comparado con la primera.

Dichos perfiles de las Alternativas 1 y 3 se pueden observar gráficamente en la Figura 86 y Figura 87, respectivamente.

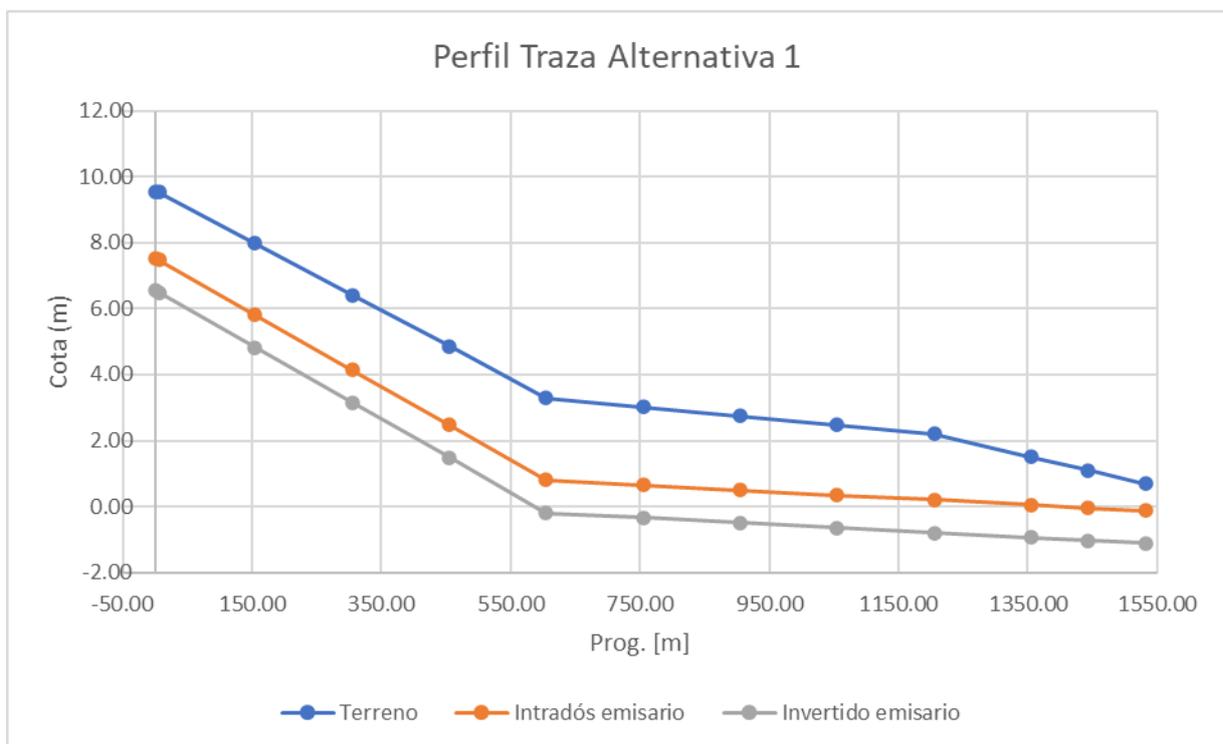


Figura 86 Perfil traza Alternativa 1.

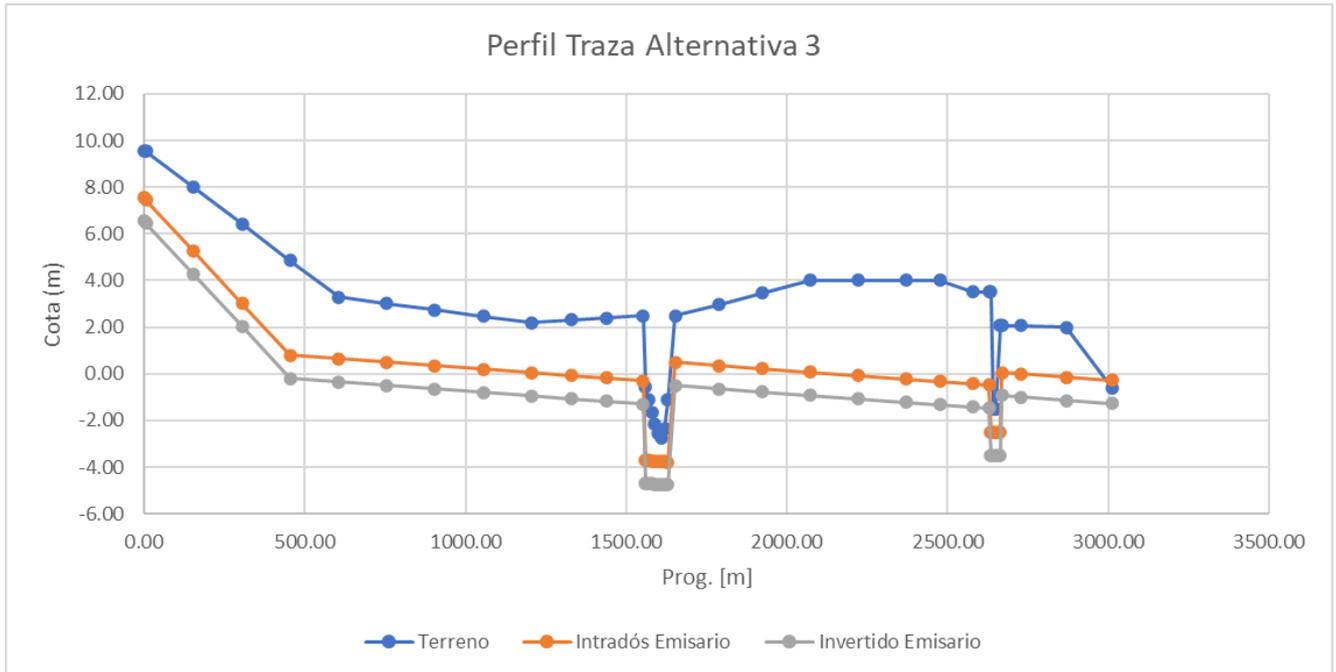


Figura 87 Perfil traza Alternativa 3.

Asimismo, se presentan los valores de Progresiva, Cota Intradós, Cota Invertido, Cota Terreno Natural, Tapada, Pendiente, Ancho de zanja y Profundidad de zanja en la Tabla 30 y Tabla 31.

Tabla 30 Perfil traza Alternativa 1.

Prog	NT	DN	D <sub>int</sub>	D <sub>ext</sub>	Cota intradós	Cota invertido	Tapada	Pendiente tubería	Ancho de zanja	Profundidad de zanja
m	m	mm	mm	mm	m	m	m	m/m	m	m
0,00	9,54	1000	993	1025	7,54	6,55	2,00		1,70	3,38
5,85	9,54	1000	993	1025	7,47	6,48	2,07	-0,0111	1,70	3,44
154,86	7,99	1000	993	1025	5,81	4,82	2,17	-0,0111	1,70	3,55
304,86	6,42	1000	993	1025	4,14	3,15	2,28	-0,0111	1,70	3,65
454,86	4,86	1000	993	1025	2,47	1,48	2,38	-0,0111	1,70	3,76
604,86	3,29	1000	993	1025	0,80	-0,19	2,49	-0,0111	1,70	3,87
754,86	3,02	1000	993	1025	0,65	-0,34	2,37	-0,0010	1,70	3,74
904,86	2,74	1000	993	1025	0,50	-0,49	2,24	-0,0010	1,70	3,62
1.054,86	2,47	1000	993	1025	0,35	-0,64	2,12	-0,0010	1,70	3,50
1.204,86	2,20	1000	993	1025	0,20	-0,79	2,00	-0,0010	1,70	3,37
1.354,86	1,51	1000	993	1025	0,05	-0,94	1,46	-0,0010	1,70	2,84
1.443,30	1,11	1000	993	1025	-0,04	-1,03	1,14	-0,0010	1,70	2,52
1.531,73	0,70	1000	993	1025	-0,13	-1,12	0,83	-0,0010	1,70	2,20

Tabla 31 Perfil traza Alternativa 3.

Cámaras	Prog.	NT	DN	D <sub>int</sub>	D <sub>ext</sub>	Cota intradós	Cota invertido	Tapada	Pendiente tubería	Ancho de zanja	Profundidad de zanja
	m	m	mm	mm	mm	m	m	m	m/m	m	m
C. Carga	0,00	9,54	1000	993	1025	7,54	6,55	2,00		1,70	3,38
1	5,85	9,54	1000	993	1025	7,47	6,48	2,07	-0,0111	1,70	3,44
2	154,86	7,99	1000	993	1025	5,81	4,82	2,17	-0,0111	1,70	3,55
3	304,86	6,42	1000	993	1025	4,14	3,15	2,28	-0,0111	1,70	3,65
4	454,86	4,86	1000	993	1025	2,47	1,48	2,38	-0,0111	1,70	3,76
5	604,86	3,29	1000	993	1025	0,80	-0,19	2,49	-0,0111	1,70	3,87
6	754,86	3,02	1000	993	1025	0,65	-0,34	2,37	-0,0010	1,70	3,74
7	904,86	2,74	1000	993	1025	0,50	-0,49	2,24	-0,0010	1,70	3,62
8	1.054,86	2,47	1000	993	1025	0,35	-0,64	2,12	-0,0010	1,70	3,50
9	1.204,86	2,20	1000	993	1025	0,20	-0,79	2,00	-0,0010	1,70	3,37
10	1.330,72	2,30	1000	993	1025	0,07	-0,92	2,23	-0,0010	1,70	3,61
11	1.440,17	2,40	1000	993	1025	-0,04	-1,03	2,43	-0,0010	1,70	3,81
12	1.552,67	2,49	1000	993	1025	-0,15	-1,14	2,64	-0,0010	1,70	4,01
	1.559,41	-0,57	1000	993	1025	-3,71	-4,70	3,14	-0,5281	1,70	4,51
	1.569,49	-1,12	1000	993	1025	-3,72	-4,71	2,60	-0,0010	1,70	3,97
	1.579,56	-1,65	1000	993	1025	-3,73	-4,72	2,08	-0,0010	1,70	3,46
	1.589,64	-2,14	1000	993	1025	-3,74	-4,73	1,60	-0,0010	1,70	2,97
	1.599,72	-2,54	1000	993	1025	-3,75	-4,74	1,21	-0,0010	1,70	2,58
	1.609,79	-2,76	1000	993	1025	-3,76	-4,75	1,00	-0,0010	1,70	2,37
	1.619,87	-2,37	1000	993	1025	-3,77	-4,76	1,40	-0,0010	1,70	2,77
	1.629,94	-1,14	1000	993	1025	-3,78	-4,77	2,65	-0,0010	1,70	4,02
13	1.652,67	2,49	1000	993	1025	0,49	-0,50	2,00	0,1879	1,70	3,38
14	1.787,40	2,98	1000	993	1025	0,36	-0,64	2,62	-0,0010	1,70	3,99
15	1.922,14	3,46	1000	993	1025	0,22	-0,77	3,24	-0,0010	1,70	4,61
16	2.072,14	4,00	1000	993	1025	0,07	-0,92	3,93	-0,0010	1,70	5,30
17	2.222,14	4,00	1000	993	1025	-0,08	-1,07	4,08	-0,0010	1,70	5,45
18	2.372,14	4,00	1000	993	1025	-0,23	-1,22	4,23	-0,0010	1,70	5,60
19	2.475,63	4,00	1000	993	1025	-0,33	-1,33	4,33	-0,0010	1,70	5,71
20	2.579,12	3,50	1000	993	1025	-0,44	-1,43	3,94	-0,0010	1,70	5,31
	2.628,62	3,50	1000	993	1025	-0,49	-1,48	3,99	-0,0010	1,70	5,36
	2.633,63	3,50	1000	993	1025	-2,49	-3,48	5,99	-0,4010	1,70	7,37
	2.642,13	-1,50	1000	993	1025	-2,50	-3,49	1,00	-0,0010	1,70	2,37
	2.650,45	-1,50	1000	993	1025	-2,51	-3,50	1,01	-0,0010	1,70	2,38
	2.663,57	2,06	1000	993	1025	-2,52	-3,51	4,58	-0,0010	1,70	5,95
	2.668,57	2,06	1000	993	1025	0,06	-0,94	2,00	0,5155	1,70	3,38
21	2.729,12	2,06	1000	993	1025	0,00	-1,00	2,06	-0,0010	1,70	3,44
22	2.869,99	2,00	1000	993	1025	-0,14	-1,14	2,14	-0,0010	1,70	3,52
Descarga	3.010,87	-0,60	1000	993	1025	-0,29	-1,28	-0,31	-0,0010	1,70	1,06

Las celdas indicadas en color naranja claro en la tabla anterior son las correspondientes a cotas de terreno natural que fueron estimadas ya que no se poseen datos en esa zona.

El perfil de la Alternativa 1 se definió comenzando con una tapada mínima de 2 metros en la cámara de carga, y se extiende hasta la progresiva 600,00 m con pendiente constante de 1,11%. En la progresiva 600,00 m se cruza por debajo de la Colectora máxima existente DN800, la cual posee una cota de invertido de 1,80 m. En ese punto el intradós del emisario está en cota 0,80 m previendo una separación de 1 metro entre ambos conductos. Luego, continúa hasta la progresiva 1.531,73 m con pendiente mínima de 1‰.

El perfil de la Alternativa 3 coincide en sus primeros 1.330 metros con la traza Alternativa 1. Luego esta continúa con pendiente mínima de 1‰ hasta la cámara de inspección N°12 en la progresiva 1.552,67m. Entre las cámaras N°12 y N°13 se colocó un sifón para cruzar por debajo del punto más profundo del arroyo La China, dejando 1 metro de margen entre el intradós y el lecho del arroyo. Luego del sifón se continúa desde la cámara N°13 con tapada mínima de 2 metros y pendiente de 1‰ a lo largo de unos 900 metros hasta la cámara N°20.

Entre las cámaras N°20 y N°21 se colocó un sifón para cruzar por debajo del arroyo Los Chanchos, con el mismo criterio que en el anterior. Luego del sifón se continúa desde la cámara N°21 comenzando con tapada mínima de 2 metros y pendiente de 1‰ hasta la desembocadura en el riacho Itapé.

Como se puede observar, el perfil de la Alternativa 3 presenta una complejidad mayor en su ejecución, debido a mayor longitud, mayores tapadas, y la necesidad de colocar dos sifones, y en consecuencia un costo mucho más elevado.

De esta evaluación, al igual que en la comparativa que se desarrolló en los subcapítulos 4.4 y 4.5, se desprende que la Alternativa 1 es la más conveniente.

#### **4.6.11 Implementación de modelo SWMM**

Se ha implementado una modelación hidráulica del emisario con el software SWMM (Storm Water Management Model), desarrollado por la Agencia de Protección del Ambiente de Estados Unidos (U.S.EPA, 2011). Se trata de un modelo para el análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano, de referencia internacional y de dominio público. Este permite simular la propagación del flujo a través de conductos de secciones regulares de diversos tipos, contemplando efectos de remanso, flujo a superficie libre, flujo a presión o sobrecarga, flujos inversos, etc.

El objetivo de la modelación en SWMM es conocer el perfil de la línea de energía del emisario, verificando el nivel máximo en la cámara de carga, y conocer también las velocidades punto a punto en el emisario tanto para la condición de máximo caudal y máximo nivel en el cuerpo receptor como para el escenario de caudal mínimo y un nivel medio en el cuerpo receptor.

##### **4.6.11.1 Parámetros de modelación**

Los parámetros ingresados al modelo son la geometría del emisario, mediante su diámetro y cotas de invertido en las cámaras de inspección; el material del conducto, mediante la rugosidad de Manning; las pérdidas localizadas de embocadura, cámaras, y desembocadura, mediante los coeficientes k; el caudal y el nivel en la descarga en cada escenario planteado.

A continuación se presenta un listado de los parámetros indicados:

- Diámetro: se cargó el diámetro interno de la tubería de PRFV DN 1000, SN 5000, PN 6, igual a 0.993 m.

- Material: se cargó el coeficiente de Manning asociado al PRFV, igual a 0,01.
- Pérdidas localizadas:
  - Embocadura: se adoptó  $k=0,5$  en la cámara de carga.
  - Cámaras de inspección: se adoptó  $k=0,15$  y  $0,18$  en el ingreso y salida de los conductos vinculados por cámaras con cambios de dirección de  $0^\circ$  y  $9^\circ$ , respectivamente.
  - Desembocadura: dado que las pérdidas localizadas allí están dadas por la pérdida del tramo difusor que posee ramales Te y válvulas Pico de Pato, estas dependen del caudal. Se adoptó  $k=11,70$  en el Escenario 1 y  $k= 29,32$  para el Escenario 2.
- Pérdidas de carga generalizadas: se seleccionó la metodología de cálculo de Darcy-Weisbach en el modelo.
- Tiempo de corrida: 3 hs.
- Intervalo de cálculo: 5 segundos.
- Intervalo de reportes: 2 minutos.

Los caudales y niveles de descarga se indican más adelante en la descripción de escenarios.

La topología del modelo se puede ver en la Figura 88, con la identificación de los tramos y cámaras.

Allí se observa el conducto subdividido en 12 tramos denominados “links” (líneas), vinculados por puntos de unión denominados “junctions” (puntos) coincidentes con la cámara de carga y las cámaras de inspección, y un punto de descarga denominado “outfall” (triángulo).

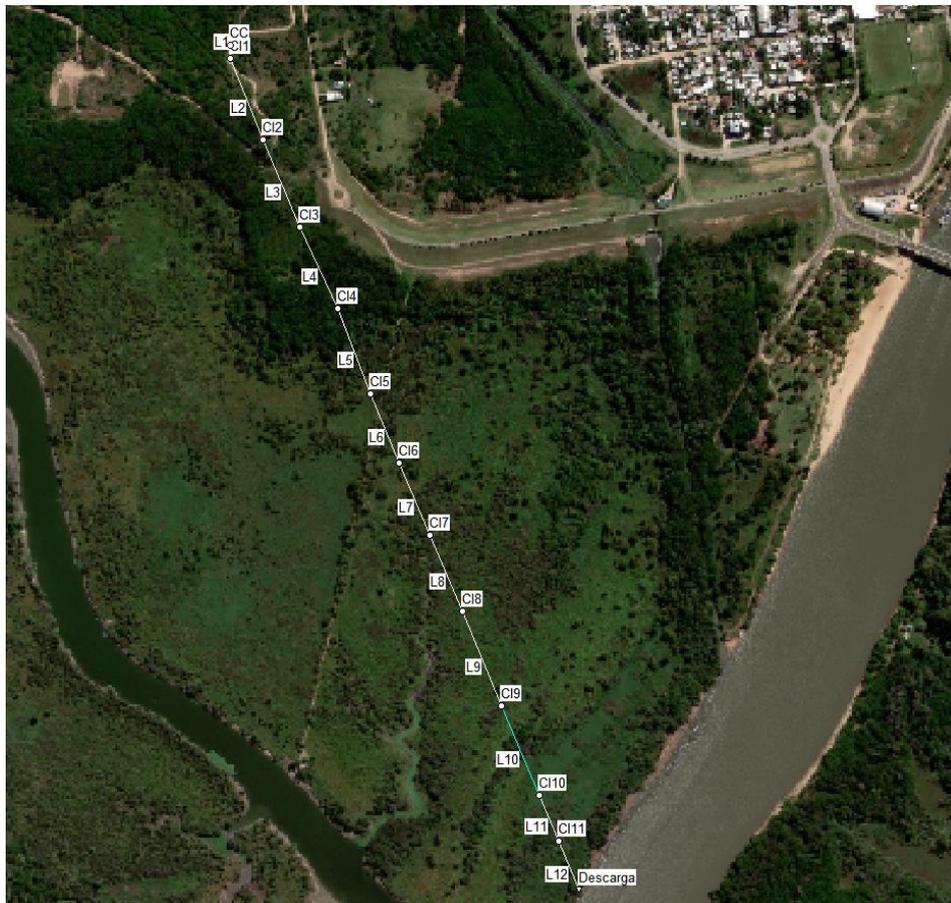


Figura 88 Topología del modelo SWMM.

A continuación se presenta una breve descripción de cada escenario planteado y los resultados obtenidos en cada uno de ellos.

#### 4.6.11.2 Escenario 1

Este escenario consiste en el planteo de las siguientes condiciones de borde:

- Caudal máximo horario ( $Q_{E20}$ ), igual a  $0,576 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Nivel fijo en la descarga =  $8,49 \text{ m}$ , asociado a un tiempo de recurrencia de 20 años y mayor a todas las crecidas observadas a partir del año 1983.

A continuación se presentarán los resultados de la modelación en SWMM, los cuales se muestran para el instante final de la corrida. Si bien realizó una corrida de 3 horas de duración, al tratarse de condiciones de borde constantes, los resultados presentados son los mismos en toda la duración de la modelación, a excepción de los primeros segundos de corrida donde se estabiliza el modelo.

En la Figura 89 se presenta el gráfico del perfil del conducto modelado, donde se puede observar la línea piezométrica. Allí se puede observar que en esta condición, que es la más desfavorable en cuanto a niveles en la cámara de carga, se produce un nivel máximo de  $9,50 \text{ m}$ . Esto deja unos  $50 \text{ cm}$  de margen hasta la cota  $10,00 \text{ m}$ , límite a partir del cual se interfiere en el funcionamiento hidráulico de la PTAR.

Los niveles piezométricos también se pueden observar en la Figura 91, clasificados por rango de color.

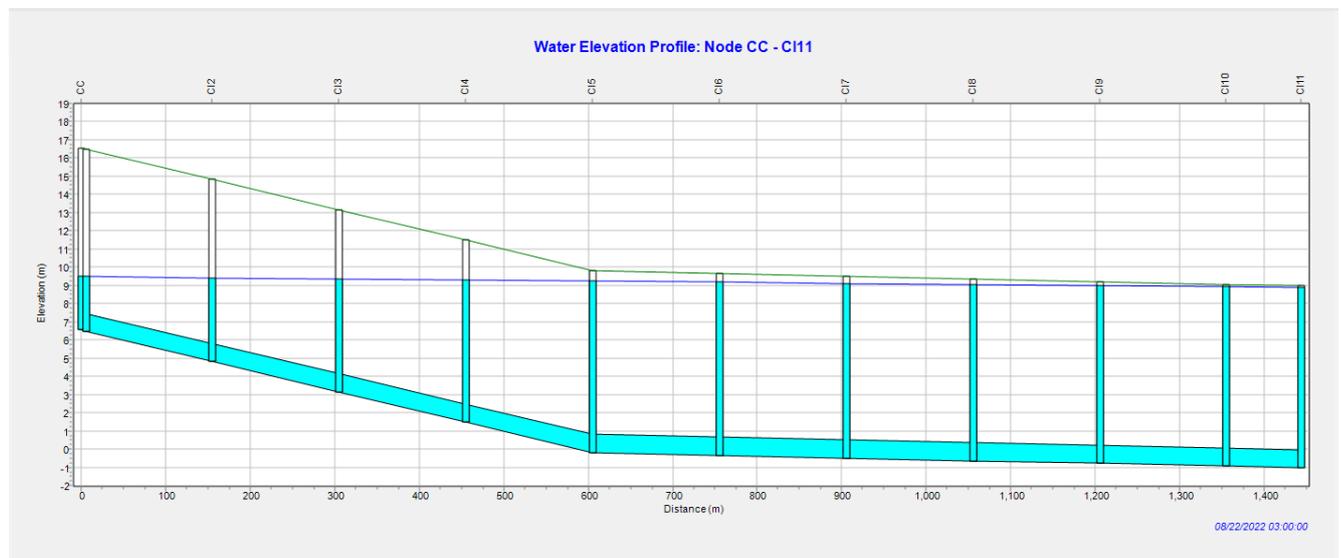


Figura 89 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.

En la Figura 90 se presenta el mapa de valores de velocidad, la cual es igual y constante en todos los tramos modelados por tratarse de la misma sección transversal del conducto. La velocidad es de  $0,74 \text{ m/s}$ , lo cual resulta admisible.

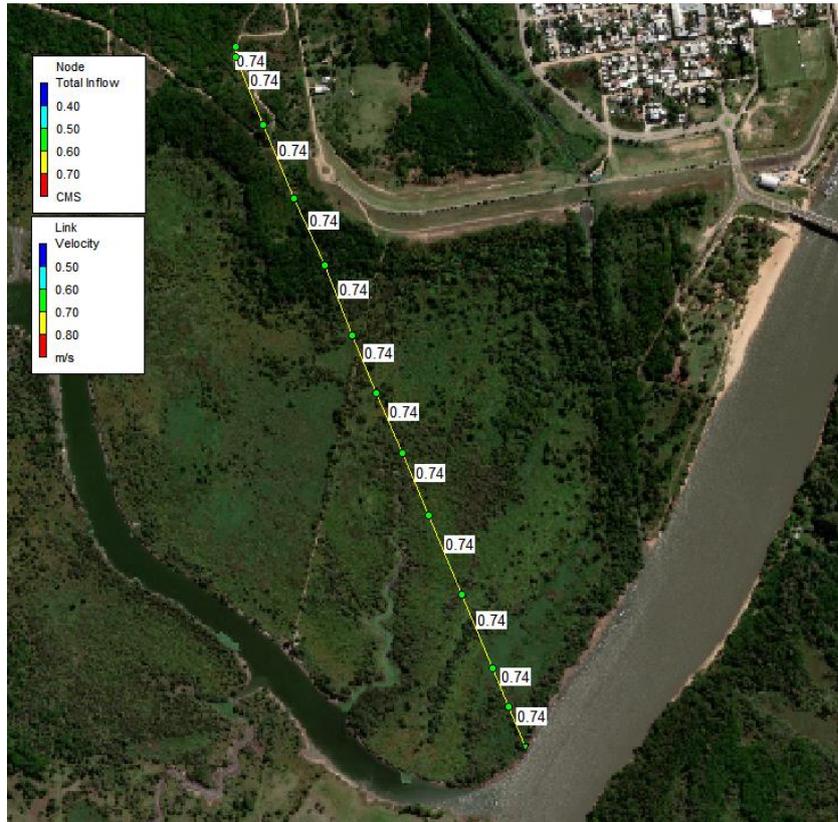


Figura 90 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 1.

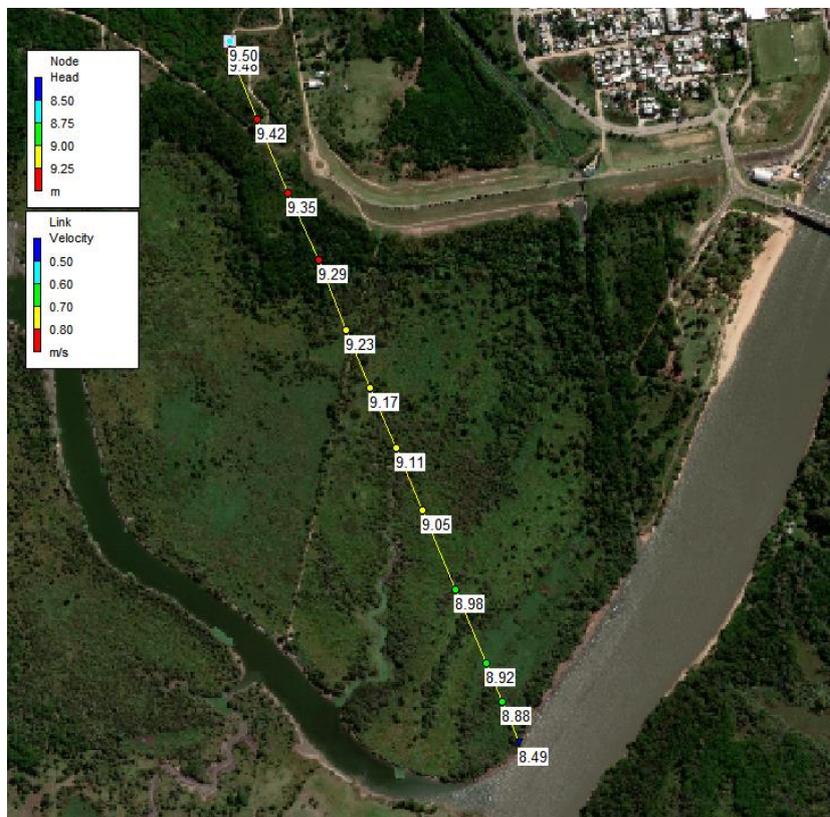


Figura 91 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 1.

En la Figura 92 se presenta el caudal ingresante en cada nodo modelado, a modo de verificación del caudal introducido al modelo.

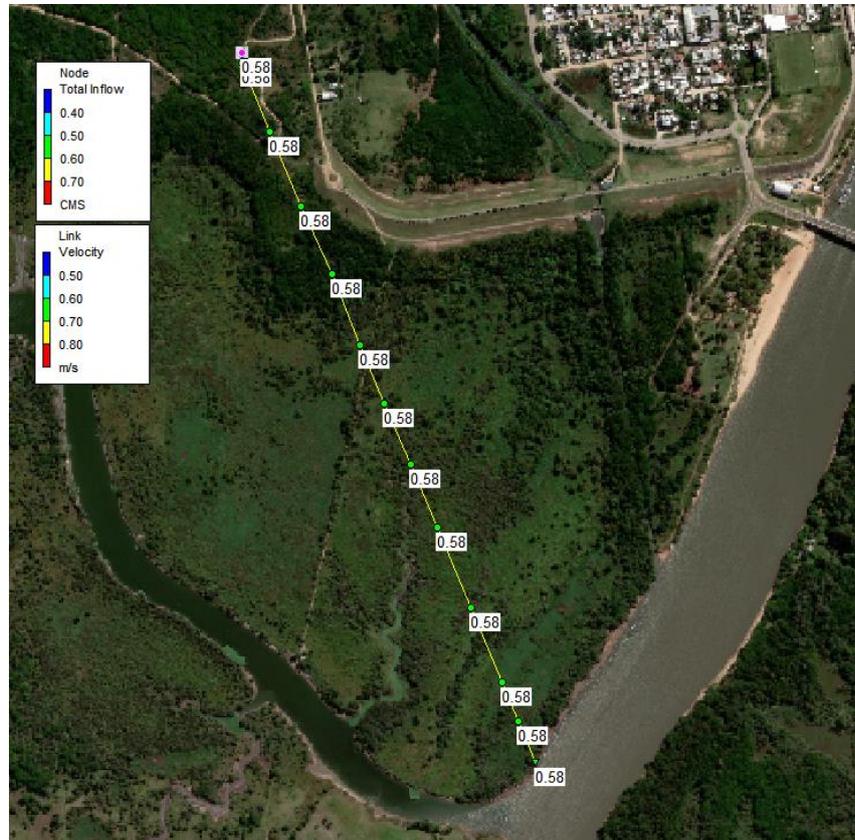


Figura 92 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 1.

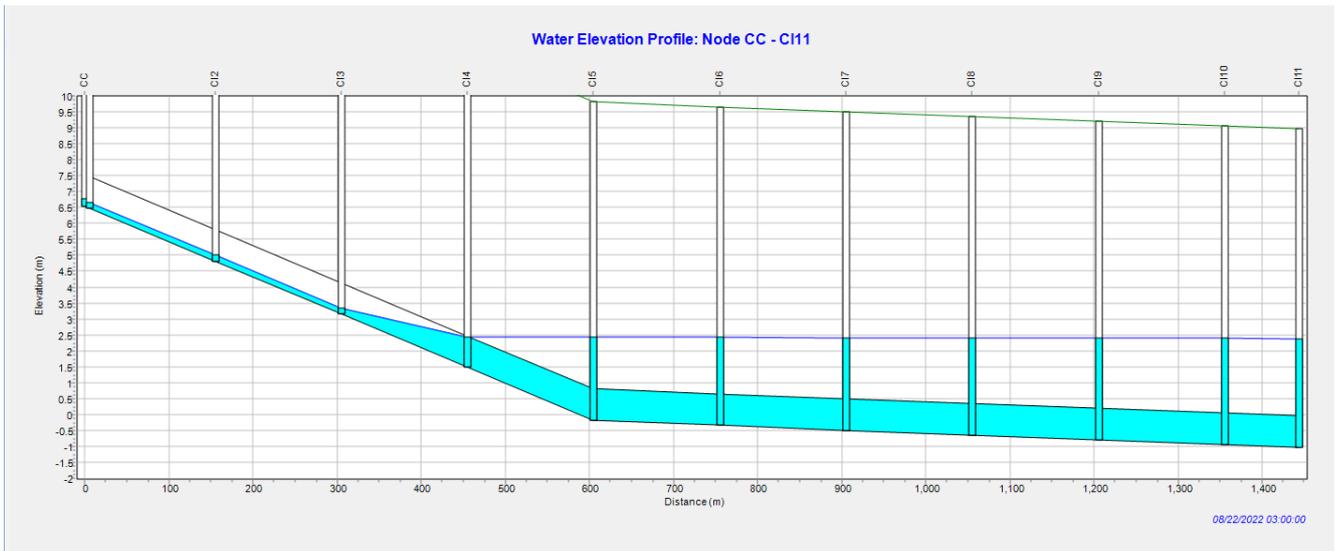
#### 4.6.11.3 Escenario 2

Este escenario consiste en el planteo de las siguientes condiciones de borde:

- Caudal de autolimpieza ( $Q_{L0}$ ), igual a  $0,222 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Nivel fijo en la descarga =  $2,25 \text{ m}$ , asociado a una frecuencia de superación del 50% en las crecidas observadas desde el año 1983.

Cabe la misma consideración que en el Escenario 1 respecto a la presentación de resultados en el instante final de la corrida. Este escenario se ha realizado con el objetivo de conocer las velocidades que se producirán en el conducto, sabiendo que este funcionará parcialmente a presión y parcialmente a superficie libre.

En la Figura 93 se presenta el gráfico del perfil del conducto modelado, donde se puede observar la línea piezométrica. Allí se puede observar que efectivamente el conducto funciona a superficie libre hasta la progresiva  $450,00 \text{ m}$  y luego trabaja a presión.



**Figura 93 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.**

Las velocidades se pueden observar en la Figura 94, clasificadas por un mapa de colores. Allí se observa que las velocidades en la primera parte del conducto superan los 2 m/s, lo cual resulta admisible y se debe a la elevada pendiente del conducto en los primeros 600 metros.

Luego la velocidad se reduce considerablemente a 0,29 m/s en la parte donde el conducto entra en carga. Ante esta velocidad se realizan las siguientes consideraciones:

- Esta situación se producirá sólo en un caso extremo en el primer año de funcionamiento.
- La velocidad en el conducto irá aumentando año a año progresivamente a medida que vaya incrementándose el caudal, debido al aumento de la población servida.
- El conducto se diseña para transportar efluente tratado con una cantidad de sólidos sedimentables muy reducida.

Teniendo en cuenta lo anterior, se considera admisible dicha velocidad mínima.

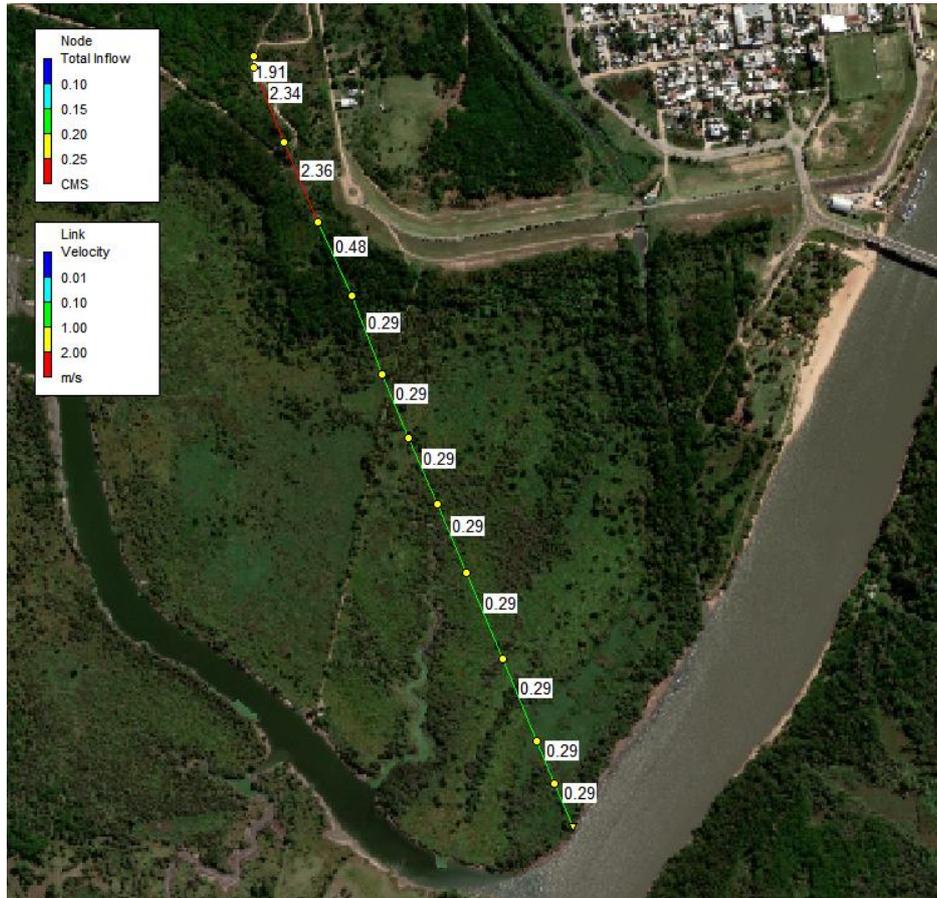


Figura 94 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 2.

Al igual que en el escenario anterior, se presenta en la Figura 95 el mapa de valores de nivel piezométrico en cada nodo. Asimismo, en la Figura 96 se presenta el caudal ingresante en cada nodo modelado, a modo de verificación del caudal introducido al modelo.

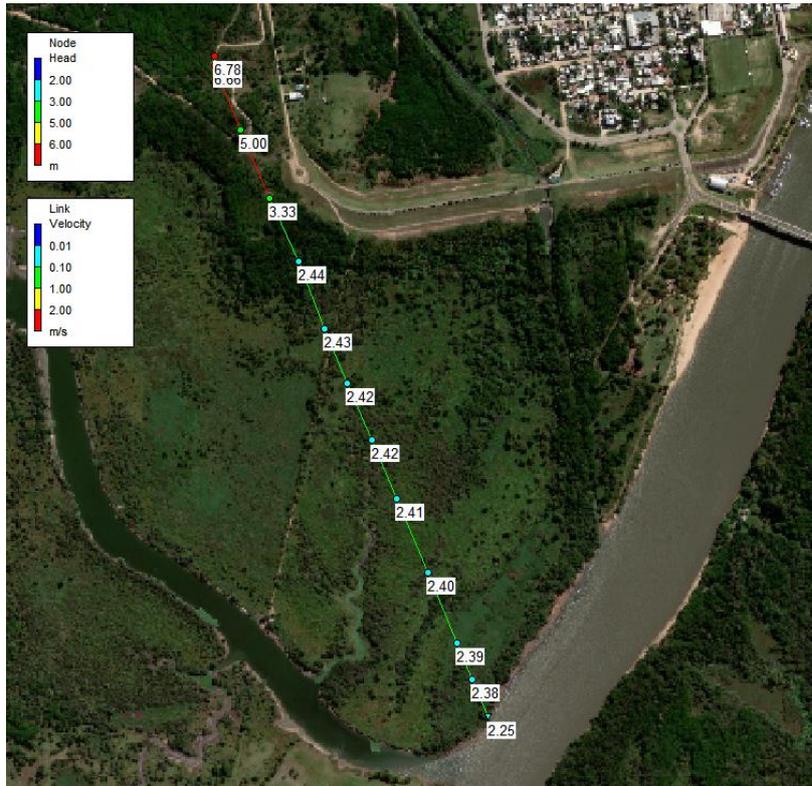


Figura 95 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 2.

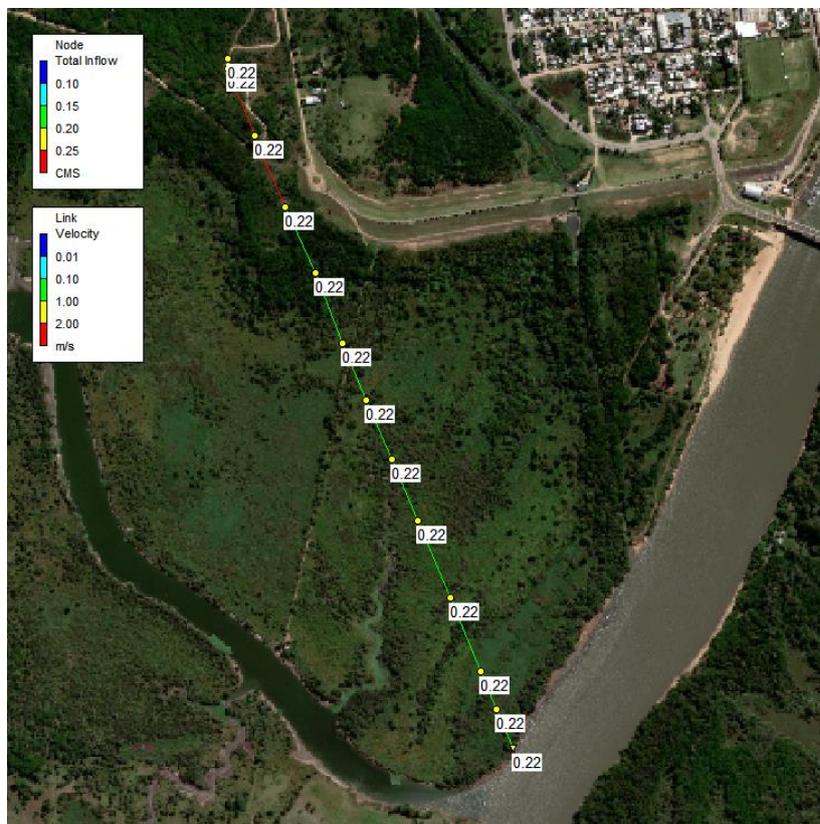


Figura 96 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 2.

## 5. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PROYECTADAS

Se ha elaborado un cómputo y presupuesto detallado de las obras proyectadas, desagregado en ítems que se han determinado en cada caso mediante un análisis de precios, y partiendo de los parámetros presentados en la Tabla 32.

**Tabla 32 Parámetros generales.**

Fecha PR (elaboración del presupuesto)	12/10/2022
Precios base	oct-22
Tasa de cambio Dólar	\$ 157.25
Tasa de cambio Euro	\$ 151.50
Horas Trabajadas por día Mano de Obra	8
Días trabajados al mes	22
Horas Trabajadas por día Equipos	6.67
Tasa anual de Interes al Capital	6%
Consumo Específico	0.125
Costo litro GasOil (Sin IVA)	149.89
Porcentaje Rep. y Repuestos	80.00%
Porcentaje Lubricantes	25.00%
Porcentaje Indirectos	1.64
Clase PR (Según AACE)	IV

En la Tabla 33 se presenta la planilla de cómputo y presupuesto con un resumen de precios por ítem incluyendo un coeficiente de pase de 1,64, los cuales se calculan en detalle en el documento UEP-CDU-PTAR-001, que se entrega como parte de la documentación complementaria del presente informe. La estimación de los costos se ha definido de acuerdo a la Clase 3 según el sistema de clasificación de las prácticas recomendadas por la AACE N°18R-97, es decir, con un valor entre +20% y -15%.

El presupuesto contempla las obras descriptas en lo que respecta a la planta de tratamiento de barros activados con 3 módulos construidos en primera etapa y al emisario en su totalidad.

Tabla 33 Planilla de cómputo y presupuesto.

UEP-CDU-PTAR-PR-001		PTAR y Emisario Concepción del Uruguay					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	PRECIO UNITARIO [\$ / UN]	PRECIO PARCIAL [\$]	PRECIO PARCIAL [USD]	INC
<b>1</b>	<b>TAREAS GENERALES</b>				<b>170,000,000</b>	<b>1,081,081</b>	<b>6.27%</b>
1.1	Movilización e Instalación de Obrador	gl	1	170,000,000	170,000,000	1,081,081	6.27%
<b>2</b>	<b>PROYECTO EJECUTIVO</b>				<b>58,000,000</b>	<b>368,839</b>	<b>2.14%</b>
2.1	Ingeniería de Detalle, Estudios Ambientales y Manual de Operación y Mantenimiento	gl	1	50,000,000	50,000,000	317,965	1.85%
2.2	Replanteo y nivelación	gl	1	8,000,000	8,000,000	50,874	0.30%
<b>3</b>	<b>PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>				<b>2,225,052,775</b>	<b>14,149,779</b>	<b>82.11%</b>
3.1	Movimiento de suelos generales				32,169,928	204,578	1.19%
3.2	Estación de Bombeo de Ingreso				65,495,426	416,505	2.42%
3.3	Pretratamiento: Desarenador y Parshall				25,852,921	164,406	0.95%
3.4	Sedimentadores Primarios				200,405,347	1,274,438	7.40%
3.5	Reactor Biológico				322,246,036	2,049,259	11.89%
3.6	Sedimentadores Secundarios				203,678,649	1,295,254	7.52%
3.7	Camara de Contacto				44,343,848	281,996	1.64%
3.8	Tratamiento de Barros - Adensadores				54,031,919	343,605	1.99%
3.9	Locales				724,438,000	4,606,919	26.73%
3.10	Interconexiones internas y Cámaras				217,662,102	1,384,179	8.03%
3.11	Obras complementarias				334,728,600	2,128,640	12.35%
<b>4</b>	<b>EMISARIO</b>				<b>256,709,479</b>	<b>1,632,493</b>	<b>9.47%</b>
4.1	Obra de desborde. Incluye ejecución de tramo de canal revestido y excavación y perfilado de canal de desborde sin revestir.	gl	1	3,061,840	3,061,840	19,471	0.11%
4.2	Excavación en zanja en cualquier tipo de terreno y profundidad considerando ancho de zanja y profundidad excavada, ejecución de colchon de arena , relleno, compactación, retiro de suelo sobrante, aporte de material granular y repaso final.	m3	8995	2,383	21,434,736	136,310	0.79%
4.3	Provisión y colocación de cañería PRFV ø1000mm SN 5000 PN 6, incluido colocación de geotextil, sellado de caños en bocas de registro y prueba hidráulica	m	1532	137,490	210,597,277	1,339,251	7.77%
4.4	Cámaras de inspección herméticas de hormigón diametro interno 1,50 m altura total hasta 4,00 m	ud	11	593,926	6,533,188	41,547	0.24%
4.5	Provisión, armado y colocación de cañería de acero DN1000, bridas y accesorios.	m	12	223,688	2,684,260	17,070	0.10%
4.6	Provisión, armado y colocación de cañería de acero DN400, bridas y accesorios.	m	3	57,000	171,000	1,087	0.01%
4.7	Provisión y colocación de válvula pico de pato DN400 bridada, incluye todos los accesorios necesarios para su instalación	ud	6	1,946,382	11,678,292	74,266	0.43%
4.8	Obra de descarga marginal, incluye provisión y colocación de protección de margen con gaviones tipo colchón y geotextil.	gl	1	548,887	548,887	3,491	0.02%
<b>TOTAL</b>					<b>2,709,762,254</b>	<b>17,232,192</b>	<b>100%</b>

## 6. CARPETA DE ENTREGABLES

El presente documento se entrega como parte de una carpeta que contiene la siguiente estructura y contenido:

1. Informe: Contiene el presente informe en formato editable y en PDF.
2. Documentación gráfica
  - 2.1. Planos
    - 2.1.1. Editables
    - 2.1.2. PDF
  - 2.2. Mapas GIS
    - 2.2.1. Editables
    - 2.2.2. PDF
3. Planillas
  - 3.1. Listado de equipos
  - 3.2. Cómputo y presupuesto
4. Antecedentes: Contiene documentación antecedente recopilada y ordenada en subcarpetas e índice de archivos.
5. Modelación SWMM: Contiene los archivos de modelación hidráulica del emisario para los distintos escenarios planteados, y un índice de archivos con la descripción de cada archivo.
6. Especificaciones técnicas: contiene documento de texto en formato editable y en PDF con las especificaciones técnicas asociadas a las obras proyectadas.

## 7. CONCLUSIONES

En el presente informe se ha cumplido con las tareas requeridas por los términos de referencia en correspondencia con la denominada Etapa 2 del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales y Emisario de Concepción del Uruguay.

A continuación, se listan las tareas realizadas de manera resumida:

- Recopilación de estudios antecedentes y análisis de la información disponible como apoyo para realizar el diseño preliminar de la PTAR y Emisario.
- Descripción y diagnóstico de la situación actual de saneamiento, para tomar como referencia ante las mejoras sustanciales que implican las obras proyectadas en la calidad de vida de los habitantes y en la calidad del ambiente.
- Análisis y selección de alternativas de tratamiento de las aguas residuales, planteando cuatro (4) variantes en el tipo de tratamiento y dos (2) variantes en cuanto a la ejecución por etapas de los módulos de tratamiento.
- Descripción de las obras de la planta de tratamiento.
- Dimensionamiento de procesos y cálculos hidráulicos para la definición de las unidades componentes del tratamiento de barros activados, y sus obras complementarias.
- Análisis de alternativas de emisario, planteando cuatro (4) variantes en el trazado y ubicación del punto de vuelco.
- Selección de alternativas de trazado a partir de un análisis conceptual y el estudio del impacto ambiental en la descarga mediante la modelación matemática del cuerpo receptor en cada caso y la verificación de los parámetros de vuelco y su dispersión.
- Descripción de las componentes del emisario, planteo y selección de alternativas de diámetro y material del mismo para la traza seleccionada mediante su cálculo hidráulico y modelación matemática.
- Cómputo y presupuesto, incluyendo un análisis de precios de cada ítem definido para las obras para la alternativa seleccionada de PTAR y Emisario.

Además, se realiza una entrega complementaria a este documento, incluyendo la siguiente documentación:

- Especificaciones técnicas de la planta y el emisario, de tal manera que puedan conformarse luego los legajos técnicos de un proceso licitatorio posterior de “Diseño, Construcción y Operación y Mantenimiento”.
- Documentación gráfica de las obras en formato PDF y editables para la conformación de los legajos técnicos del proceso licitatorio mencionado previamente.
- Listado y descripción de equipos, e instrumentos de medición y control de la PTAR.

Finalmente, las obras proyectadas como resultado de las evaluaciones técnicas y económicas realizadas consisten en:

- Ejecución en primera etapa de una Planta de Tratamiento de Barros Activados con tres (3) trenes de tratamiento compuestos cada uno por un Sedimentador Primario, un Reactor Biológico y un Sedimentador Secundario, realizando un Pretratamiento previo y seguidos de una Cámara de Contacto para realizar la desinfección del efluente tratado. En una segunda

etapa, con un horizonte de diseño de 20 años, se proyecta un tren adicional de tratamiento de iguales características.

- Ejecución de un Emisario de PRFV - SN 5000 - PN 6 de un diámetro nominal de 1000 mm, con una longitud total de 1.532 metros entre la Cámara de Carga y la descarga en la margen derecha el riacho Itapé, inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del arroyo La China. Este dispondrá de diez (11) cámaras de inspección intermedias y de un cabezal difusor de acero con seis válvulas antirretorno del tipo Pico de Pato DN400 en la descarga.

El presupuesto determinado para la ejecución de las obras es de \$ 2.709.762.254, y equivalente a USD 17.232.192.

## ANEXO (CÁLCULO HIDRÁULICO)

**Tabla 34 Verificación de niveles para el caudal de diseño.**

<b>PDLC - CDU</b>		Caudales		Años		Observación
TABLA 1 - Calculos dimensionamiento Ingreso		m <sup>3</sup> /h		QA0 (min)	QE20 (max)	
				320.3	2,160.0	
Id	Designación	Dato	Unidad	Escenario		
				QC0	Q20	
<b>Pretratamiento</b>						
		<b>Q calculo:</b>		<b>320.30</b>	<b>2160.00</b>	
	<b>Canal - - Rejas Gruesas</b>					
		ancho canal	0.8	m		
	cota fondo		<b>1.30</b>	m		
		n	0.013			
		A		m <sup>2</sup>	0.200	1.168
		X		m	1.30	3.14
		Rh			0.15	0.37
		Sf		m/m	0.000	0.000
	L			3	m	
		Jf			0.001	0.000
		velocidad			0.44	0.51
		Jlocal			0.001	0.0017
		Jlocal			0.0005	0.0007
		J <sub>TOTAL</sub>			<b>0.003</b>	<b>0.003</b>
		<b>Nivel Aguas Arriba reja</b>			<b>1.55</b>	<b>2.76</b>
	<b>Reja</b>					
		h			0.25	1.46
		E	0.75			
		Up			0.59	0.68
	Jreja				0.001	0.001
		<b>Nivel Aguas Abajo reja</b>			<b>1.55</b>	<b>2.76</b>
		Tirante critico hc			<b>0.25</b>	1.46

Longitud canal  
 Perdida friccional despreciable  
 K=0.13 - Expansion  
 K=0.05 - Curva 28°  
 Relacion de espacios vacios  
 Velocidad de pasaje  
 Perdida de carga en la reja

PDL - CDU		Caudales		Años		Bombas	Observación
		Q <sub>c</sub>	m <sup>3</sup> /h	min	max		
TABLA 1 - Calculos dimensionamiento		Dato	Unidad	720.0	2,160.0	720	
Id	Designación	Escenario		Escenario		Observación	
		QCO	Q20	QCO	Q20		
<b>Desarenador</b>							
	<b>Cota inicio Desarenadores</b>			<b>14.19</b>	<b>14.55</b>		
	Long	18					
	h calculo			0.339	0.693		
				0.0000381	0.0000821		
	Pendiente energia			0.038	0.082		por mil
	Q		m <sup>3</sup> /s	240	720		
	Jf		m	0.001	0.001		Perdida despreciable
	JL		m	0.001	0.002		Perdidas Locales
	Solera Canal	<b>13.85</b>					
<b>parshall</b>							
	<b>Q calculo</b>			<b>720.00</b>	<b>2160.00</b>		
	W	0.305	m				ancho de boca
	Ha		m	0.34	0.69		Tirante A. Arriba
	Hb/Ha			0.41	0.38		Relacion de sumergencia
	Hb		m	0.14	0.26		
	Cota ingreso	<b>13.85</b>	m				
	Cota salida	<b>13.77</b>	m				
	<b>Cota aguas arriba</b>		m	<b>14.19</b>	<b>14.54</b>		
	<b>Cota aguas abajo</b>		m	<b>13.91</b>	<b>14.04</b>		
<b>Vertedero Control salida Desarenador</b>							
	Ancho Vertedero	3	m				
	Cota de umbral	<b>13.80</b>	m				
	Cota de fondo	12.8	m				
	h			0.113	0.235		
	p			1.500	1.500		
	Cd			0.593	0.594		
	Q			720.00	2160.00		Calculo para iterar h
	<b>Cota Arriba</b>			<b>13.91</b>	<b>14.04</b>		
<b>Tuberia de alim entre Desarenador y CP</b>							
	<b>Q calculo</b>			<b>720.00</b>	<b>2160.00</b>		
	DN caño	<b>1000</b>	mm				
	D interior	981.6	mm				
	Área		m <sup>2</sup>	0.757	0.757		
	Vel lleno		m/s	0.264	0.793		
	Long hasta cámara	<b>62.000</b>	m				
	Re			264446	793337		
	f			0.0193	0.0170		
	Jf			0.012	0.034		Perdida friccional a presión
	JL ingreso			0.002	0.016		K=0.50 Ingreso
	JL salida			0.004	0.032		K=1 Accesorios
	J <sub>TOTAL</sub>			<b>0.018</b>	<b>0.082</b>		
	<b>Cota Camara de Salida Desarenador</b>			<b>13.59</b>	<b>13.73</b>		
<b>Camara Partidora</b>							
<b>Ingreso</b>							
	Cota Camara			<b>13.57</b>	<b>13.65</b>		
	Ancho Vertedero	1.5	m				
	Cota de umbral	<b>13.50</b>	m				
	Cota de fondo	12.5	m				
	h			0.071	0.148		
	p			1.500	1.500		
	Cd			0.593	0.593		
	Q			180.00	540.00		Calculo para iterar h
<b>Tuberia de alim entre CP y sedim Primario</b>							
	<b>Q calculo</b>			<b>180.00</b>	<b>540.00</b>		
	DN caño	<b>400</b>	mm				
	D interior	381.6	mm				
	Área		m <sup>2</sup>	0.114	0.114		
	Vel lleno		m/s	0.437	1.312		
	Long hasta cámara	<b>65.000</b>	m				
	Re			170060	510181		
	f			0.0193	0.0170		
	Jf			0.008	0.253		Perdida friccional a presión
	JL ingreso			0.005	0.044		K=0.50 Ingreso
	JL salida			0.010	0.088		K=1 Accesorios
	J <sub>TOTAL</sub>			<b>0.023</b>	<b>0.385</b>		
	<b>Cota Camara</b>			<b>13.09</b>	<b>13.46</b>		

Sedimentador Primario					
<b>Vertederos Triangulares</b>					
	<b>Q calculo</b>		<b>180.00</b>	<b>540.00</b>	
N° Vertederos por sedimentador	400				
Cota umbral	13.05				
Q por Vert		m <sup>3</sup> /h	0.450	1.350	
h		m	0.018	0.028	
Cota Sedimentador			13.07	13.08	
<b>Tramo Camara - Camara de Cloracion</b>					
	<b>Q calculo</b>		<b>180.00</b>	<b>540.00</b>	
DN caño	400	mm			
D interior	381.6	mm			
Área		m <sup>2</sup>	0.114	0.114	
Vel lleno		m/s	0.437	1.312	
Long hasta cámara	19,000	m			
Re			170060	510181	
f			0.0193	0.0170	
Jf			0.002	0.074	Perdida friccional a presión
JL ingreso			0.005	0.044	K=0.50 Ingreso
JL salida			0.005	0.044	K=0.50 Accesorios
J <sub>TOTAL</sub>			0.012	0.162	
Cota Camara Salida Sedimentadores			12.61	13.01	
Barros Activados					
<b>Canal de Ingreso</b>					
	<b>Cota Camarama de inicio canal</b>		<b>12.60</b>	<b>12.85</b>	
Long	18	m			
h calculo			0.309	0.372	
Pendiente energia			0.00158	0.00979	por mil
Q		m <sup>3</sup> /s	1.58	9.79	
Jf		m	0.028	0.176	Perdida despreciable
JL		m	0.008	0.052	Perdidas Locales
Solera Canal	12.25				
<b>Q calculo</b>			<b>180.00</b>	<b>540.00</b>	
<b>Vertedero salida a Camara</b>					
	<b>Q calculo</b>		<b>90.00</b>	<b>270.00</b>	
Nivel Barros Activados	1	m			2 Vertederos de salida pro reactor
Ancho Vertedero	12.50	m			
Cota de umbral	11.5	m			
Cota de fondo			0.059	0.122	
h			1.500	1.500	
p			0.592	0.593	
Cd			90.00	270.00	Calculo para iterar h
Q					
<b>Q calculo</b>			<b>90.00</b>	<b>270.00</b>	
DN caño	250	mm			
D interior	231.6	mm			
Área		m <sup>2</sup>	0.042	0.042	
Vel lleno		m/s	0.593	1.780	
Long hasta cámara	5,000	m			
Re			140101	420304	
f			0.0193	0.0170	
Jf			0.001	0.059	Perdida friccional a presión
JL ingreso			0.009	0.081	K=0.50 Ingreso
JL salida			0.018	0.162	K=1 Accesorios
J <sub>TOTAL</sub>			0.027	0.301	
Cota Camara			11.81	12.32	
<b>Tubería de alim entre CP y sedim</b>					
	<b>Q calculo</b>		<b>180.00</b>	<b>540.00</b>	
DN caño	400	mm			
D interior	381.6	mm			
Área		m <sup>2</sup>	0.114	0.114	
Vel lleno		m/s	0.437	1.312	
Long hasta cámara	9,000	m			
Re			170060	510181	
f			0.0193	0.0170	
Jf			0.001	0.035	Perdida friccional a presión
JL ingreso			0.005	0.044	K=0.50 Ingreso
JL salida			0.010	0.088	K=1 Accesorios
J <sub>TOTAL</sub>			0.016	0.167	
Cota Camara			11.79	12.01	

Camara Partidora						
<b>Ingreso</b>						
Cota Camara				11.77	11.85	
Ancho Vertedero	1.5	m				
Cota de umbral	11.70	m				
Cota de fondo	10.7	m				
h				0.071	0.148	
p				1.500	1.500	
Cd				0.593	0.593	
Q				180.00	540.00	Calculo para iterar h
<b>Tuberia de alim entre CP y sedim</b>						
Q calculo				180.00	540.00	
DN caño	400	mm				
D interior	381.6	mm				
Área		m <sup>2</sup>		0.114	0.114	
Vel lleno		m/s		0.437	1.312	
Long hasta cámara	38.000	m				
Re				170060	510181	
f				0.0193	0.0170	
Jf				0.005	0.148	Perdida friccional a presión
JL ingreso				0.005	0.044	K=0.50 Ingreso
JL salida				0.010	0.088	K=1 Accesorios
J <sub>TOTAL</sub>				0.020	0.279	
Cota Camara				11.39	11.66	
Sedimentador Secundario						
<b>Vertederos Triangulares</b>						
N° Vertederos por sedimentador	400					
Cota umbral	11.35					
Q por Vert		m <sup>3</sup> /h		0.450	1.350	
h		m		0.018	0.028	
Cota Sedimentador				11.37	11.38	
<b>Tramo Camara - Camara de Cloracion</b>						
Q calculo				180.00	540.00	
DN caño	400	mm				
D interior	381.6	mm				
Área		m <sup>2</sup>		0.114	0.114	
Vel lleno		m/s		0.437	1.312	
Long hasta cámara	59.000	m				
Re				170060	510181	
f				0.0193	0.0170	
Jf				0.008	0.230	Perdida friccional a presión
JL ingreso				0.005	0.044	K=0.50 Ingreso
JL salida				0.010	0.088	K=1 Accesorios
J <sub>TOTAL</sub>				0.022	0.361	
Cota Camara Salida Sedimentadores				10.24	10.66	
Cámara de Contacto						
Q calculo				360.00	1080.00	50% por linea de CC
<b>Vertedero Ingreso CC</b>						
Cota Ingreso Camara de Contacto				10.22	10.30	
Ancho Vertedero	3	m				
Cota de umbral	10.15	m				
Revancha Vert. Salida	0.15	m				
Cota de fondo	7.7	m				
h				0.071	0.148	
p				2.000	2.000	
Cd				0.592	0.593	
Q				360.00	1080.00	Calculo para iterar h
<b>Vertedero salida CC</b>						
Cota Camara de Contacto				10.07	10.15	
Ancho Vertedero	3	m				
Cota de umbral	10.00	m				
Cota de fondo	7.50	m				
h				0.071	0.148	
p				2.000	2.000	
Cd				0.592	0.593	
Q				360.00	1080.00	Calculo para iterar h

**Tabla 35 Verificación de niveles para el caudal máximo.**

PDLC - CDU		Caudales		Años		Bombas	Observación
				min	max		
TABLA 2 - Verificación 2 líneas con 75% Q		Qc	m <sup>3</sup> /h	720.0	2,160.0		720
Id	Designación	Dato	Unidad	Escenario			
				Qc0	Q20		
<b>Desarenador</b>							
<b>Cota inicio Desarenadores</b>				14.19	14.55		
	Long	18					
	h calculo			0.339	0.693		
	Pendiente energia			0.0000381	0.0000821		
	Q			0.038	0.082		por mil
	Jf			240	720		
	JL			0.001	0.001		Perdida despreciable
	JL			0.001	0.002		Perdidas Locales
	Solera Canal	13.85					
<b>parshall</b>							
	<b>Q calculo</b>			720.00	2160.00		
	W	0.305	m				ancho de boca
	Ha		m	0.34	0.69		Tirante A. Arriba
	Hb/Ha			-1.62	0.41		Relacion de sumergencia - No se ahoga
	Hb		m	-0.55	0.28		
	Cota ingreso	13.85	m				
	Cota salida	13.77	m				
	Cota aguas arriba		m	14.19	14.54		
	Cota aguas abajo		m	13.23	14.06		
<b>Vertedero Control salida Desarenador</b>							
	Ancho Vertedero	3	m				
	Cota de umbral	13.80	m				
	Cota de fondo	12.8	m				
	h			0.113	0.235		
	p			1.500	1.500		
	Cd			0.593	0.594		
	Q			720.00	2160.00		Calculo para iterar h
	Cota Arriba			13.23	14.06		
<b>Tubería de alim entre Desarenador y CP</b>							
	<b>Q calculo</b>			720.00	2160.00		
	DN caño	1000	mm				
	D interior	981.6	mm				
	Área		m <sup>2</sup>	0.757	0.757		
	Vel lleno		m/s	0.264	0.793		
	Long hasta cámara	62.000	m				
	Re			264446	793337		
	f			0.0193	0.0170		
	Jf			0.012	0.034		Perdida friccional a presión
	JL ingreso			0.002	0.016		K=0.50 Ingreso
	JL salida			0.004	0.032		K=1 Accesorios
	J <sub>TOTAL</sub>			0.018	0.082		
	Cota Camara de Salida Desarenador			13.17	13.94		
<b>Camara Partidora</b>							
<b>Ingreso</b>							
	Cota Camara			13.15	13.86		
	Ancho Vertedero	1.5	m				
	Cota de umbral	13.50	m				
	Cota de fondo	12.5	m				
	h			0.086	0.180		
	p			1.500	1.500		
	Cd			0.593	0.593		
	Q			240.00	720.00		Calculo para iterar h
<b>Tubería de alim entre CP y sedim Primario</b>							
	<b>Q calculo</b>			240.00	720.00		
	DN caño	400	mm				
	D interior	381.6	mm				
	Área		m <sup>2</sup>	0.114	0.114		
	Vel lleno		m/s	0.583	1.749		
	Long hasta cámara	65.000	m				
	Re			226747	680241		
	f			0.0193	0.0170		
	Jf			0.011	0.450		Perdida friccional a presión
	JL ingreso			0.009	0.078		K=0.50 Ingreso
	JL salida			0.017	0.156		K=1 Accesorios
	J <sub>TOTAL</sub>			0.037	0.684		
	Cota Camara			13.11	13.77		

Sedimentador Primario				240.00	720.00	
<b>Vertederos Triangulares</b>						
	N° Vertederos por sedimentador	400				
	Cota umbral	13.05				
	Q por Vert		m3/h	0.600	1.800	
	h		m	0.020	0.032	
	Cota Sedimentador			13.07	13.08	
<b>Tramo Camara - Camara de Cloracion</b>						
	<b>Q calculo</b>			240.00	720.00	
DN caño		400	mm			
D interior		381.6	mm			
	Área		m2	0.114	0.114	
	Vel lleno		m/s	0.583	1.749	
Long hasta cámara		19.000	m			
	Re			226747	680241	
	f			0.0193	0.0170	
Jf				0.003	0.132	Perdida friccional a presiór
JL ingreso				0.009	0.078	K=0.50 Ingreso
JL salida				0.009	0.078	K=0.50 Accesorio:
J <sub>TOTAL</sub>				0.021	0.287	
Cota Camara Salida Sedimentadores				12.64	13.32	
Barros Activados						
<b>Canal de Ingreso</b>						
	<b>Cota Camamara de inicio canal</b>			12.62	13.03	
	Long	18				
	h calculo			0.309	0.372	
				0.00281	0.01741	
	Pendiente energia			2.81	17.41	por mi
	Q		m3/s	240	720	
	Jf		m	0.051	0.313	Perdida despreciable
	JL		m	0.015	0.092	Perdidas Locale:
	Solera Canal	12.25				
	<b>Q calculo</b>			240.00	720.00	
<b>Vertedero salida a Camara</b>						
	<b>Q calculo</b>			120.00	360.00	
	Nivel Barros Activados			12.56	12.62	2 Vertederos de salida pro reacto
	Ancho Vertedero	1	m			
	Cota de umbral	12.50	m			
	Cota de fondo	11.5	m			
	h			0.059	0.122	
	p			1.500	1.500	
	Cd			0.592	0.593	
	Q			90.00	270.00	Calculo para iterar h
<b>Tuberia Salida reactor a Camara empalme salida</b>						
	<b>Q calculo</b>			120.00	360.00	
DN caño		250	mm			
D interior		231.6	mm			
	Área		m2	0.042	0.042	
	Vel lleno		m/s	0.791	2.374	
Long hasta cámara		5.000	m			
	Re			186802	560406	
	f			0.0193	0.0170	
Jf				0.001	0.105	Perdida friccional a presiór
JL ingreso				0.016	0.144	K=0.50 Ingreso
JL salida				0.032	0.287	K=1 Accesorio:
J <sub>TOTAL</sub>				0.049	0.536	
Cota Camara				11.52	12.80	
<b>Tuberia de alim entre CP y sedim</b>						
	<b>Q calculo</b>			240.00	720.00	
DN caño		400	mm			
D interior		381.6	mm			
	Área		m2	0.114	0.114	
	Vel lleno		m/s	0.583	1.749	
Long hasta cámara		9.000	m			
	Re			226747	680241	
	f			0.0193	0.0170	
Jf				0.002	0.062	Perdida friccional a presiór
JL ingreso				0.009	0.078	K=0.50 Ingreso
JL salida				0.017	0.156	K=1 Accesorio:
J <sub>TOTAL</sub>				0.028	0.296	
Cota Camara				11.47	12.26	

Camara Partidora						
<b>Ingreso</b>						
Cota Camara				11.45	11.97	Calculo para iterar h
Ancho Vertedero	1.5	m				
Cota de umbral	11.70	m				
Cota de fondo	10.7	m				
h			0.086	0.180		
p			1.500	1.500		
Cd			0.593	0.593		
Q			240.00	720.00		
<b>Q calculo</b>			<b>240.00</b>	<b>720.00</b>		
<b>Tuberia de alim entre CP y sedim</b>						
DN caño	400	mm				
D interior	381.6	mm	0.114	0.114		
Área		m <sup>2</sup>	0.583	1.749		
Vel lleno	38.000	m				
Long hasta cámara			226747	680241		
Re			0.0193	0.0170		
f			0.007	0.263		
Jf			0.009	0.078	Perdida friccional a presión K=0.50 Ingreso K=1 Accesorios	
JL ingreso			0.017	0.156		
JL salida			<b>0.033</b>	<b>0.497</b>		
J <sub>TOTAL</sub>						
Cota Camara			11.40	11.88		
Sedimentador Secundario						
<b>Q calculo</b>			<b>240.00</b>	<b>720.00</b>	75 % por dos lineas de proces	
<b>Vertederos Triangulares</b>						
N° Vertederos por sedimentador	400					
Cota umbral	11.35					
Q por Vert		m <sup>3</sup> /h	0.600	1.800		
h		m	0.020	0.032		
Cota Sedimentador			11.37	11.38		
<b>Tramo Camara - Camara de Cloracion</b>						
<b>Q calculo</b>			<b>240.00</b>	<b>720.00</b>		
DN caño	400	mm				
D interior	381.6	mm	0.114	0.114		
Área		m <sup>2</sup>	0.583	1.749		
Vel lleno	59.000	m				
Long hasta cámara			226747	680241		
Re			0.0193	0.0170		
f			0.010	0.408		
Jf			0.009	0.078	Perdida friccional a presión K=0.50 Ingreso K=1 Accesorios	
JL ingreso			0.017	0.156		
JL salida			<b>0.036</b>	<b>0.642</b>		
J <sub>TOTAL</sub>						
Cota Camara Salida Sedimentadores			10.28	10.99		
Cámara de Contacto						
<b>Q calculo</b>			<b>540.00</b>	<b>1620.00</b>	75% por una sola linea de CC	
<b>Vertedero Ingreso CC</b>						
Cota Ingreso Camara de Contacto			10.24	10.34		
Ancho Vertedero	3	m				
Cota de umbral	10.15	m				
Revancha Vert. Salida	0.15	m				
Cota de fondo	7.7	m				
h			0.093	0.194		
p			2.000	2.000		
Cd			0.593	0.593		
Q			540.00	1620.00	Calculo para iterar h	
<b>Vertedero salida CC</b>						
Cota Camara de Contacto			10.09	10.19		
Ancho Vertedero	3	m				
Cota de umbral	10.00	m				
Cota de fondo	7.50	m				
h			0.093	0.194		
p			2.000	2.000		
Cd			0.593	0.593		
Q			540.00	1620.00	Calculo para iterar h	