



FACULTAD DE
INGENIERÍA



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY

Proyecto de Grado Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República

**Anteproyecto del interceptor principal de zona Este, desde el
Balneario Buenos Aires hasta El Tesoro**

**Proyecto Ejecutivo de Estación de Bombeo Buenos Aires,
Balneario Buenos aires, Maldonado**

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil

AUTORES:

Lucas Piaggio
Agustín Vesperoni

TUTORES:

Gabriel Díaz
Julieta López

14 de mayo de 2024

Índice

I. Resumen ejecutivo	5
II. Introducción	7
III. Estudios Básicos	9
1. Descripción de la zona de estudio	10
1.1. Topografía	10
1.2. Características Geológicas de la Zona	11
1.3. Urbanización	11
1.4. Sistema de conducción actual	13
2. Proyección de población	16
2.1. Estudio de antecedentes	16
2.2. Proyección de Población Fija	17
2.3. Proyección de población máxima	19
2.3.1. Proyecciones a partir de estudio realizado por consultora CSI	19
2.3.2. Cálculo de población máxima a partir proyección de viviendas por datos censales realizados por el INE	23
2.4. Análisis de imágenes satelitales complementario	25
2.5. Conclusión	28
3. Estudio de caudales	30
3.1. Caudal medio diario	30
3.1.1. Caudal medio domestico	31
3.1.2. Estimación de caudal de infiltración	35
3.1.3. Estudio de aportes puntuales	37
3.2. Caudal máximo horario	37
3.2.1. Coeficientes de variación	38
3.2.2. Caudal de PAI Laguna Blanca	41
3.3. Caudal de inicio de período	41
3.4. Caudal de intrusión pluvial	42
IV. Anteproyecto interceptor costero	43
4. Descripción del interceptor proyectado	43
5. Criterios de Diseño y Metodología de Cálculo	45
5.1. Criterios de diseño utilizados	45
5.2. Metodología de cálculo	51
6. Estaciones de Bombeo e Impulsiones	53
6.1. Estación de Bombeo <i>Donato Nuevo</i>	53
6.2. Estación de Bombeo <i>Buenos Aires</i>	55
6.3. Estación de Bombeo <i>Rotonda</i>	57
6.4. Estación de Bombeo <i>Dunas</i>	59

6.5. Estaciones de Bombeo Secundarias	62
7. Tramos a Gravedad	63
7.1. Tramo T01	63
7.2. Tramo T02	65
7.3. Tramo T03	66
7.4. Tramo T04	68
8. Aliviaderos	70
8.1. Aliviadero EB <i>Donato Nuevo</i>	71
8.2. Aliviadero de Tramo T01 y EB <i>Buenos Aires</i>	71
8.3. Aliviadero de Tramo T02 y EB <i>Rotonda</i>	73
8.4. Aliviadero de Tramo T03 y EB <i>Dunas</i>	74
8.5. Aliviadero de Tramo T04 y PTAR El Tesoro	75
V. Proyecto Ejecutivo de Estación de bombeo Buenos Aires	77
9. Caudales de diseño	79
10. Evaluación de Estación de Bombeo Actual	80
11. Diseño de la Estación de Bombeo	81
11.1. Acondicionamiento de predio	81
11.2. Sistema de desbaste	81
11.2.1. Material retenido	84
11.3. Pozo de bombeo	85
11.3.1. Selección de configuración de bombeo	85
11.3.2. Diseño del pozo de bombeo	92
11.3.3. Niveles de operación	99
11.3.4. Tiempo de detención hidráulico	100
11.4. Equipos de bombeo	100
11.5. Verificaciones hidráulicas	101
11.5.1. Sumergencia mínima	101
11.5.2. Rendimiento	102
11.5.3. Carga Neta de Succión Positiva (NPSH sigla de la expresión en inglés <i>Net Pressure Suction Head</i>)	103
11.6. Cámara de válvulas	104
11.7. Aliviadero	105
11.8. Línea de Impulsión	105
12. Operación	116
12.1. Modos de Operación	116
12.2. Cortes de Energía Eléctrica	116
12.3. Procedimiento de Llenado de Tubería de Impulsión	117
12.4. Preparación y operación de tanques hidroneumáticos	117
12.5. Arranque del sistema	118
12.6. Consideraciones ambientales	118

12.6.1. Identificación y evaluación de impactos ambientales	118
12.6.2. Plan de actuación ante contingencias	119
VI. Costos	121
Anexo I	124
13. Métodos matemáticos	124
13.1. Método aritmético	124
13.2. Método Geométrico	124
13.3. Método Logístico	124
13.4. Resultados obtenidos	125
14. Planillas de cálculo de tramos por gravedad	127
15. Planillas de caudales por subcuencas y estaciones de bombeo	128
Referencias	129

Índice de figuras

1. Ubicación del proyecto	10
2. Configuración Actual del Interceptor Costero	14
3. Ubicación PAI Laguna Blanca mostrada en rojo	17
4. Proyecciones de población por AAHH	19
5. Balnearios El Tesoro y La Barra	25
6. Balnearios El Chorro y Baln Buenos Aires	26
7. Calles en construcción sobre territorio suburbano	27
8. Franjas homogéneas	27
9. Volúmenes diarios recibidos en PTAR El Tesoro	39
10. Curva de consumo horaria para la localidad de El Tesoro	40
11. Anteproyecto de saneamiento de PAI Laguna Blanca	41
12. Interceptor Costero proyectado y Sistema Secundario	44
13. Cuenca asociada a Estación de Bombeo <i>Donato Nuevo</i>	54
14. Trazado planimétrico de <i>Impulsión Donato Nuevo</i>	55
15. Cuenca asociada a Estación de Bombeo <i>Buenos Aires</i>	56
16. Trazado planimétrico de <i>Impulsión Buenos Aires</i>	57
17. Cuenca asociada a Estación de Bombeo <i>Rotonda</i>	58
18. Trazado planimétrico de <i>Impulsión Rotonda</i>	59
19. Cuenca asociada a Estación de Bombeo <i>Dunas</i>	60
20. Trazado planimétrico de <i>Impulsión Dunas</i>	61
21. Tramo T01 y microcuencas consideradas	64
22. Tramo T02 y microcuencas consideradas	66
23. Tramo T03 y microcuencas consideradas	67
24. Tramo T04 y microcuencas consideradas	68
25. Perfil hidráulico del Tramo T01	72

26.	Perfil hidráulico del Tramo T01, cambiando la sección de los últimos colectores	72
27.	Perfil hidráulico del Tramo T02	73
28.	Perfil hidráulico del Tramo T03	74
29.	Perfil hidráulico del Tramo T04	75
30.	Cuenca de aporte a la Estación de Bombeo Buenos Aires	77
31.	Estación de bombeo actual	80
32.	Secciones en el canal de desbaste	82
33.	Precios de consumo eléctrico para medianos consumidores	89
34.	Curva de la instalación	97
35.	Curvas Q vs H de la instalación y de los equipos de bombeo para 2055	98
36.	Esquema de los niveles de operación del pozo	100
37.	Curvas Q vs H y de eficiencia para fin del período	102
38.	NPSH requerido de las bombas en el peor punto de funcionamiento	104
39.	Planimetría de la línea de Impulsión	106
40.	Perfil de presiones a lo largo de la tubería de impulsión luego de apagadas las bombas	107
41.	Perfil de presiones a lo largo de la tubería de impulsión luego de apagadas las bombas	112
42.	Perfil piezométrico sin protección luego de apagadas las bombas	113
43.	Perfil piezométrico de la línea de impulsión con 3 válvulas de aire anti slam, luego de apagadas las bombas	113
44.	Perfil de presiones de la línea de impulsión con 3 válvulas de aire anti slam, luego de apagadas las bombas	114
45.	Perfil piezométrico de la línea de impulsión con tanques hidroneumáticos luego de apagado el sistema de bombeo	114
46.	Perfil de presiones de la línea de impulsión con tanques hidroneumáticos luego de apagado el sistema de bombeo	115

Índice de cuadros

1.	Datos Censales	18
2.	Proyección de población fija al inicio de período de previsión	18
3.	Proyección población máxima hasta el año 2045	20
4.	Proyecciones de población al año 2055	20
5.	Valores de dotación para el sistema al Este del Arroyo Maldonado, obtenidos de (CSI, 2020)	21
6.	Poblaciones máximas obtenidas suponiendo distintas dotaciones	22
7.	Datos censales de viviendas totales	23
8.	Proyección de viviendas totales por AAHH y total	24
9.	Tasa de ocupación y densidad para cada AAHH	24
10.	Proyección de viviendas en zonas aledañas	28
11.	Densidades de habitantes por AAHH	31
12.	Dotaciones de consumo de agua facturada por habitante por localidad	32
13.	Dotaciones de consumo de agua potable por habitante por AAHH	34
14.	Coeficientes de retorno presentados por diferentes autores	35
15.	Coeficiente de Harmon acumulado	38

16.	Deformación diametral según diámetro para profundidad de 5 metros	48
17.	Caudales de los pozos secundarios proyectados	62
18.	Sistema de rejás en la estación de bombeo	84
19.	Material retenido según abertura de reja	84
20.	Puntos de funcionamiento para configuración 3+1 variando la frecuencia de las bombas	87
21.	Puntos de funcionamiento para régimen 2+1 variando la frecuencia de las bombas	87
22.	Consumo energético de configuración 3+1 para 2025 y 2055	90
23.	Consumo energético de configuración 2+1 para 2025 y 2055	91
24.	Coeficientes de pérdida de carga localizada	93
25.	Pérdidas de carga tramos individuales de la estación de bombeo	94
26.	Pérdidas de carga en el múltiple de la impulsión	95
27.	Pérdidas de carga en la línea de impulsión fuera del pozo	95
28.	Niveles del pozo	99
29.	Cálculo de sumergencia mínima	102
30.	Nodos relevantes de la impulsión	107
31.	Comparación de diámetros	108
32.	Sobrepresión y caudal de aire a evacuar durante la operación	109
33.	Caudal de llenado y vaciado	110
34.	Lista de chequeo para verificar condiciones de operación y aplicar correcciones	120
35.	Costos de inversión de Sistema Interceptor Costero Zona Este	121
36.	Costos de inversión de estación de bombeo Buenos Aires (1/2)	122
37.	Costos de inversión de estación de bombeo Buenos Aires (2/2)	123
38.	Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de población fija al año 2025	125
39.	Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de población máxima para el año 2055, a partir de los datos de la consultoría realizada por CSI Ingenieros	126
40.	Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de viviendas totales para el año 2055, a partir de censos históricos realizados por el INE . . .	126

El presente documento corresponde al producto elaborado como proyecto de fin de carrera de Ingeniería Civil perfil Hidráulica-Ambiental. El proyecto de fin de carrera es una actividad curricular obligatoria, que tiene como objetivo de formación permitir que los estudiantes se enfrenten a problemas reales y desarrollen una solución para los mismos integrando los conocimientos y herramientas adquiridos.

Es importante señalar que la solución aquí presentada está condicionada por el alcance, plazos y objetivos de la actividad curricular en la que se enmarca su elaboración, y en tal sentido en ningún caso debe interpretarse como una solución propuesta por la Facultad de Ingeniería para resolver la problemática abordada por el proyecto.

La aprobación del proyecto da cuenta de que los estudiantes fueron capaces de llevar adelante y de presentar un proyecto de ingeniería, con el alcance establecido en la propuesta curricular, de acuerdo a lo que se considera buenas prácticas de la profesión. No obstante, dicha aprobación no debe ser tampoco considerada como un aval técnico de la Facultad de Ingeniería a la solución propuesta -como producto del proyecto- para el problema objeto de trabajo.

Comisión de Proyecto Hidráulica-Ambiental
Facultad de Ingeniería - UdelaR

Agradecimientos

Nos gustaría agradecer a todas las personas que apoyaron y han colaborado durante la realización de este proyecto.

En primer lugar, queremos agradecer a nuestras familias y amigos por apoyarnos durante todo este trayecto sin importar las circunstancias.

Al Ing. Guillermo Fuica, Agustina Lafluf y Gerardo Delfino de OSE-UGD por la disposición y ayuda tanto virtual como presencial en las recorridas de campo realizadas.

A MSc. Ing. Juan Sanguinetti por su disposición y apoyo en el tema de transitorios hidráulicos, brindándonos además una licencia de estudiante para la utilización del software *HiTrans 4.1*.

A Nicolas Galeano de *XYLEM Water Solutions Uruguay* por su ayuda con las cotizaciones de equipos de bombeo y de piezas y accesorios para las mismas. También a todos los trabajadores que contactamos de la zona por su atención y respuestas a nuestras consultas.

Finalmente agradecer a nuestros tutores MSc. Ing. Gabriel Díaz y MSc. Ing. Julieta Lopez, por su guía, su disposición y su ayuda semana a semana desde el principio de este proyecto.

I. Resumen ejecutivo

La red de saneamiento de las localidades de Balneario Buenos Aires, El Chorro, Manantiales, La Barra y El Tesoro, tiene aproximadamente 63 km de longitud, y conducen los efluentes hacia la planta de tratamiento (PTAR) ubicada en El Tesoro, departamento de Maldonado. El sistema, desde 2019 propiedad de OSE, posee una red de tipo separativa en su mayoría de material de PVC. Según datos del 2023, se tiene una cobertura de saneamiento en la zona del 43 %. Debido al crecimiento explosivo de dichos balnearios, la red existente en general, y el interceptor costero existente en particular han generado problemas por la insuficiente capacidad hidráulica en el momento de máxima ocupación en temporada alta.

El presente proyecto busca diseñar un interceptor costero con capacidad hidráulica para conducir los efluentes generados al momento con máxima población al final del período de previsión, año 2055. El sistema interceptor consta de tramos por gravedad y una serie de estaciones de bombeo, con sus respectivas tuberías de impulsión. Además, se diseña una de las estaciones de bombeo principales del sistema.

La población presente en dichas localidades varía considerablemente entre temporada alta y temporada baja. Sumado a esto, en los últimos años se ha dado una expansión abrupta en Balneario Buenos Aires y El Chorro. En consecuencia se deberá tener especial cuidado en la proyección de población. A partir de estimaciones realizadas por la consultora *CSI Ingenieros* y otros análisis, se determina que la población de máxima al año 2055 será de 55232 habitantes.

El caudal transportado por las tuberías es la suma del caudal doméstico más el caudal de infiltración, con un componente indeseado de caudal pluvial a pesar de ser una red separativa. A partir de datos de consumo de agua potable se hacen estimaciones de dotación y se lo contrasta con valores de bibliografía. También se calcula el caudal de infiltración a partir de los volúmenes diarios que recibe la PTAR y los consumos de agua. Finalmente se hallan los caudales máximo horario al final del período de previsión para diseñar el interceptor; y el caudal máximo horario del día de mínimo consumo para verificar la condición de autolimpieza del mismo.

Para diseñar el interceptor se tienen que definir criterios de diseño, para ello se realiza un análisis de normativas internacionales y de bibliografía para definir dichos criterios.

Como se mencionó anteriormente, el sistema interceptor costero consta de tramos por gravedad y estaciones de bombeo. El sistema actual está formado por pozos de bombeo prácticamente en la línea de playa. En el diseño propuesto, se busca reducir al mínimo posible el caudal de los pozos costeros, cambiando la traza del interceptor y diseñando nuevas estaciones de bombeo en un lugar más alejado de la playa.

El sistema principal estará compuesto por 4 tramos de colector principal trabajando por gravedad, 4 estaciones de bombeo nuevas o rediseñadas (cambiando ubicación y/o porte para impulsar caudales mayores a los actuales) con sus impulsiones correspondientes. .

Los tramos por gravedad proyectados tienen una longitud total de 6000 metros, de los cuales 466 m están previstos en PVC 500 mm, 2473 metros en PEAD 630 mm, 1472 m en PEAD 710

mm, y 1588 m en PEAD 800 mm. Se diseñan siguiendo los criterios antes mencionados, los cuales incluyen criterios de profundidades, pendientes, interferencias, entre otros.

Por otro lado, se calculan los caudales de las estaciones de bombeo principales en función del área de la cuenca de bombeo. Los caudales de diseño para los 4 pozos de bombeo principales son: 89 L/s, 216 L/s, 280 L/s y 337 L/s.

También se diseñan sistemas de aliviaderos para eventuales escenarios de falta de capacidad o de parada operativa del sistema. El exceso de caudal suele estar dado por un evento de lluvia determinado, el cual deriva en un aumento de caudal por las tuberías debido a las conexiones clandestinas de desagües pluviales. Se diseñará un alivio por cada tramo, ubicándose en la cercanía de la estación de bombeo correspondiente para prestar servicio a las mismas durante maniobras de mantenimiento y/o reparaciones.

Por último, se diseña una de las estaciones principales del sistema interceptor costero, a nivel de proyecto ejecutivo. La estación de bombeo elegida es la denominada EB *Buenos Aires*, la cual se ubica en el Balneario Buenos Aires contra la margen izquierda de la cañada Manantiales.

En el diseño se analizan distintas alternativas de cantidad de equipos de bombeo, así como también el diseño de la línea de impulsión asociada a dicha EB *Buenos Aires*.

Al final del documento se muestra un resumen de los costos de inversión estimados para cada proyecto. Por un lado el sistema general del interceptor costero, y por otro el costo de la estación de bombeo diseñada a nivel de proyecto ejecutivo.

II. Introducción

El presente documento representa la entrega final prevista en el plan de trabajo, que se enmarca en el proyecto de grado de la carrera de Ingeniería Civil perfil Hidráulico Ambiental, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República.

Se presenta el anteproyecto general del Interceptor Costero Principal Zona Este, que dará servicio a las localidades situadas al Este del Arroyo Maldonado, pertenecientes al departamento de Maldonado. Y el proyecto ejecutivo de una de las estaciones de bombeo principales.

El principal objetivo es planificar una solución de conducción, segura y eficiente, de las aguas residuales que se generan en las localidades de Balneario Buenos Aires, El Chorro, Manantiales, La Barra y El Tesoro para transportarlas hasta la Planta de Tratamiento de Efluentes ubicada en la localidad de El Tesoro.

Se comienza con un módulo de Estudios Básicos, donde se presenta una descripción general de la zona de estudio, teniendo en cuenta la topografía, geología, a urbanización de cada localidad y una breve descripción de sistema de conducción actual. Posteriormente, se realiza una proyección de población para el horizonte de proyecto, utilizando dos metodologías diferentes. Además, se presenta un estudio de caudales generados a fin de periodo de previsión, imprescindible para lograr un diseño apropiado del Sistema Principal. Para esto, se utilizan datos de consumo de agua potable locales y volúmenes diarios recibidos por la Planta de Tratamiento en los meses de temporada alta.

En el siguiente módulo, se presenta el diseño del interceptor costero, describiendo el interceptor a proyectar, detallando los criterios de diseño adoptados a la hora de proyectar el sistema principal y las conducciones por gravedad. A su vez, se describe también la metodología de cálculo utilizada. Se describe a nivel de anteproyecto los elementos involucrados en el sistema principal que da lugar al Interceptor Costero a proyectar. En este módulo se describen las estaciones de bombeo principales, con los caudales de diseño para el horizonte de proyecto, las ubicaciones propuestas y el trazado planimétrico de las líneas de impulsión posteriores. También, de manera detallada, se describen los tramos de interceptor previstos para que trabajen a gravedad, definiendo ubicaciones de aliviaderos necesarios en cada tramo. También, se presenta una breve descripción del sistema secundario, previsto para lograr un 100 % de conexión al saneamiento, y los caudales de bombeo necesarios para las estaciones propuestas.

Por otro lado, se presenta el diseño de una estación de bombeo principal del sistema Interceptor Costero, denominada EB *Buenos Aires*. Definiendo implantación y ubicación de la estación, cámara de rejillas, cámara de bombas, cámara de válvulas y tanques hidroneumáticos proyectados, y también la impulsión asociada a dicho sistema de bombeo.

Por último, se presenta un resumen de los costos de inversión asociados al sistema Interceptor Costero en general, y por otro lado, de la estación de bombeo *Buenos Aires*.

Además, su desarrollo se complementa con las piezas gráficas detalladas a continuación:

- Plano *IC-PLANIMETRÍA-T01*: planimetría del primer tramo del interceptor costero
- Plano *IC-PLANIMETRÍA-T02-T03*: planimetría del segundo y tercer tramo del interceptor
- Plano *IC-PLANIMETRÍA-T04-1*: planimetría de los colectores aguas arriba del último tramo
- Plano *IC-PLANIMETRÍA-T04-2*: planimetría de los colectores aguas abajo del último tramo del interceptor costero
- Plano *EB-PLANTA GENERAL*: Ubicación e implantación general de estación de bombeo
- Plano *EB-PLANTA Y CORTES*: Planta y corte del pozo de bombeo
- Plano *EB-LINEA IMPULSION*: Perfil y altimetría general de línea de impulsión
- Plano *EB-CAMARAS ESPECIALES*: Detalles de cámaras de válvulas y de cámara de descarga de la línea de impulsión, y cámaras especiales del interceptor costero
- Plano *EB-ALIVIADERO*: Planimetría del aliviadero, y detalles de cámara CI-01-27 y descarga del aliviadero
- Plano *AP-INTERFERENCIAS*: ubicación de tuberías de agua potable en el plano

III. Estudios Básicos

El proyecto de fin de carrera surge frente a la necesidad de abordar el sistema de conducción de las aguas residuales de las localidades de El Tesoro, La Barra, Laguna Blanca, Manantiales, El Chorro, Balneario Buenos Aires y San Vicente hasta la planta de tratamiento de efluentes ubicada en El Tesoro.

El problema fue propuesto por la Unidad de Gestión Desconcentrada de Obras Sanitarias del Estado (OSE UGD) y tiene como objetivo principal abordar las limitaciones del sistema interceptor costero existente. Las localidades en cuestión han experimentado un marcado crecimiento en los últimos años, caracterizado por una rápida expansión sin una adecuada planificación, destinada principalmente a la transformación de estas áreas en destinos residenciales de carácter permanente y/o turístico. Se estima que este proceso de crecimiento continuará en los próximos años. Es por esto que el interceptor existente no tendrá la capacidad hidráulica necesaria para conducir los efluentes generados por los habitantes en un futuro cercano.

En este capítulo se detallan los estudios básicos de la zona de estudio. Se comienza con una descripción de la zona de estudio considerando factores topográficos, geológicos y urbanísticos. Luego, se describe el sistema de conducción actual de los efluentes. Se continúa estudiando la proyección de población fija en 2025, así como la proyección de población para el horizonte de proyecto en 2055. Finalmente se realiza un estudio de los caudales que se utilizarán para el diseño hidráulico del sistema de interceptor costero.

1. Descripción de la zona de estudio

Las localidades de El Tesoro, La Barra, Laguna Blanca, Manantiales, El Chorro, Balneario Buenos Aires y San Vicente están geográficamente ubicadas en el departamento de Maldonado, específicamente a lo largo de la costa del océano Atlántico. Debido a sus paisajes y su proximidad a las playas, estas áreas se consideran balnearios y experimentan una significativa afluencia turística durante los meses de verano. La Figura 1, presenta la ubicación y los límites geográficos de estos balnearios en el marco del proyecto del interceptor costero.

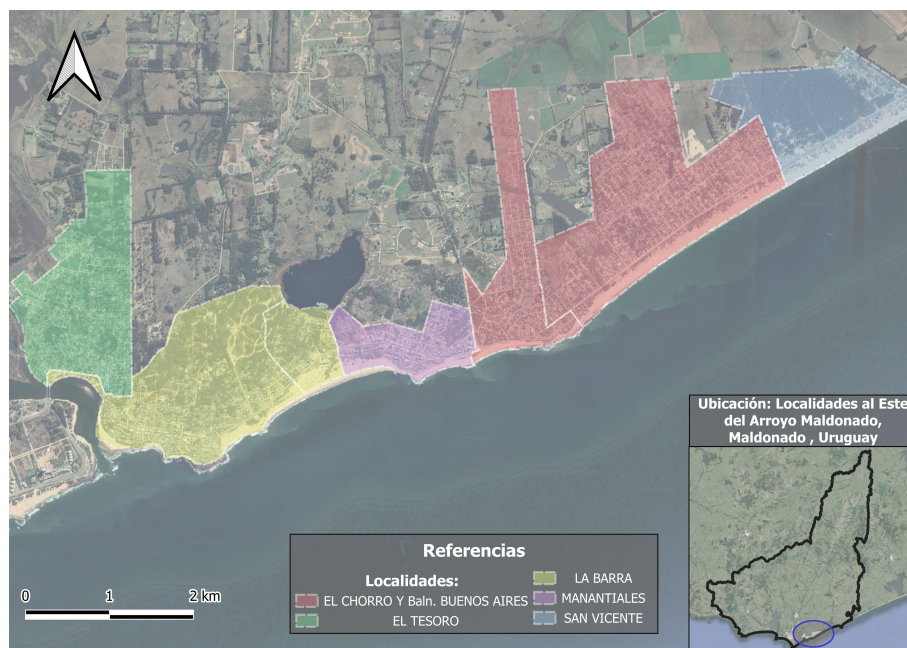


Figura 1: Ubicación del proyecto

El interceptor existente presenta una limitación en su cobertura, ya que no cubre completamente ni el balneario Buenos Aires ni San Vicente. Esto se debe a que, en la actualidad, gran parte de esta localidad carece de una infraestructura de saneamiento. Por otra parte, el interceptor tiene una capacidad hidráulica insuficiente para la población actual en los meses de verano. En consecuencia, se hace necesario la adecuación del sistema para brindar servicio a las futuras redes de saneamiento.

A continuación, se presentan las características principales de la franja costera en estudio abordando aspectos fundamentales de la topografía y la geología local.

1.1. Topografía

La topografía de la región es un factor importante en la planificación y ejecución del proyecto de interceptor costero. En acuerdo con personal de OSE UGD, se opta por utilizar el Modelo Digital Terreno (MDT) obtenido de la Infraestructura de Datos Espaciales (IDEuy) (IDEUY, 2018). Por otro lado, desde la OSE UGD se brindó un relevamiento topográfico de puntos, pero sin embargo en determinadas zonas es insuficiente para realizar el proyecto en cuestión. Cabe

destacar que dicho MDT presenta una resolución absoluta vertical de 0,3 metros al 95 % de confianza.

Según el MDT mencionado, se observa una variación de altitud de aproximadamente 4 metros entre el punto de inicio y el punto final del interceptor. Además, este recorrido abarca una distancia total de aproximadamente 10 kilómetros, lo que se traduce en una pendiente media de terreno de apenas 0,04 %. Esta pendiente indica la relativa planitud de la zona, aunque cabe destacar que existen puntos intermedios con altitudes más elevadas, los cuales generan que el interceptor tenga estaciones de bombeo intermedias. Por otro lado, dentro del Balneario Buenos Aires se observa una línea de puntos bajos a la cual se la denomina como Cañada Manantiales.

1.2. Características Geológicas de la Zona

La geología de la región desempeña un papel crucial en la planificación y construcción del proyecto de interceptor costero. Según el *Visualizador Geominero* proporcionado por la *Dirección Nacional de Minería y Geología (DINAMIGE)* ([DINAMIGE, 2012](#)), se ha identificado que en la zona entre los balnearios de El Tesoro y Balneario Buenos Aires, en la cercanía de la Ruta 10 y Av. Eduardo Víctor Haedo, prevalecen suelos de tipo arenoso y franco arenoso en el primer estrato (en el entorno de 6 metros). Estos tipos de suelo se caracterizan por su capacidad de drenaje y permeabilidad, lo que influirá en la construcción y el diseño de las estructuras del interceptor costero, como las estaciones de bombeo y las conducciones.

Mediante consultas con distintos actores relevantes, ingenieros que desempeñan tareas constructivas en la zona, se ha confirmado la presencia mayoritariamente de suelos arenosos, donde se realizará la obra. Además se informa que la presencia de la napa freática en la zona es poco profunda, en el entorno de 2 metros de profundidad en la franja costera. Esto último implica que, durante las obras de zanjeado deberán adoptarse prácticas de buena ingeniería, particularmente cuando se esté en presencia de la napa freática, será imprescindible la utilización de sistemas del tipo “well point”, sistema de depresión del nivel freático. Este sistema genera muy buenos resultados en materiales granulares de baja compacidad, sobre todo en arenas.

La verificación de la información obtenida a través del visualizador de DINAMIGE mediante las consultas, proporciona una base para la toma de decisiones de diseño. Estas decisiones asegurarán no solo la eficiencia, la durabilidad y la funcionalidad del interceptor costero, sino también la mitigación de posibles riesgos geotécnicos y ambientales asociados con la interacción entre las obras del proyecto y el entorno natural.

1.3. Urbanización

Las localidades al Este del Arroyo Maldonado presentan una variada gama de situaciones socioeconómicas. Esta diversidad socioeconómica y de infraestructura de viviendas se ve reflejada claramente en la urbanización de las localidades de la zona. El crecimiento económico impulsado por el turismo y la inversión ha tenido un impacto significativo en la región. Sin embargo, es evidente la necesidad de abordar desafíos como la disparidad socioeconómica y la falta de infraestructura en algunas áreas.

A continuación, se presenta una caracterización de las localidades en cuanto a su situación socioeconómica y de las tipologías de viviendas para cada balneario:

- **El Tesoro:** Tradicionalmente ha sido un destino turístico y residencial de nivel socioeconómico variado. La población local es relativamente pequeña en comparación con los visitantes temporales. La economía se sustenta en gran medida en el turismo y la inversión inmobiliaria. Esto se traduce en un paisaje urbano de viviendas, tanto de alta gama como con comodidades básicas. Los residentes y visitantes tienen acceso a servicios de agua potable, electricidad y saneamiento. Los turistas preceden de un nivel socioeconómico variado.
- **La Barra:** Es conocida por su vida nocturna y atracciones turísticas. Ha experimentado un crecimiento económico significativo debido al turismo nacional e internacional. Hay áreas de alto poder adquisitivo con viviendas de lujo y servicios de primer nivel. Si bien existen zonas menos desarrolladas con infraestructuras más básicas y falta de alcantarillado en algunos sectores, los visitantes normalmente poseen un nivel socioeconómico alto.
- **Manantiales:** Se ha convertido en un destino de moda con sostenido crecimiento basado en la construcción de viviendas de diseño contemporáneo. La mayoría de la población local se dedica a actividades relacionadas con el turismo y el comercio. Las viviendas en Manantiales reflejan este crecimiento, con una mezcla de casas de diseño contemporáneo, apartamentos de lujo y tiendas de diseño. La infraestructura de viviendas se ha modernizado para satisfacer las necesidades de la creciente población. En la gran mayoría de su extensión se tiene acceso a servicio de agua potable, saneamiento y electricidad.
- **El Chorro:** Esta localidad es más pequeña y su economía está orientada hacia la pesca y actividades marítimas. La población y las viviendas presentan un nivel socioeconómico variado. La infraestructura de viviendas es más modesta en comparación con las localidades turísticas, y se centra en viviendas de la comunidad pesquera. Aunque existen servicios básicos, hay margen para mejorar la calidad de las infraestructuras debido que no se presta servicio de saneamiento en gran parte de la localidad.
- **Balneario Buenos Aires:** Ha sido históricamente una localidad residencial con población de nivel socioeconómico variado. De todas formas, es un destino turístico atractivo para población de alto nivel adquisitivo debido a su playa y actividades recreativas. Sin embargo, la falta de servicios y una infraestructura de viviendas adecuada es un desafío para algunos residentes y visitantes. Las viviendas en Balneario Buenos Aires varía desde construcciones más antiguas hasta nuevas edificaciones, y la falta de un sistema de saneamiento adecuado es un problema que afecta a la calidad de vida de algunos residentes.
- **San Vicente:** Aunque no es técnicamente un barrio privado en su totalidad, se comporta de manera similar, ofreciendo servicios y comodidades exclusivas a sus residentes. Sin embargo, es importante destacar que dentro de la localidad de San Vicente sí existe un barrio privado. Estas características diferencia bastante de las demás localidades antes mencionadas, por lo que no se tiene en cuenta para la proyección de población detallada en secciones siguientes. Por otro lado, San Vicente, con su carácter selecto y su énfasis en la exclusividad, no refleja la diversidad socioeconómica observada en áreas aledañas.

1.4. Sistema de conducción actual

El sistema de interceptor costero existente consta de cinco tramos que operan por gravedad, así como de cuatro pozos de bombeo principales denominados *La Posta*, *Dunas*, *Terrazas* y *Buenos Aires*. Además, se incluyen cuatro impulsiones principales asociadas a dichos pozos que transportan el agua residual a puntos con cotas elevadas, permitiendo la descarga en el siguiente tramo del interceptor.

La Figura 2 muestra un esquema ilustrativo de la configuración actual del sistema de interceptor costero y la traza del interceptor existente.

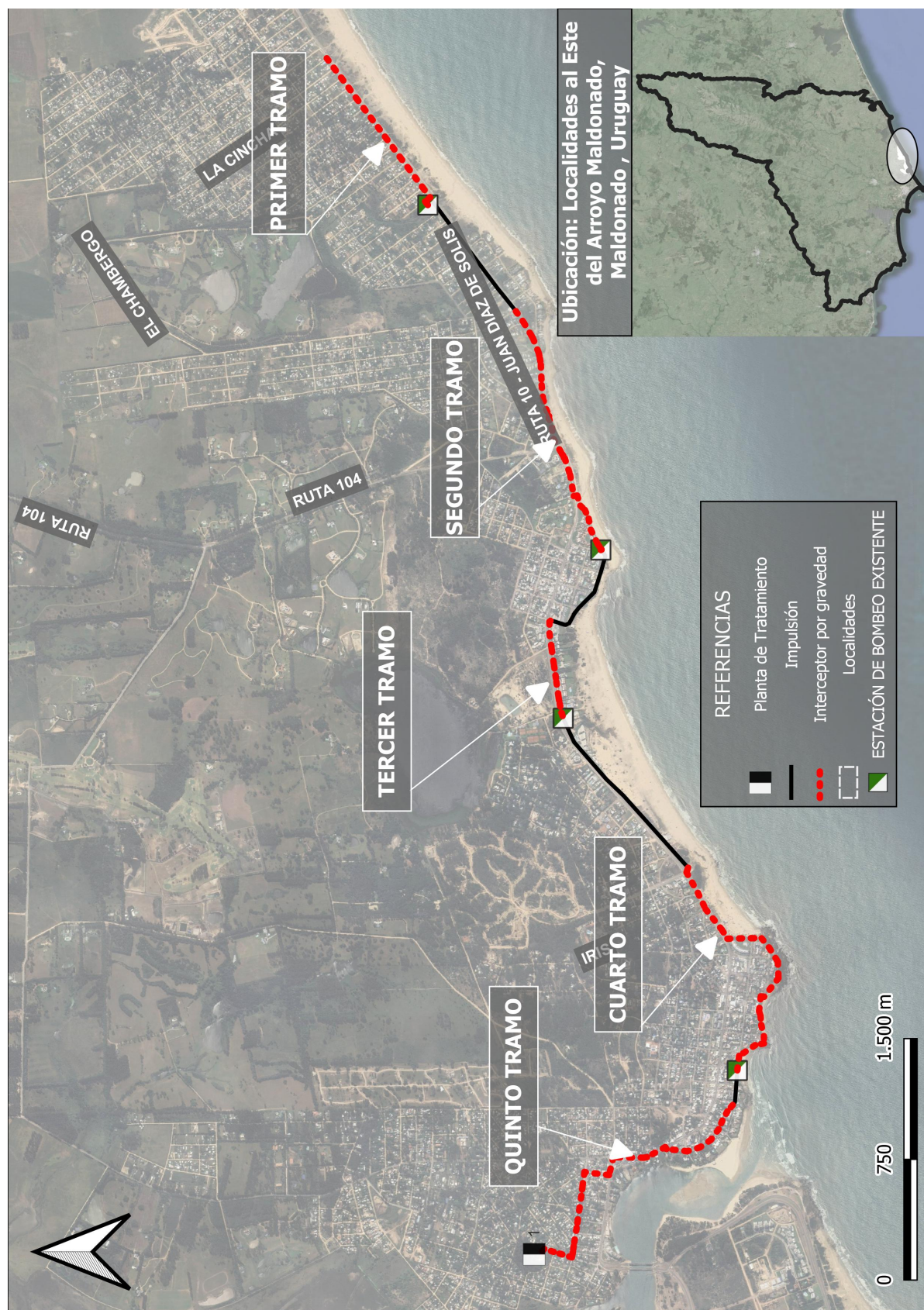


Figura 2: Configuración Actual del Interceptor Costero

Los tramos que operan por gravedad presentan las siguientes características:

- Primer tramo: Este tramo cuenta con diámetros que varían desde 250 mm hasta 400 mm, con una longitud total de 1920 m. El flujo se descarga en el pozo de bombeo *Buenos Aires*.
- Segundo tramo: Se compone de diámetros de 160 mm en las primeras cuerdas, luego continúa con diámetros de 250 mm, y 315 mm en el último colector. La longitud total de este tramo es de 1720 m, descargando las aguas residuales en el pozo de bombeo *Terrazas*.
- Tercer tramo: Este tramo está conformado en su totalidad por un diámetro de 315 mm, extendiéndose a lo largo de 617 m. Termina con la descarga en el pozo de bombeo *Dunas*.
- Cuarto tramo: Este tramo tiene 450 mm de diámetro, una longitud total de 1692 m y descarga en el pozo de bombeo *La Posta*.
- Quinto tramo: Compuesto por un diámetro de 450 mm, este tramo abarca una longitud total de 1947 m y conduce hacia la planta de tratamiento El Tesoro.

Cabe destacar que entre el primer y segundo tramo se visualiza una disminución de diámetros, lo cual se explica debido a que la infraestructura actual no fue concebida desde cero, sino que responden a expansión de red de saneamiento en distintas etapas.

En cuanto a las estaciones de bombeo, *Buenos Aires* recibe actualmente las aguas residuales de una cuenca de 48 ha y dos estaciones de bombeo particulares (*La Bonita* y *Donato*). La impulsión asociada a la estación de bombeo *Buenos Aires* tiene un diámetro de 110 mm, y un largo de 897 m aproximadamente.

Por otro lado, *Terrazas* la siguiente estación de bombeo, tiene una cuenca asociada de 104 ha que descarga por gravedad, además de los efluentes provenientes de la estación anterior. También recibe tres pozos de bombeo particulares que contribuyen al flujo hacia la red directa de la estación. La impulsión de la estación de bombeo *Terrazas* es de 250 mm de diámetro y 660 m de longitud.

La estación *Dunas* recibe las áreas anteriores a través del bombeo de *Terrazas*, junto con la cuenca directa de 77 ha por gravedad, y un caudal asociado proveniente de la estación *L. Blanca*. La impulsión asociada a la estación de bombeo *Dunas* es de 250 mm de diámetro y tiene una longitud de 1216 m, siendo ésta la tubería de impulsión mas extensa del sistema.

Finalmente, la última estación antes de la PTAR, *La Posta*, recibe directamente una cuenca de 71 ha, junto con el caudal impulsado desde *Dunas*. La impulsión asociada a dicha estación de bombeo posee un diámetro de 250 mm y una longitud de 220 m.

La Posta es una de las estaciones de bombeo más problemática de la zona, ya que se ubica en la línea la playa conocida como *La Posta del Cangrejo*. Tanto los vecinos, como los asistentes a dicha playa se han quejado por problema de olores. Se considera importante reubicar el pozo de bombeo mencionado, ya que desde todo punto de vista representa una amenaza. Esta estación bombea hacia una cuenca que descarga directamente por gravedad hacia la planta de tratamiento, y que abarca un área de 153 ha.

2. Proyección de población

En esta sección se presenta una estimación de la población tanto para el horizonte de proyecto, marcado para el 2055, como para inicio de periodo de previsión para 2025. Se realiza mediante dos enfoques, por un lado proyección de población y por otro una proyección de viviendas en la zona.

Los balnearios son localidades complejas de estudiar, debido a que son destinos turísticos y no solo cuentan con una población local estable, sino también atraen a una población flotante compuesta por turistas locales e internacionales. Por lo tanto, es importante considerar tanto la población fija como la flotante al realizar proyecciones de población en estas zonas. Esto implica comprender las necesidades y demandas de ambos grupos, así como evaluar el impacto del turismo en la infraestructura, los servicios y el medio ambiente local.

La tarea de proyectar la población en la zona marcada es particularmente compleja, debido a un crecimiento urbano en los últimos 20 años. Sumado a esto, la llegada de turistas argentinos en verano es muy frecuente en la zona, y la inestabilidad económica de dicho país afecta a la población en los balnearios. Otro factor que influye en la dificultad para proyectar la población es la aparición de la pandemia del COVID-19, la cual durante dos años afectó negativamente el flujo de población en verano y aumento de la población fija de la zona.

La información de base utilizada para la proyección fue, un informe realizado por parte de la consultora CSI Ingenieros entre los años 2018 y 2020, “*Demanda de agua potable en el Departamento de Maldonado*” (CSI, 2020), datos de censos históricos realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), y datos de consumos de agua potable en el período entre 2020 y 2023 brindados por parte de OSE UGD.

Dado que esta zona se ve influenciada por el turismo durante la temporada alta, como se mencionó, resulta crucial distinguir entre los diferentes tipos de población que se establecen en los balnearios. Denominaremos como población fija (P_{fija}) a aquellas personas que residen en la zona de manera permanente a lo largo de todo el año, mientras que la población flotante (P_{flot}) se refiere a las personas que se establecen durante los períodos de temporada alta. La suma de estas poblaciones se denominarán como población máxima (P_{max}).

El estudio realizado por CSI delimita al departamento de Maldonado en Áreas Homogéneas (AAHH) como la combinación de zonas censales conectadas entre sí por su proximidad geográfica y que comparten características específicas en términos de indicadores seleccionados y rasgos urbanos particulares, que les otorgan singularidad y las diferencian frente a otras áreas. Estas AAHH se toman en cuenta a la hora de realizar las proyecciones para su posterior comparación.

2.1. Estudio de antecedentes

Como se mencionó, en el año 2020 la consultora CSI Ingenieros finalizó un estudio de “*Demanda de agua potable en el Departamento de Maldonado*” hecho para OSE UGD. El trabajo se realizó con datos disponibles hasta 2018, proyectando a un horizonte de 2045. Se conside-

raron 3 escenarios de crecimiento por lo que se realizaron las proyecciones departamentales, tanto de población permanente como estacional, para dichos escenarios y tomando 3 instancias temporales: 2025, 2035 y 2045. Además, se realizó la distribución por AAHH de la población permanente y estacional, en base a las tendencias históricas y teniendo en cuenta la saturación de las áreas. Finalmente se realizó la proyección de la demanda de agua potable para los horizontes temporales establecidos.

Por otro lado, se cuenta con un PAI (Programa de Actuación Integrada) en la zona de Laguna Blanca de junio del 2020. El PAI es un instrumento de ordenamiento y gestión, definido como uno de los instrumentos especiales en la Ley N° 18.308, para la planificación territorial. Con este PAI se busca la transformación de un sector de suelo rural potencialmente transformable en suburbano para posibilitar la urbanización del mismo. El PAI Laguna Blanca propone realizar un fraccionamiento para el desarrollo de áreas residenciales, el cual consta de 360 lotes (1 vivienda por lote), y se prevén 5 habitantes por vivienda. La ubicación del PAI Laguna Blanca se puede ver en la Figura 3.



Figura 3: Ubicación PAI Laguna Blanca mostrada en rojo

Cabe destacar que dicho PAI tendrá como solución de saneamiento un pozo de bombeo que impulsa hacia la red de El Tesoro, por lo que no se tuvo en cuenta en la proyección de población que se realizó. Además, el proyecto en el marco del PAI es del año 2022, posterior al trabajo realizado por CSI, por lo que no se tuvo en cuenta en las proyecciones realizadas, ver sección 3.2.2.

En el transcurso del año 2023, se realizó en Uruguay un censo Nacional, los resultados del mismo todavía no se encuentran disponibles por localidad por lo que no se pudo utilizar en la proyección de población.

2.2. Proyección de Población Fija

Para llevar a cabo la estimación de población fija a inicio de período de previsión, se utilizan los datos de los censos realizados por el INE (Tabla 1). La proyección de la población fija es de gran importancia, ya que influirá en el proceso de diseño de la infraestructura. Es fundamental

para garantizar el correcto funcionamiento del sistema, especialmente durante situaciones de caudales mínimos.

Localidad	1963	1975	1985	1996	2004	2011
El Tesoro	74	125	300	595	781	1396
La Barra	132	182	281	308	352	339
Manantiales	57	63	132	199	182	149
El Chorro	25	49	93	147	254	392
Baln Buenos Aires	8	8	26	190	509	1551
Total	296	427	832	1439	2078	3827

Tabla 1: Datos Censales

Utilizando distintos métodos matemáticos, se realizan proyecciones por AAHH para la obtención de la población fija al inicio de período de previsión 2025. Las proyecciones se realizaron para las áreas homogéneas presentadas en la Sección siguiente 2.3.1 para poder comparar los resultados obtenidos. Estos valores se presentan en la Tabla 2.

AAHH	Población Estimada al 2025	Método Matemático
El Tesoro	2626	Aritmético
La Barra	362	Logístico
Manantiales	151	Logístico
Baln Bs As y El Chorro	4303	Aritmético
Total	7442	-

Tabla 2: Proyección de población fija al inicio de período de previsión

La elección de los métodos matemáticos para la estimación de la población se basa en el estudio en conjunto de los siguientes puntos:

- la búsqueda de un menor error medio cuadrático (EMC)
- un mayor valor de coeficiente de determinación (R^2)
- características urbanas de cada localidad

Los valores de EMC y R^2 son presentados en Anexos 13.4.

Además, con relación a lo expuesto en la Sección 1.3, las localidades de La Barra y Manantiales son los balnearios más influenciados por el turismo, por lo que, la mayoría de sus viviendas son ocupadas por la población estacional o flotante, esto justifica que la población fija esté llegando a su punto de saturación y por eso el método matemático logístico representa mejor el crecimiento.

Por otro lado, los balnearios de El Chorro, Balneario Buenos Aires y El Tesoro tienen una población fija más establecida. Además, el valor de compra de terrenos y viviendas en estas

localidades es generalmente menor en comparación con los balnearios más populares entre los turistas, lo que explica sus crecimientos más notorios en términos de población permanente. Aunque el método geométrico ofrece resultados más ajustados a los censos, en el caso de El Chorro y Balneario Buenos Aires, los resultados parecen distorsionados en relación con la realidad, ya que el valor de población para estas localidades resultaría de 12600 personas. Esta discrepancia también se presenta en El Tesoro, aunque en menor medida, donde el método geométrico indica un crecimiento de población a 4460 habitantes. Esto justifica la aplicación de un modelo de crecimiento lineal o aritmético.

De acuerdo a las proyecciones realizadas, la población fija al inicio del período de previsión resulta de 7442 habitantes.

2.3. Proyección de población máxima

La proyección de la población máxima se realizó mediante dos enfoques, uno utilizando como base el estudio realizado por parte de la consultora CSI Ingenieros, y otro realizado con una proyección de viviendas a partir datos de censos históricos y complementados con información secundaria de consumos de agua potable para el período entre Diciembre 2022 y Febrero 2023.

2.3.1. Proyecciones a partir de estudio realizado por consultora CSI

Período 2018-2045

En el marco de este informe, de las 99 AAHH definidas en el estudio de CSI, se tuvieron en cuenta 5 que son las que cubren el área de proyecto, a las cuales se les asignó una numeración: La Barra (68), La Barra costa (69), Laguna Blanca (70), Manantiales (71) y El chorro- Buenos Aires (72). Ver Figura 4

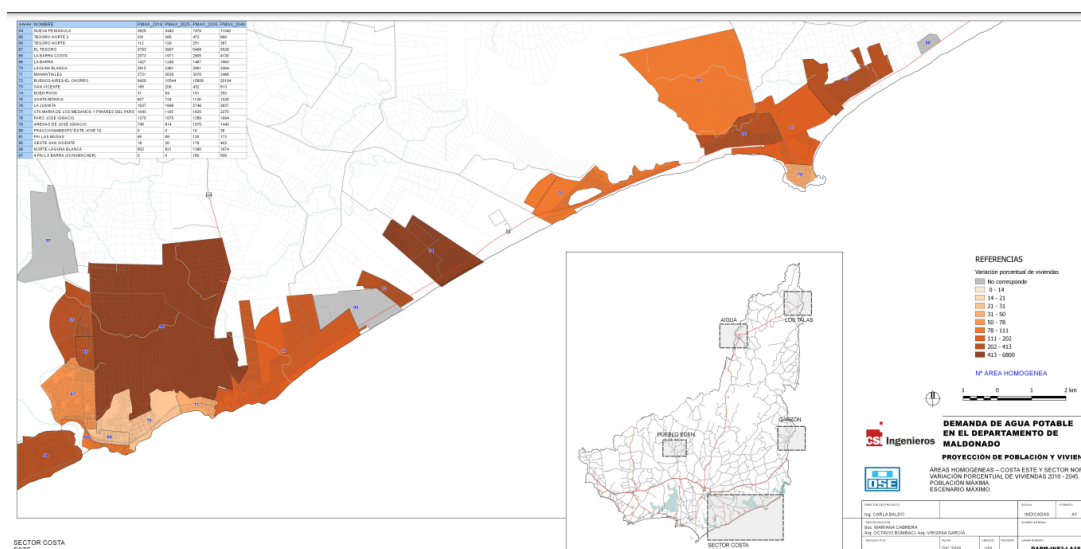


Figura 4: Proyecciones de población por AAHH

En referencia a la población máxima, la misma se compone de la población permanente más la población flotante. Para la proyección de la población permanente el estudio utiliza tasas de natalidad, mortalidad, así como indicadores de migración departamentales construidos en base a datos censales del 2011. A su vez, también utiliza proyecciones nacionales y departamentales en base a datos censales. Para la población flotante plantea un análisis exhaustivo del flujo de turistas internos y extranjeros, el cual depende de los escenarios socio-económicos del país.

La proyección de la población máxima hasta el 2045 de las 5 AAHH asociadas al citado trabajo se puede observar en la Tabla 3.

Año	2018	2025	2035	2045
Pmax (hab)	22.058	22.758	31.325	38.256

Tabla 3: Proyección población máxima hasta el año 2045

Proyección a 2055: horizonte de proyecto

Tomando como base las proyecciones de CSI realizadas para los años 2018, 2025, 2035 y 2045, se realiza la proyección de población para el año 2055 para cada AAHH asociada al proyecto mediante los distintos métodos matemáticos descritos en Anexo 13.

La población máxima al 2055 según AAHH y el total de la población se observa en la Tabla 4. La población máxima proyectada al año 2055 resulta de 47972 habitantes.

$$P_{max,2055}^{CSI} = 47972hab$$

AAHH	Pmax 2055	Método matemático
El Tesoro	6572	Geométrico
La Barra Costa	11341	Geométrico
Manantiales	3957	Geométrico
Baln Bs As y El Chorro	26102	Geométrico
Total	47972	

Tabla 4: Proyecciones de población al año 2055

La elección del método matemático para la proyección de población máxima, al igual que en la proyección de población fija, es basada en obtener un menor EMC y un mayor R^2 . En todos los casos esto sucede así, con excepción de la localidad de El Tesoro, donde el método que se ajustaba mejor era el aritmético, sin embargo, se decide por utilizar el método geométrico debido a que es más coherente que el crecimiento se comporte de igual manera que las localidades aledañas, además de que la diferencia entre estos métodos es de 236 habitantes, y por la dificultad de realizar la proyección de este tipo de población.

Verificación de población proyectada por CSI a partir de consumos de agua registrados en 2023

OSE UGD, informó que el escenario proyectado para 2025 se cumplió en 2023, es decir, que los consumos de agua potable estimados para 2025 por CSI se presenciaron en la temporada de verano del 2023.

Con el fin de verificar la información brindada por OSE UGD y compararlo con el estudio realizado por parte de CSI, se analizan los datos de consumo de agua potable del verano pasado (2023), dado que se cuenta con los datos de consumo de agua potable registrados en todas las localidades enmarcadas en la cuenca de interés para dicho año.

El informe de CSI plantea valores de dotación de agua facturada para el mes de máximo consumo, en la Tabla 5 se presenta los valores de dotación desde el año 2011 al 2017 para la zona al Este del Arroyo Maldonado. Dónde, se observa que existe una tendencia decreciente del valor de dotación con el pasar de los años.

Año	Dotación de Agua Facturada (L/hab.d)
2011	381
2012	374
2013	303
2014	323
2015	306
2016	279
2017	269

Tabla 5: Valores de dotación para el sistema al Este del Arroyo Maldonado, obtenidos de (CSI, 2020)

Debido a la tendencia en los valores de dotación, si bien es decreciente, pueden darse picos como en el año 2014. Siendo el registro más actual el de 2017 con una dotación de 269 L/hab.d, se toman dotaciones para el mes de máxima de 270, 260, 250, 240 y 230 L/hab.d para realizar la verificación.

El registro de OSE UGD para el consumo del mes de máxima en 2023 fue 174881 m³. De la siguiente ecuación se puede despejar la población.

$$Q_{mes,max} = Dot_{enero} * P_{max}$$

Siendo:

- $Q_{mes,max}$: Consumo del mes de máxima en 2023
- Dot_{enero} : Dotación de agua potable
- P_{max} : Cantidad de habitantes en el mes de máximo consumo en 2023

Se obtienen poblaciones máximas en las localidades para cada dotación y su % de error respecto a la población estimada por CSI para el año 2025 de **22758 habitantes**. Los resultados se presentan en la Tabla 6. Cabe destacar que en ninguna dotación adoptada, que se encuentran en un rango de valores coherentes, se supera un error del 10 %, por lo que es probable que el escenario a 2025 se dió en 2023.

Dotación (L/hab.d)	Población (hab)	error %
270	20894	-8.92
260	21698	-4.89
250	22566	-0.85
240	23506	3.18
230	24528	7.22

Tabla 6: Poblaciones máximas obtenidas suponiendo distintas dotaciones

2.3.2. Cálculo de población máxima a partir proyección de viviendas por datos censales realizados por el INE

Para estimar la población máxima al final del período de previsión en 2055, se realizó una proyección de viviendas utilizando datos proporcionados por los censos del INE hasta 2011. Estos datos se complementan con información secundaria en base al consumo de agua potable en la zona para el año 2023, obteniendo la cantidad de viviendas en dicho año a partir de la cantidad de medidores relevados por parte de OSE UGD.

Posteriormente, se analizan los datos de consumo de agua potable durante el período comprendido entre abril de 2022 y febrero de 2023. Esto permite obtener la tasa de ocupación en el mes de mayor consumo y, poder así, estimar la población máxima con la proyección de las viviendas totales para el año 2055.

Proyección de viviendas para cada AAHH

Para cada AAHH se realizan las proyecciones de viviendas totales y ocupadas utilizando los modelos matemáticos presentados en Anexos (sección 13), con los datos censales del INE y agregando el dato de viviendas a partir de los consumos mensuales dados por OSE UGD de Maldonado.

Los datos censales y la cantidad de viviendas que se tienen contabilizadas por los consumos de OSE por localidad, se presentan en la Tabla 7.

AAHH	1963	1975	1985	1996	2004	2011	2023
El Tesoro	86	156	229	468	605	990	1481
La Barra	215	334	474	686	817	1,203	1438
Manantiales	-	-	307	-	452	485	790
Baln Bs As y El Chorro	-	-	218	-	903	1,773	3644
Total	301	490	1,228	1,154	2,777	4,451	7,353

Tabla 7: Datos censales de viviendas totales

La proyección de viviendas totales para el año 2055 para cada localidad se presenta en la Tabla 8, en donde el método matemático utilizado es el aritmético, ya que el logístico toma una cantidad de viviendas de saturación que en las localidades estudiadas según el crecimiento histórico pierde coherencia y el método geométrico da resultados exagerados que carecen de sentido (por ejemplo, en Baln. Bs As y El Chorro $Viv_{totales} = 24883$). Los valores obtenidos por los distintos métodos y sus valores EMC y R^2 se presentan en Anexos 13.4.

AAHH	Viviendas totales al 2055	Método matemático
El Tesoro	2956	Aritmético
La Barra	2065	Aritmético
Manantiales	1197	Aritmético
Baln Bs As y El Chorro	8633	Aritmético
Total	14,851	-

Tabla 8: Proyección de viviendas totales por AAHH y total

Cálculo de población para cada AAHH a partir de proyección de viviendas

Para el cálculo de población a partir de las viviendas se debe obtener una estimación de hab/viv, esto se realiza a partir de un análisis de datos de consumos de agua potable presentado a continuación.

Análisis de datos de consumo de agua potable

Como se mencionó anteriormente, se cuenta con los datos de consumo de agua potable para cada localidad a lo largo de todo el año 2023.

Tal como se presentó en la sección 2.3.1, es probable que el escenario proyectado por CSI para el 2025 se dio en el verano pasado del 2023. Por lo tanto, se utiliza la población proyectada por CSI para el 2025 como la población máxima al año 2023.

Por lo tanto, se halla una densidad de habitante por vivienda en enero (mes de máximo consumo de agua potable). Se supone que las viviendas ocupadas son aquellas que presentan consumo.

Para cada AAHH se halla:

1. Viviendas totales dada por la cantidad de medidores relevados por OSE.
2. Viviendas ocupadas, siendo aquellas que tienen consumo en el mes de enero.
3. Luego, con la población conocida y las viviendas ocupadas se determina la densidad de hab/viv en el mes de máxima.

Se obtienen los valores mostrados en la Tabla 9.

AAHH	Tasa de ocupación	hab/viv enero
El Tesoro	91 %	2,9
La Barra	91 %	4,3
Manantiales	93 %	3,6
Baln Bs As y El Chorro	83 %	3,5

Tabla 9: Tasa de ocupación y densidad para cada AAHH

Con los valores de la Tabla 9, y la cantidad de viviendas proyectadas para el año 2055 se puede determinar la población máxima para el horizonte del proyecto.

Cálculo de población máxima

Para finalizar, el cálculo de población máxima por AAHH se realiza a partir de la Ecuación 1:

$$P_{max,2055} = Viv_{T,2055} \times TO_{verano} \times d_{Pob,verano} \quad (1)$$

Siendo:

- $P_{max,2055}$ la población máxima estimada para el 2055
- $Viv_{T,2055}$ las viviendas totales para el 2055
- TO_{verano} la tasa de ocupación de verano
- $d_{Pob,verano}$ la densidad de población por viviendas en verano

Realizando los cálculos se obtiene el siguiente valor de población máxima al final del período de previsión:

$$P_{max}^{INE} = 44.967hab$$

2.4. Análisis de imágenes satelitales complementario

El siguiente análisis se realiza a partir de la observación de imágenes históricas brindadas por el software gratuito Google Earth. Se muestran en la Figura 5 y la Figura 6, imágenes donde se puede visualizar el crecimiento urbano de todos los balnearios desde el año 2005 a la actualidad.



Figura 5: Balnearios El Tesoro y La Barra



Figura 6: Balnearios El Chorro y Baln Buenos Aires

En relación a las zonas de los balnearios El Tesoro, La Barra y Manantiales, se puede apreciar cualitativamente en la Figura 5 que hubo un crecimiento urbano expansivo entre 2005 y 2013. Sin embargo, a partir de 2013 hasta la actualidad, el crecimiento se ha centrado principalmente en la densificación, es decir, en un mayor número de viviendas por área ocupada.

Por otro lado, en la Figura 6, correspondiente a los balnearios Buenos Aires y El Chorro, se observa un crecimiento tanto en expansión como en densificación a lo largo de todos los años. Además, se destaca que en 2022 se siguen construyendo nuevas calles en áreas no urbanas. Para visualizar mejor este avance, se presenta la Figura 7 en donde se puede observar la construcción de las calles antes mencionadas. Durante una recorrida por la zona, se constató la apertura de calles y fraccionamientos nuevos en el lugar.



Figura 7: Calles en construcción sobre territorio suburbano

En base a estas imágenes satelitales, se toma como hipótesis que en las zonas aledañas al balneario Buenos Aires se fraccionarán en suelo urbano siguiendo la tendencia de ocupación de las manzanas vecinas. Para esto se diferencian tres franjas homogéneas: primera línea de costa, segunda línea de costa y una tercera línea alejada de la costa. Se proyecta que, al final del período de previsión, en las franjas definidas tendremos la densidad de población que se tiene actualmente en Balneario Buenos Aires para cada una de las franjas. Las zonas consideradas se extenderán como ilustra la Figura 8.

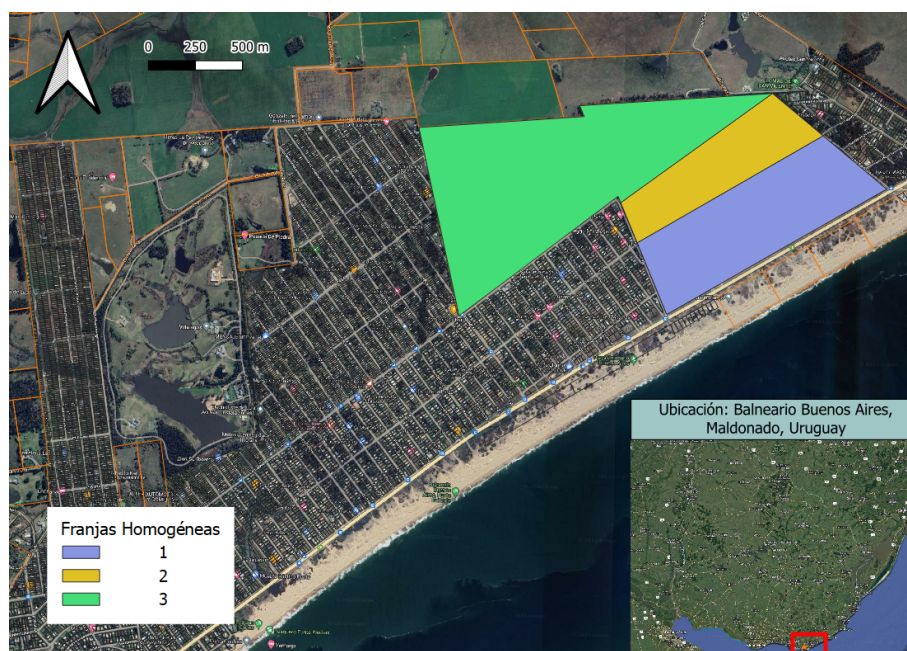


Figura 8: Franjas homogéneas

Para cada franja se asume que la manzana más ocupada en la actualidad será la manzana de saturación, la cual no sufrirá más construcciones en la misma. Además, las manzanas pertenecientes a dicha franja aumentarán sus edificaciones hasta igualar la manzana de saturación.

De esta manera se proyecta que las franjas homogéneas tendrán para el final del período de previsión una densidad de viviendas por kilómetro cuadrado. Estas densidades y la cantidad de viviendas nuevas proyectadas se visualizan en la Tabla 10.

Franja homogénea	Área (ha)	Densidad de viviendas (un/km²)	Cantidad de viviendas (un)
1	51	1200	611
2	35	1350	471
3	95	1500	1427

Tabla 10: Proyección de viviendas en zonas aledañas

Luego, se toma como hipótesis que los nuevos fraccionamientos se comportarán de igual modo al Balneario Buenos Aires, localidad más cercana. Por otro lado, se considera la densidad de habitantes por viviendas calculada por el consumo de AP, de 3,5 hab/viv en el máximo escenario del año 2023, lo cual parece razonable mantener dicha densidad para el final de período de previsión.

En conclusión, se obtienen los habitantes de las zonas en cuestión con el número de viviendas, la densidad estimada y la tasa de ocupación. Por lo que dicha población se estima en 7260 habitantes para la temporada alta.

$$P_{NuevosFraccionamiento} = 7260 \text{ hab}$$

Este estudio complementario se justifica además, debido a que, durante una recorrida de campo del día 21/7/023 por las localidades, se tomó conocimiento de que ya existen a la venta lotes de 300 m² sobre lo que fue definido como la franja 3. A su vez, también se observó movimiento de suelos y venta de lotes en lo que se definió como la franja 1.

2.5. Conclusión

Tras comparar los resultados obtenidos, se ha llegado a dos estimaciones de población para el horizonte de proyecto, año 2055. Una estimación se basa en los cálculos realizados a partir de los datos obtenidos del estudio realizado por la consultora CSI Ingenieros, que arrojó una población proyectada de $P_{CSI}=47972$ habitantes, mientras que la otra estimación se derivó a partir de datos censales del INE, resultando en una población proyectada de $P_{censo}=44967$ habitantes.

Ambos valores de población se ajustaron para incluir los futuros fraccionamientos que se espera en la zona, sumando un total de 7260 habitantes adicionales que se ubicarán fuera de las AAHH definidas inicialmente, y que no se tienen en cuenta en las anteriores proyecciones mencionadas. Esto resulta en dos posibles valores totales de población:

- $P_{CSI} = 55232 \text{ hab}$
- $P_{censo} = 52227 \text{ hab}$

Si bien es posible que haya existido un desfase en los datos estimados en el trabajo realizado por CSI, donde los datos esperados al año 2025, se pueden haber visualizado el año 2023, se opta por utilizar la proyección basada en los estudios de CSI porque resultó mayor, y por la complejidad del trabajo de estimar una población futura de estas características. En consecuencia, la población máxima a considerar para el proyecto resulta de **55232 habitantes**.

Por otro lado, la población fija proyectada al inicio del período de previsión (año 2025) a considerar resulta de **7442 habitantes**.

Estas cifras son fundamentales para dimensionar adecuadamente el interceptor costero que conducirá las aguas residuales y garantizar su capacidad suficiente para atender las necesidades de la población prevista en el futuro.

3. Estudio de caudales

Esta sección tiene como objetivo analizar y calcular los caudales de diseño necesarios para el dimensionamiento adecuado del interceptor costero destinado a la recolección de aguas residuales de los balnearios turísticos ubicados al Este del arroyo Maldonado. Se abordarán los diferentes caudales de diseño requeridos para el dimensionamiento de las infraestructuras.

La determinación de los caudales es de gran importancia por varias razones, alguna de ellas se listan a continuación:

- Dimensionamiento de los elementos del sistema: los caudales de diseño se utilizan para determinar tanto los tamaños de las tuberías como el de las estaciones de bombeo. Esto garantiza conducciones seguras y eficientes, evitando retrocesos, desbordes o colapsos.
- Gestión de los cuerpos de agua: Al estimar los caudales, se pueden identificar los eventos en los cuales se puedan necesitar el uso de vertimientos hacia cursos de agua de la zona, lo que puede generar contaminación, y al tratarse de un ambiente costero y turístico, es recomendable que las aguas permanezcan aptas para el uso de recreación. Saber cuando se dan estos eventos, se pueden evitar problemas de salud en la población local y visitante.

En el presente trabajo se determinan ciertos parámetros para el cálculo de los caudales, algunos de los cuales son obtenidos de bibliografía y contrastados con datos locales. Estos parámetros son: dotación, coeficientes picos, coeficientes de infiltración, entre otros.

Se comienza hallando el caudal medio diario, para el cual es necesario determinar la dotación y el coeficiente de retorno. La población ya fue determinada en la sección correspondiente (ver Sección 2).

Se continua estimando el caudal de infiltración, para lo cual se diferencia la infiltración en la red existente con la infiltración en la red a construir. Allí se trabaja con datos brindados por la UGD de la PTAR y de consumo para hallar un coeficiente de infiltración; el cual se contrasta con valores de bibliografía.

Luego se determina el caudal máximo horario doméstico, hallando los coeficientes de variación. Para esto se propone utilizar la Formula de Harmon, la cual tiene en cuenta la población servida.

Por último se halla el caudal máximo diario al inicio del período de previsión. Este se utiliza para verificar el funcionamiento al inicio, el cual debe garantizar la autolimpieza de la red de alcantarillado.

3.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario ($Q_{med,d}$) se refiere a la cantidad promedio de agua que fluye a través de un colector de aguas residuales en un día determinado. Este valor es importante para dimensionar y diseñar adecuadamente la capacidad de transporte del sistema de saneamiento. Este

caudal se determina mediante la suma de los caudales puntuales (Q_p), caudal medio doméstico ($Q_{med,dom}$) y el caudal de infiltración (Q_{inf}).

$$Q_{med,d} = Q_{med,dom} + Q_p + Q_{inf} \quad (2)$$

En las siguientes secciones, se presentan los procedimientos para la obtención de los caudales involucrados.

3.1.1. Caudal medio domestico

El caudal medio doméstico es el caudal asociado al retorno de los volúmenes de consumo medio diario de agua potable por parte de la población servida de un sistema de saneamiento. Por lo tanto, el cálculo se obtiene a partir de la Ecuación 3.

$$Q_{med,dom} = Cr \cdot Dot \cdot Pob \quad (3)$$

Siendo:

- Dot : el consumo de agua potable por habitante por día
- Pob : población servida de sistema de saneamiento, calculada en cada cuenca de interés como:

$$Pob = \sum Di \cdot A_{c,i} \quad (4)$$

Dónde:

- $A_{c,i}$ es el área de la subcuenca “i” de la cuenca de estudio en ha
- Di es la densidad de la subcuenca “i” de la cuenca de estudio en hab/ha. Las densidades utilizadas en el marco del presente proyecto se presentan en la Tabla 11.

AAHH	Área (ha)	Población final (hab)	D_{final} (hab/ha)
El tesoro	317	6572	20,73
La Barra	322	11341	35,26
Manantiales	83	3957	47,43
Baln. Bs As + El Chorro	480	26102	54,43
Fraccionamientos nuevos	184	7260	39,52

Tabla 11: Densidades de habitantes por AAHH

- Cr : coeficiente de retorno, relación entre el volumen de agua servida aportada al colector y el volumen de agua potable consumido por un habitante (se asume uniforme para todas las AAHH, justificado más adelante).

Dotación de agua potable

El consumo de agua potable en una población está influenciado por diversos factores que deben ser considerados al calcular la dotación de agua potable. Algunos de estos factores son los siguientes:

- Factores culturales generales: Los hábitos de higiene, el uso del agua para riego y lavado de vehículos, llenado de piscinas, entre otros.
- La cobertura del servicio, precio del agua, facturación.
- Situación socio económica de la población, tanto la población fija como la flotante.
- Conexión de las viviendas al sistema de saneamiento o no.

Para su determinación, se realiza como metodología un análisis de consumos de agua potable en la zona de estudio por áreas homogéneas, dado que se pueden apreciar grandes diferencias en cuanto a la tipología de viviendas por localidad.

Los datos de consumo de agua potable mensuales fueron suministrados por OSE UGD, datan desde el mes de Mayo 2022 a Febrero 2023. Se asume que los datos de población máxima en ese período son aquellos estimados por la consultora CSI para el año 2025, que es probable que se observaron en el año 2023 (ver la sección 2.3.1).

Para estimar la dotación entonces por área homogénea, se asume que la población máxima estimada en 2025 en el estudio realizado por CSI, es la que se presenta en el mes de máximo consumo. De esta manera, a partir de los datos de consumo mensuales se puede despejar de la siguiente ecuación la dotación por AAHH.

$$Q_{max,mes} = Pob_{max,mes} \times Dot_{max,mes} \quad (5)$$

Dónde: $Q_{max,mes}$ refiere a el caudal máximo mensual de agua facturada en el período de datos, $Pob_{max,mes}$ a la población máxima que se estima estuvo presente en dicho mes de máximo consumo. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 12.

AAHH	$Q_{max,mes}$ (m ³ /s)	Pob (hab)	Dot (L/hab.d)
El tesoro	26478	3907	219
La Barra	66673	5672	379
Manantiales	29086	2635	356
Baln. Bs As + El Chorro	50467	10544	154

Tabla 12: Dotaciones de consumo de agua facturada por habitante por localidad

En la tabla Tabla 12 se puede observar la variabilidad de dotación para cada una de las AAHH. Por un lado, se tienen valores muy por encima de lo normal en La Barra y Manantiales, debido a que son zonas turísticas de lujo, donde las necesidades de agua de los residentes y visitantes son más altas debido a piscinas, jardines grandes y otros usos de alto consumo. Luego se tiene a El Tesoro, Baln. Bs As y El Chorro, donde se observan valores de dotación comunes

de bibliografía. Esto se debe a que dichos balnearios se componen de una población socioeconómicamente diversa. En la Sección 1.3 se explicó en detalle las diferentes características de cada localidad.

Aunque asumir que la población máxima se mantiene constante durante todo el mes de máximo consumo puede ser una suposición simplificada, los valores obtenidos nos permiten apreciar claramente las diferencias en los hábitos de consumo entre las distintas AAHH. Esto sugiere la necesidad de abordar con mayor precisión este aspecto en futuros proyectos.

Debido a que los datos disponibles para cada AAHH no son suficientes para llevar a cabo un análisis estadístico que genere resultados confiables, se lleva a cabo un análisis general observando los consumos y las poblaciones máximas de todas las AAHH en conjunto. Este enfoque proporciona un valor medio de dotación facturada para la zona de 245 L/hab.d (dónde en enero de 2023 se tuvo un consumo de 172704 m^3 y se estimó una población máxima de 22758 habitantes).

Cabe destacar, qué, las dotaciones medias anteriormente calculadas refieren estrictamente a los volúmenes facturados, pero por concepto de Agua No Contabilizada (ANC) existe una porción del consumo asociado a pérdidas comerciales que también es efectivamente consumida. Para estimar la componente no facturada de la dotación, se cuentan con datos de pérdidas totales en la red de abastecimiento, para la localidad de El Tesoro.

Los datos con que se cuentan son :

- Agua ingresada: $43.326 \text{ m}^3/\text{mes}$
- Consumo medido: $27.837 \text{ m}^3/\text{mes}$
- Pérdidas: $15.490 \text{ m}^3/\text{mes}$

De lo anterior se puede inferir que el porcentaje de pérdidas sobre el volumen facturado es de un 56 %. Luego, se consultó a la Gerencia de Reducción de Agua No Contabilizada (RANC) de OSE, y brindaron ciertas estimaciones que se suelen utilizar.

Según la Gerencia RANC de OSE, en el caso de las zonas de estudio, dada la edad, los materiales y la longitud de las tuberías, el crecimiento del catastro de los últimos años, las residencias con tanques, entre otros, se podría estimar en primera instancia que del volumen total de pérdidas, un 80 % corresponden a pérdidas reales de red y un 20 % al agua no contabilizada (ANC).

Debido a la insuficiente información sobre las pérdidas de las demás AAHH, se asumirá que todas las localidades se comportarán de la misma manera que El Tesoro en cuanto a porcentaje de pérdidas y porcentaje de agua no contabilizada.

$$Dot = Dot_{fact} \times (1 + \%perd \times \%ANC) \quad (6)$$

Siendo:

- Dot_{fact} : Dotación facturada.
- %perd: porcentaje de pérdidas totales sobre el volumen facturado. Se considera 56 % para todas las localidades, al igual que lo calculado para El Tesoro.
- %ANC: porcentaje de ANC sobre las perdidas totales. Se considera un 20 % para todas las localidades, al igual que lo calculado para El Tesoro.

De acuerdo al cálculo basado en el ANC y bajo la suposición de que todas las localidades se comportan de manera similar en términos de consumo de agua potable durante la temporada alta, se obtiene una dotación media de **272 L/hab.d**. Es importante destacar que este valor puede subestimar el consumo en algunas AAHH, pero al mismo tiempo proporciona un margen de seguridad en otras AAHH, equilibrando ambas situaciones.

De todas maneras, debido a la diferencia obtenida y presentada en la Tabla 12 en cuanto a las dotaciones por cada AAHH, se simula este comportamiento aplicando un aumento del 10 % para las localidades de La Barra y Manantiales, y una disminución del 10 % para El Tesoro, El Chorro y Baln. Buenos Aires, obteniendo, para asegurar un enfoque prudente y realista, los valores que se presentan en la Tabla 13.

AAHH	Dot (L/hab.d)
El tesoro	245
La Barra	299
Manantiales	299
Baln. Bs As, El Chorro	245

Tabla 13: Dotaciones de consumo de agua potable por habitante por AAHH

Coefficiente de retorno

Como fue definido anteriormente, es la relación entre el valor consumido de agua potable y el valor aportado al sistema de saneamiento por la población servida.

Este valor está influenciado por costumbres del uso de las aguas y la situación de las instalaciones internas de los usuarios (riego, lavado de vehículos, pérdidas en la red interna, etc.). Es por ello que en algunas zonas balnearias se utiliza un valor menor atendiendo a un mayor uso en riego de jardines, llenados de piscinas, entre otros.

Debido a lo anterior los valores adoptados para cada caso varía según la condición local. Como ejemplo, en la Tabla 14, se presentan valores recomendados por distintos entes.

Autor	Valor	Observaciones
OSE	0,9	Valor adoptado para diseño
(Alem Sobrinho, 1999)	0,52 - 0,84	Mediciones realizadas en redes operando varios años
Intendencia de Montevideo	0,85	Valor adoptado para diseño redes separativas

Tabla 14: Coeficientes de retorno presentados por diferentes autores

Al realizar un análisis cualitativo mediante imágenes satelitales de la tipología de viviendas, se observa que muchas de ellas cuentan con grandes jardines y piscinas. Si bien esta situación puede variar según las áreas homogéneas, es común encontrar estas características en distintas localidades estudiadas. Como resultado, es posible considerar la opción de utilizar un coeficiente de retorno más bajo en comparación con las recomendaciones establecidas por OSE, ente regulador de proyectos de saneamiento en la zona. Por esta razón, se optará por un valor de coeficiente de retorno de **0,85** considerando que será uniforme en todas las localidades.

3.1.2. Estimación de caudal de infiltración

El caudal de infiltración es el ingreso de agua a los colectores provenientes de la napa freática, roturas en la red de agua potable u otros aportes que se pueden dar en el sistema. Dicho caudal por lo general ingresa a los colectores por los registros o por las juntas, debido a problemas constructivos o de instalación.

La infiltración también se ve afectada por los eventos de precipitación, ya que durante el evento de lluvia, se satura el suelo y hace que infiltre mas agua al sistema. De todos modos, se considerará que el caudal de intrusión pluvial es mucho mayor y se calculará en la sección correspondiente. Es por ello que, para los cálculos del presente proyecto, la infiltración se considera que no varía en función de las precipitaciones, y se agregará al caudal de aguas servidas tanto en tiempo seco como en períodos de lluvia.

Red existente

El valor del caudal de infiltración dependerá del material de las tuberías, del estado de conservación de las mismas, del tipo de junta entre colectores, entre otros factores. Debido a esto, es difícil decir con exactitud cual es el caudal de infiltración real del sistema. A modo de ejemplo se dan ciertos valores de bibliografía que muestra la gran variación que se puede dar:

- La Intendencia Municipal de Montevideo sugiere tomar 0,2 lt/s/km para redes nuevas y 0,35 lt/s/km para redes existentes, (SEPS, 2018)
- OSE establece valores de tasa de infiltración de 0,2 lt/s/km para redes nuevas y entre 0,4 y 0,8 lt/s/km para redes existentes, (OSE, 2018)
- En (Alem Sobrinho, 1999) se sugiere adoptar una tasa de infiltración dentro del rango 0,05 lt/s/km y 1,0 lt/s/km.

Al tener un rango muy amplio de tasas de infiltración, se decide realizar un análisis de consumo de agua y caudal de ingreso a la planta de tratamiento con el fin de estimar la tasa de infiltración para la zona de estudio.

Se tienen datos de volumen mensual que ingresa a la planta de tratamiento de El Tesoro. Por otro lado, se tienen los consumos de agua potable de la zona de influencia. Entonces se tiene que:

$$Q_{planta} = Q_{domestico} + Q_{inf} + Q_{pluvial} \quad (7)$$

Si consideramos el mes de enero de 2023, se tiene registro que llovió 3 mm en la zona, por lo que se descarta el término asociado al ingreso de agua de lluvia. De la ecuación anterior entonces se puede despejar un volumen de infiltración, el cual conociendo la longitud de las redes existentes se obtiene una tasa de infiltración.

$$Tasa_{inf} = 0,3734 \cdot \frac{Vol_{planta} - Vol_{AP} \cdot \%cobertura \cdot Cr}{Long_{total}} \quad (8)$$

Siendo:

- $Long_{total}$ la longitud total de las redes existentes (63712 m)
- Vol_{AP} el volumen de agua potable consumido en enero 2023 (172704 m³/mes)
- Vol_{planta} el volumen de ingreso a la PTAR de El Tesoro (112498 m³/mes)
- El porcentaje de cobertura de red de alcantarillado es del 44 % para el 2023
- Cr coeficiente de retorno de 0,85

Haciendo los cálculos se llega a una tasa de infiltración de 0,3 lt/s/km. Sabiendo que se cuenta con redes existentes viejas y que en la zona el nivel de la napa freática es alto, el resultado obtenido para la tasa de infiltración se considera bajo, por lo cual se adoptará un valor de 0,4 lt/s/km para satisfacer los criterios de OSE y situarnos del lado de la seguridad.

Red nueva

La metodología que se presenta en esta sección servirá para estimar el caudal de infiltración para áreas nuevas sin sistema de alcantarillado actual.

Como hipótesis, se asume que durante la construcción y la puesta en operación se hace énfasis en no conectar las aguas pluviales de las instalaciones internas a los colectores, aunque es inevitable que haya un cierto número de conexiones pluviales al sistema.

A partir de esta fuerte premisa, para el diseño de los colectores nuevos será tomado en cuenta un caudal adicional de agua de lluvia pero sin calcular el caudal efectivo de lluvia. Es decir que se adopta un valor teórico el cual no debería ser superado por la realidad.

Se propone utilizar como el caudal permisible para intrusiones pluviales más infiltración, la fórmula sugerida en el informe realizado por TAHAL Consulting Engineers para OSE en el Año 2005 ([Tahal Consulting Engineers Ltd., 2005](#)), que es de la forma:

$$Q_{inf} = a \cdot A^b \quad (9)$$

Siendo A, el área neta (área total por el porcentaje de cobertura del sistema de alcantarillado).

En dicho informe se presentaron estudios de criterios generales para sistemas de saneamiento de ciertas localidades, y se determinaron valores de a y b de la Ecuación 9, la cual queda determinada de la siguiente manera:

$$Q_{inf} = (D \cdot 0,0033 + 0,046) \cdot A^{0,85} \quad (10)$$

Donde D es la densidad de población al servicio de alcantarillado.

El área saneada en la actualidad se estima en 451 ha, mientras el área sin servicio de alcantarillado se estima en 932 ha.

3.1.3. Estudio de aportes puntuales

Analizando la zona de estudio, se trata de una zona mayoritariamente de tipo balnearia, con casas y complejos residenciales de uso familiar. En esta localidad no existen industrias generadoras de residuos líquidos, por lo que no se consideran aportes de este origen a la red.

Se han identificado dos escuelas (una en La Barra y otra en Balneario Buenos Aires), un liceo en La Barra y dos policlínicas (una en La Barra y otra en Balneario Buenos Aires).

La magnitud de los aportes puntuales antes mencionados no se consideran particularmente grandes, además que en el mes de máximo consumo, las escuelas no están en actividad, por lo que para el diseño se considerarán como aporte doméstico.

3.2. Caudal máximo horario

Para el dimensionado del interceptor, se utilizará el caudal máximo horario al final del período de previsión $Q_{max,h}$. Dicho caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{max,h} = k_1 \cdot k_2 \cdot Q_{med,f} + Q_{inf,f} \quad (11)$$

Siendo:

- k_1 y k_2 coeficientes de pico diario y horario

- $Q_{med,f}$ el caudal medio al final del periodo de previsión
- $Q_{inf,f}$ el caudal de infiltración estimado al final del periodo de previsión

3.2.1. Coeficientes de variación

Los coeficientes de variación relacionan directamente el valor del caudal medio doméstico, con el valor de pico máximo horario doméstico:

$$Q_{max,h,dom} = k_{max} \cdot Q_{med,d,dom} \quad (12)$$

Si llamamos k_1 al factor de pico máximo diario y k_2 al factor de pico máximo horario, se cumple que: $k_{max} = k_1 \cdot k_2$.

La variación diaria de caudal está influida por el consumo de agua potable en ciertas horas y del tiempo de concentración del pico de las aguas residuales, es decir el tiempo que una gota demora en alcanzar el punto en el que se está estimando el caudal máximo.

Cálculo teórico

Para determinar el valor de k_{max} , se busca la utilización de un método que tenga en cuenta la población servida. La fórmula propuesta para el cálculo del k_{max} es la llamada Fórmula de Harmon:

$$k_{max} = \frac{18 + P^{0,5}}{4 + P^{0,5}} \quad (13)$$

$$k_{max} > 1,5$$

Donde P es la población servida expresada en miles, la cual en nuestro caso, asumiremos que se saneará la totalidad del área, es decir, será la población proyectada al 2055 si queremos hacer un coeficiente para toda la zona de estudio.

Se observa de la ecuación anterior que a mayor población, menor será el coeficiente pico. La anterior afirmación tiene sentido, ya que el caudal se laminará a lo largo de la red, y perderá peso el termino del pico horario. Si realizamos el calculo de la Ecuación 13 acumulando la población de las distintas AAHH, observamos que efectivamente el k_{max} disminuye. Los valores acumulados se pueden observar en la Tabla 15

AAHH acumulada	k_{max}
El chorro y Baln Buenos Aires	2,6
+ Manantiales	2,5
+ La Barra	2,4
+ El Tesoro	2,2

Tabla 15: Coeficiente de Harmon acumulado

Verificación de valores teóricos

Para cotejar los valores de coeficientes de variación que se hallaron con una fórmula teórica, se cuenta con datos brindados por OSE de volúmenes diarios afluentes a la planta de tratamiento de El Tesoro, y por otro lado valores horarios de agua bombeada al sistema de abastecimiento de la localidad de El Tesoro.

Volúmenes diarios PTAR

Para obtener la curva de consumo diario, se toman los valores diarios de entrada a la planta de tratamiento en enero de 2023, y se le resta el valor de infiltración ya calculado en el presente trabajo. Allí se obtienen los volúmenes de consumo domésticos. Se aclara que se desprecia el aporte pluvial debido a que en enero 2023 es despreciable la precipitación. Se obtiene la curva de consumo diario como muestra la Figura 9.

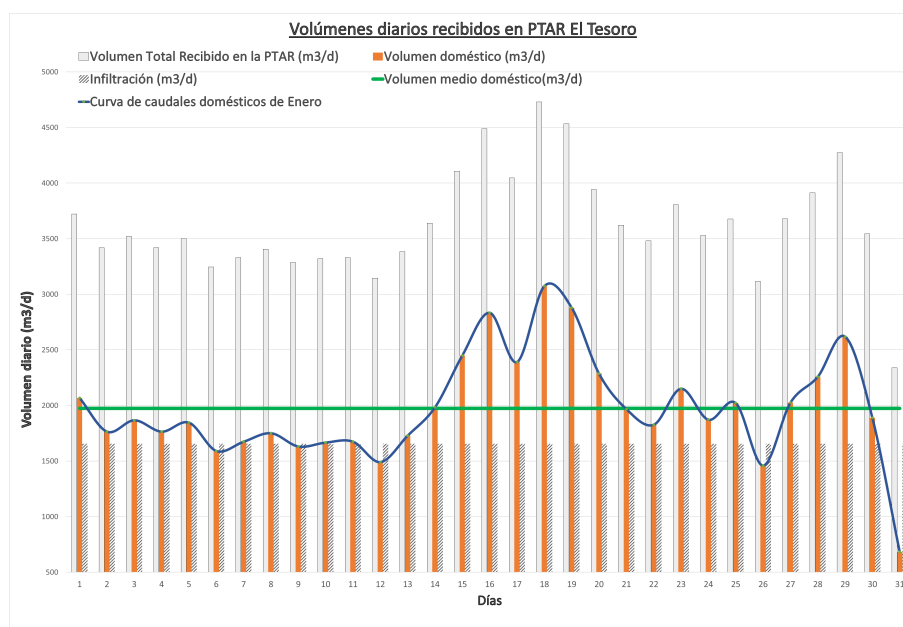


Figura 9: Volúmenes diarios recibidos en PTAR El Tesoro

Como se puede apreciar, el volumen doméstico, aforado el 31 de enero de 2023, es excesivamente bajo con respecto a los días anteriores, por lo que se lo considerará un dato anómalo y se descarta. De la curva realizada para el mes de enero de 2023 se obtiene un coeficiente de pico diario asociado al mes $k_{1,mes} = 1,5$.

Es importante aclarar que la curva de la Figura 9, no resulta coherente con el hecho de que se está analizando una zona balnearia con particular concurrencia los primeros días de enero. Los picos de consumo (y de llegada de caudal a la planta) se dan en los días 18 y 19 de Enero, mientras que deberían darse en los primeros días de dicho mes.

Datos horarios de abastecimiento de agua potable para localidad El Tesoro

Por otro lado, se cuenta con los datos horarios de agua que se bombea hacia la red de abastecimiento de la localidad de El Tesoro para el mes de enero de 2023. Se evalúa el día del máximo consumo doméstico en la Figura 9, y resulta que dicho día es el 18 de enero.

Luego, se grafica los valores horarios (valores cada 5 minutos) para el día elegido obteniendo la curva de la Figura 10, y se obtiene un coeficiente de pico horario del mes de enero $k_{2,enero} = 1,4$ para el día de máximo consumo.

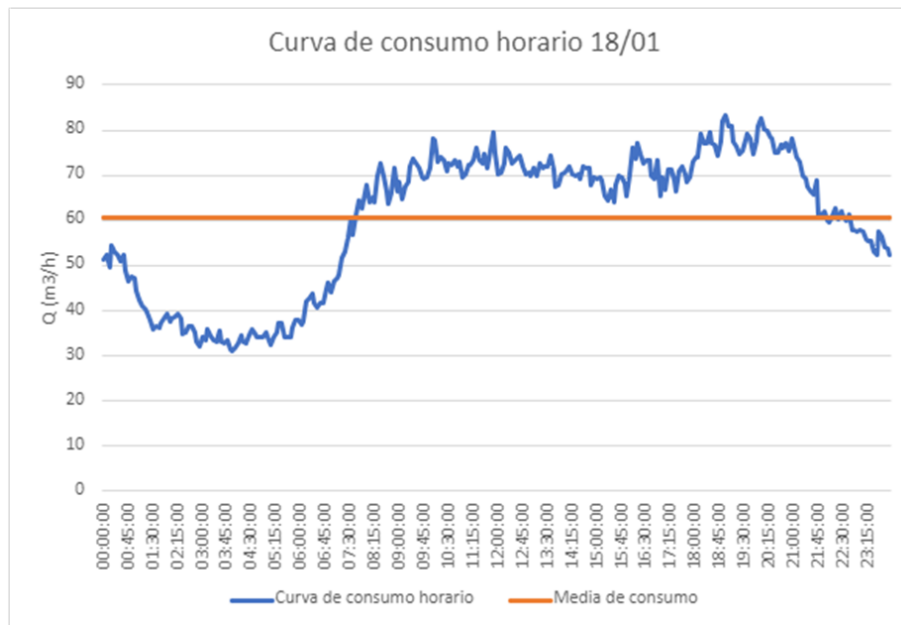


Figura 10: Curva de consumo horaria para la localidad de El Tesoro

Conclusión

En conclusión, si bien el coeficiente de pico diario del mes de máximo consumo de la totalidad del sistema el cual es de 1,5 y se encuentra en el orden de valores al coeficiente pico diario teórico indicado las bibliografías, no son comparables ya que uno es un estudio de consumo basado en un mes, y el otro es anual. Por otro lado, para la localidad de El Tesoro se determinó un coeficiente de pico horario del mes de enero igual a 1,4 para el día de máximo consumo.

Si bien se registran valores coherentes, debido a que no se tienen datos de calidad para la determinación empírica de los coeficientes de pico y a que los coeficientes analizados no son estimados de igual manera que los coeficientes pico teóricos (se estiman de análisis anuales y con una población estable), se utilizará la fórmula de Harmon para el cálculo de dichos coeficientes. Además, la fórmula de Harmon, permite simular el efecto amortiguador de los caudales máximos, ya que tiene en cuenta el criterio de disminución del coeficiente máximo a medida que la cuenca abarca mayor población.

3.2.2. Caudal de PAI Laguna Blanca

Como se mencionó anteriormente, el PAI Laguna Blanca tendrá una solución de saneamiento con pozo de bombeo, el cual impulsa el caudal hacia las redes de El Tesoro.

Entre la documentación presentada para la aprobación del PAI se encuentra el anteproyecto de saneamiento del fraccionamiento. Allí se puede observar la ubicación del pozo de bombeo, el cual tiene un caudal de 11 L/s. Luego, la tubería de impulsión está proyectada en PVC 125 mm, con una longitud de 1120 m. Por último, se proyecta un emisario el cual conduce los efluentes por gravedad, en PVC 200 mm, con una longitud de 1875 m. También se incluye en el tramo final un emisario de 700 m en PEAD 125 mm, el cual funciona a gravedad forzada. En la Figura 11 se observa el anteproyecto de saneamiento del PAI Laguna Blanca.

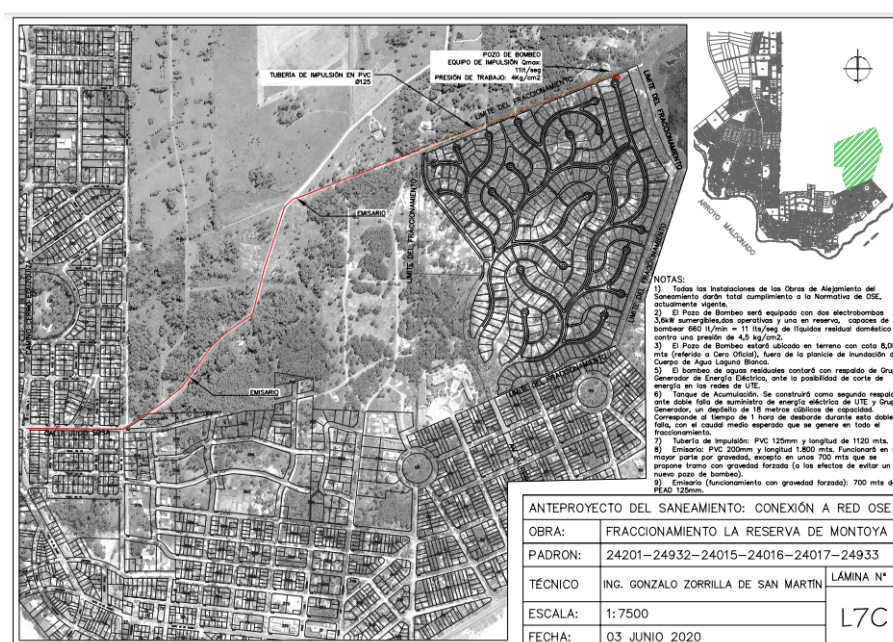


Figura 11: Anteproyecto de saneamiento de PAI Laguna Blanca

3.3. Caudal de inicio de período

El cálculo del caudal mínimo es fundamental para verificar la tensión tractiva crítica al inicio del período de diseño. Esta verificación es necesaria en cada tramo del colector para asegurar la condición de autolimpieza de aquellos segmentos que funcionan por gravedad.

El caudal mínimo será el caudal máximo diario correspondiente al inicio del período de previsión más la infiltración.

Este caudal está asociado al patrón de consumo de agua potable por parte de la población, y se calcula mediante la Ecuación 14

$$Q_{min,i} = K_2 \times Q_{med,i} + Q_{inf,i} \quad (14)$$

Siendo:

- $Q_{min,i}$: el caudal máximo para el día de mínimo consumo al inicio de periodo de previsión
- $Q_{inf,i}$: caudal de infiltración al inicio de período de previsión.
- $Q_{med,i}$: caudal medio para inicio de periodo de previsión
- K_2 : coeficiente de pico diario (en este cálculo se adopta un valor de 1,5)

A los efectos de los diseños de cada tramo de colector se compara $Q_{min,i}$ obtenido con el de una cisterna, ya que se considera que al menos una vez al día es descargada, por lo que si en algún tramo el caudal calculado es inferior, se impone el valor 1,5 l/s.

Se adopta un valor de k_2 bibliográfico ($k_2=1,5$), y calculando el caudal de infiltración inicial como el caudal de la red existente, asumiendo que en dos años no está previsto que la red de saneamiento se expanda, se obtiene un valor el $Q_{min,i}$. Dicho caudal se comparará con el caudal mínimo de bombeo (aguas arriba) para que se cumpla la tensión tractiva mínima para la autolimpieza del colector, y se optará por el mayor de estos.

3.4. Caudal de intrusión pluvial

A pesar de que se está trabajando con una red separativa, el aporte de las pluviales es un factor fundamental a la hora del funcionamiento del sistema, ya que la magnitud del mismo es muy superior al caudal doméstico.

La metodología que se pretende usar consiste en estimar el caudal de agua de lluvia que ingresa al sistema de colectores. Dicho caudal ingresa al sistema mayoritariamente a través de conexiones pluviales de tipo clandestina o también a través de escurrimientos por las tapas de registros.

Para hallar el caudal de intrusión pluvial se propone utilizar el método presentado por la Intendencia de Montevideo a través de la Guía propuesta por el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento (SEPS), allí se indica que el caudal de intrusión pluvial puede ser calculado suponiendo que el 10 % de las viviendas cuentan con conexiones pluviales a la red, tomando un área de 60 m² por vivienda con una lluvia de diseño de 0,4 mm/min (intensidad asociada a una tormenta bianual).

IV. Anteproyecto interceptor costero

4. Descripción del interceptor proyectado

En el diseño del interceptor costero, se propone una modificación en el trazado planimétrico del sistema existente. La idea general es ubicar el interceptor principal a lo largo de ejes viales, priorizando las calles principales, como la Ruta 10 y la Avenida Eduardo Víctor Haedo, en su mayoría. Sin embargo, en los primeros tramos por gravedad, se evita colocar el interceptor bajo la Ruta 10, dado que esta vía, luego de la intersección con la Ruta 104 hacia el Este, está bajo la jurisdicción del Ministerio de Transporte. Dicho organismo impide la construcción del interceptor debajo de la carretera y exige cumplir con otros requisitos mínimos que deben ser considerados en el diseño para emplazar el colector por la faja pública.

El objetivo principal de este enfoque es minimizar la necesidad de tramos de interceptor con diámetros excesivamente grandes y estaciones de bombeo grandes, que estarían encargadas de transportar grandes volúmenes de aguas residuales, en áreas cercanas a la costa con complicados accesos para la construcción y mantenimiento. Además, siempre que sea factible, se busca achicar redes de saneamiento de las zonas al Sur de la ruta 10, con el fin de evitar la construcción o modificación de estaciones de bombeo de gran porte en las proximidades de la costa.

El sistema principal estaría compuesto por: 4 tramos de colector principal trabajando por gravedad, 4 estaciones de bombeo nuevas o rediseñadas (cambiando ubicación y/o porte para impulsar caudales mayores a los actuales) y sus correspondientes impulsiones. Las estaciones de bombeo principales serían *Donato Nuevo*, *Buenos Aires*, *Rotonda* y *Dunas*, que se describen sus ubicaciones y caudales de diseño en la Sección 6.

En el sistema secundario, se planea instalar pozos de bombeo adicionales con el fin de lograr una conexión del 100 % a la futura red de saneamiento. Estos pozos se han ubicado estratégicamente en las zonas más bajas, donde el desnivel natural del suelo varía entre 3 y 4 metros. De esta forma, se establecen diferentes cuencas de saneamiento para cada estación de bombeo.

En la Figura 12, se presenta el sistema general que da solución al proyecto de Interceptor Costero Principal Zona Este.

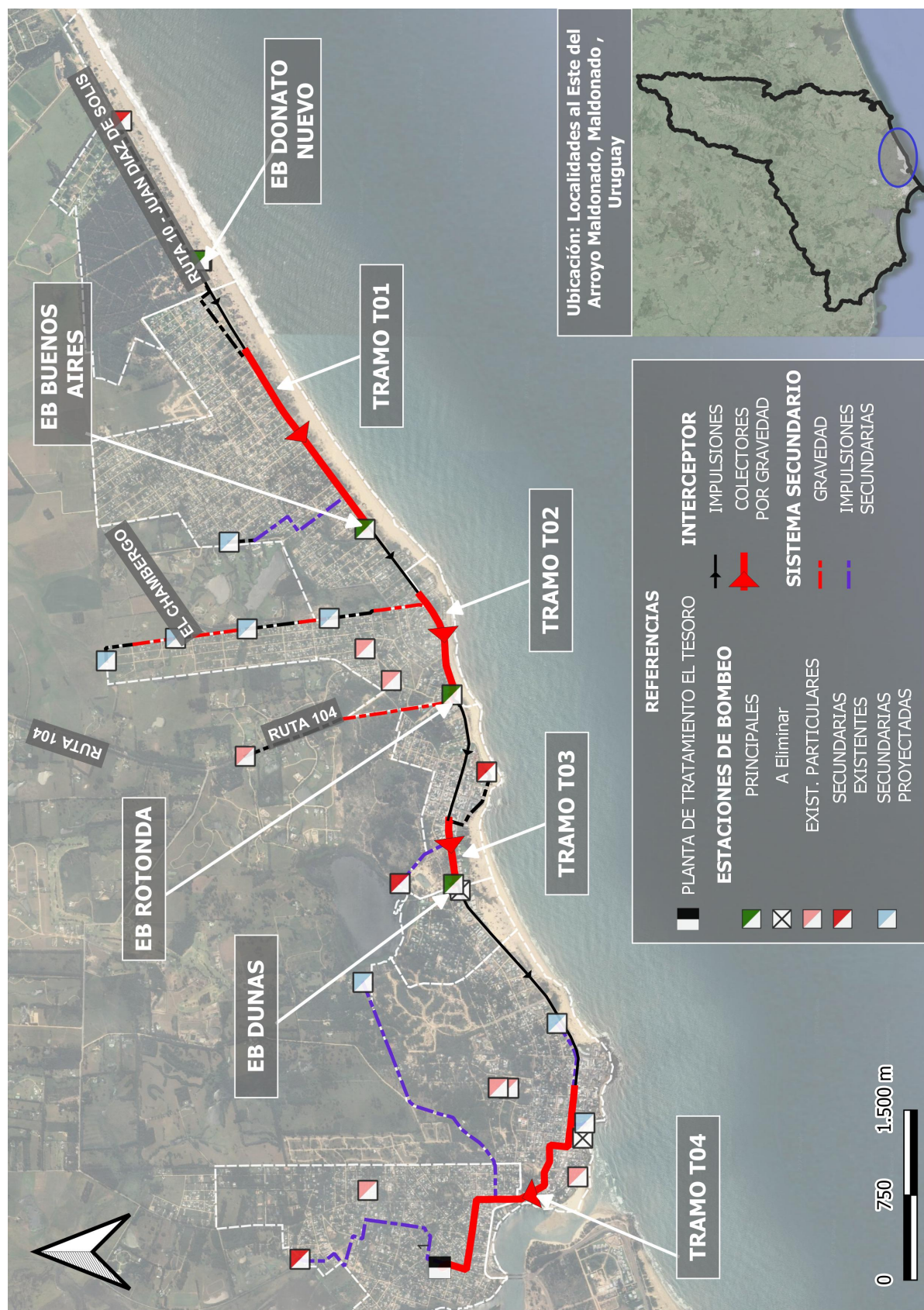


Figura 12: Interceptor Costero proyectado y Sistema Secundario

5. Criterios de Diseño y Metodología de Cálculo

5.1. Criterios de diseño utilizados

Para llevar a cabo el diseño del interceptor costero, es necesario establecer los criterios que guiarán el proceso de planificación y proyección de esta infraestructura. Dichos criterios se establecen tomando en consideración la bibliografía de referencia y las particularidades de la zona en cuestión.

En el interceptor a proyectar se deberá cumplir que:

- Todos los días, por lo menos una vez al día, se alcance la mínima tensión tractiva de autolimpieza.
- El interceptor debe tener una capacidad hidráulica que le permita conducir el caudal pico horario del día de máxima demanda del período de diseño.

A su vez, los pozos de bombeo proyectados serán diseñados para:

- Tener una capacidad de bombeo que le permita impulsar el caudal pico horario del día de máxima demanda del período de diseño, incluida la infiltración

Diámetro mínimo

La OSE fija diámetros mínimos en redes de saneamiento de 200 mm. Para el proyecto en cuestión ésta condición no será de importancia, debido a los altos caudales que se tendrán al final del período de previsión.

Materiales a emplear

En la actualidad existen diversos materiales que se podrían utilizar para el diseño del interceptor. Históricamente se utilizaban tuberías de hormigón, luego se comenzó a utilizar PVC, y se siguen proponiendo nuevos materiales para tuberías como PEAD corrugado, PEAD electro-soldable, PRFV, entre otros.

La elección de los materiales está dada tanto por sus prestaciones de servicio, como por el costo de los mismos. El costo puede variar según si existen tuberías en plaza, o hay que importtarlas. Por otro lado, las prestaciones están ligadas a normativas internacionales, y también a la experiencia recabada por técnicos en el uso de los distintos materiales.

A nivel de anteproyecto, los materiales a utilizar serán:

- Para diámetros de hasta 500 mm se utilizará PVC S20 (según las especificaciones establecidas en la norma ISO 4435)
- Para diámetros mayores a 500 mm se utilizará PEAD SDR26 electrosoldable según norma (según las especificaciones establecidas en la norma ISO 4427)

A nivel de proyecto ejecutivo, se deberá realizar un estudio exhaustivo de los materiales para evaluar sus costos y prestaciones, y optar por uno o más materiales a emplear.

Coeficiente de Manning

El Coeficiente de Manning es un coeficiente asociado a la rugosidad de la tubería, por lo tanto dicho parámetro depende del material.

En (Alem Sobrinho, 1999), se sugiere un valor para el coeficiente de Manning de $n = 0,009$ tanto para tuberías de PEAD como para PVC. No obstante, debido principalmente a las particularidades de las aguas residuales, se recomienda utilizar un valor mayor para dicho coeficiente en el diseño hidráulico. Por lo tanto, tanto para PVC como PEAD, se empleará un coeficiente de Manning constante de $n = 0,013$, valor utilizado en OSE.

Tapada mínima

El valor usual utilizado para la tapada mínima en Uruguay es 0,9 m. Por otro lado, la norma brasilera NBR 9649 (ABTN, 1986), indica que si el colector está ubicado en la acera o una calle peatonal la tapada mínima es de 0,65 m y si se ubica en calzada es de 1,0 m.

Profundidad máxima

La zona de estudio presenta suelo principalmente arenoso y la napa freática tiene poca profundidad, en el entorno de los 2 metros de distancia a la superficie.

La principal carga que actúa permanentemente sobre un tubo enterrado es aquella relativa al peso del suelo situado sobre la tubería. Por otro lado también se tendrán las cargas móviles, asociadas al tráfico de vehículos comerciales pasando sobre la tubería.

A modo de verificación, se hará el cálculo estructural para cada diámetro con una profundidad de 5 metros. Se hallará la carga del suelo situado por encima y se hallará la carga móvil. Luego, se obtendrá la deformación diametral, y se contrastará con la deformación límite dada por el fabricante.

Suponiendo que en la zona el suelo en su mayoría es arena, y que la napa freática se ubica a 2 metros de la superficie, se halla la carga del peso del suelo. Se supone que el peso específico seco de la arena es de 16 KN/m³ y húmedo 18 KN/m³.

Se plantean la siguiente ecuación para hallar la carga vertical del terreno:

$$p = \gamma_s * 2 + (H - 2) * (\gamma_h - \gamma_w) \quad (15)$$

Siendo:

- p : carga vertical debida a la presión del suelo (KN/m²)
- γ : peso específico de la arena (KN/m³). El subíndice s indica seco y el subíndice h indica humero. El subíndice w indica el peso específico del agua.

- H: recubrimiento sobre el lomo del caño

Para determinar la máxima tensión vertical asociada a la carga móvil se utiliza la expresión de Boussinesq:

$$p = \frac{3 * Q}{2 * \pi * H^3} \quad (16)$$

Siendo:

- q: carga vertical actuante sobre el tubo debido a las cargas móviles (KN/m2)
- Q: carga puntual actuante sobre la superficie (KN)
- H: recubrimiento sobre el lomo del caño

Para carga móvil se asumirá que corresponde a un camión de 500 KN. Luego, halladas p y q, se halla la deformación diametral. Para hallar dicha deformación se tiene la siguiente fórmula:

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{K * (p + q)}{8 * R_A + 0,061 * E^l} \quad (17)$$

Donde:

- p y q: carga permanente y carga móvil respectivamente
- Δy : deformación diametral (m)
- D: diámetro de la tubería (m)
- K constante de asentamiento. Se adopta valor K=0,1 por recomendaciones generales de los fabricantes
- R_A : rigidez anular de la tubería
- E^l : módulo de reacción del suelo de relleno. Por recomendación del fabricante se toma KN/m2

$$R_A = \frac{E * I}{D^3} \quad (18)$$

Siendo:

- E: módulo de elasticidad del material (KN/m2)
- I: módulo de inercia de la pared del tubo (m3)
- D: diámetro de la tubería (m)

La verificación se hará para los siguientes diámetros con su correspondiente material y serie a la que corresponden :

- PVC ϕ 500 mm, serie 20

- PEAD ϕ 630 mm, SDR 26
- PEAD ϕ 710 mm, SDR 26
- PEAD ϕ 800 mm, SDR 26

Suponiendo suelo arenoso, con napa freática a 2 metros de la superficie, y una sobre carga de un camión de 500 KN, la deformación diametral para cada diámetro resulta de la siguiente manera:

Tubería	PVC 500	PEAD 630	PEAD 710	PEAD 800
p (KN/m ²)	53,1	52,0	51,4	50,6
q (KN/m ²)	11,8	12,5	13,0	13,5
$\Delta y/D$ (%)	1,7	2,9	2,9	2,9

Tabla 16: Deformación diametral según diámetro para profundidad de 5 metros

La deformación máxima admitida varía entre 5 % y 7,5 % según sea PVC o PEAD, y según el proveedor. En cualquier caso, se está por debajo de los límites establecidos, oscilando la deformación diametral obtenida entre 1,5 % y 3 %.

Hecha la verificación, se admitirán zonas de hasta 5 m de profundidad. De todas maneras, se procurará no excederse de los 4 metros de profundidad por razones constructivas.

Tensión tractiva

La tensión tractiva se define como la tensión cortante ejercida sobre las paredes de la tubería por el líquido en escurrimiento, que actúa sobre los sedimentos promoviendo su arrastre. Debido al conocimiento que se tiene de los líquidos cloacales, existen recomendaciones acerca de la tensión tractiva mínima que debe exigirse diariamente en cada tramo de red colectora a efectos de garantizar la auto-limpieza.

La norma NBR 9649 ([ABTN, 1986](#)) exige la verificación de una tensión tractiva media de 1,0 Pa al menos una vez al día, calculada para el caudal al inicio del período de previsión. En interceptores particularmente, es recomendable exigir 1,5 Pa de tensión tractiva, esto se debe, entre otras cosas, a que con dicho valor prácticamente se inhibe la formación de sulfuros generados por el agua residual, deteriorando la tubería. ([Alem Sobrinho, 1999](#))

Se adopta como valor mínimo 1,5 Pa. De todas maneras, teniendo en cuenta que hay gran variabilidad de población en el año, y que se prevé un crecimiento explosivo para 2055, para el escenario inicial se aceptará 1,0 Pa de tensión tractiva, y se indicará la necesidad de mayor mantenimiento en el colector.

Pendiente mínima

La pendiente mínima considerada es tal que cumpla la verificación de tensión tractiva para el caudal de inicio de período.

Por otro lado, en consulta con actores relevantes, la pendiente mínima considerada a ser viablemente construida en la zona de trabajo es de 0,2 %.

Tirante máximo

Como criterio general para garantizar que el flujo escurra a superficie libre, con un margen de seguridad en variaciones de caudal se limita el tirante máximo al 70 % - 80 % del diámetro (D) del colector.

Para el diseño hidráulico se adoptará un valor de $Y/D < 75 \%$ para el caudal máximo horario de final del proyecto.

Velocidad máxima

La velocidad máxima en los colectores se limita para protegerlos contra la abrasión y depende del material de los que están contruidos. Según la norma NBR 9649, (ABTN, 1986), y los criterios usualmente utilizados en Uruguay, la velocidad se limita a 5 m/s.

La pendiente máxima se debe limitar para no producir velocidades mayores de 5 m/s. Esa pendiente limita también el ingreso de aire por turbulencia. La velocidad máxima de diseño adoptada será, para el caudal máximo al final del período de diseño, de 5 m/s.

Régimen hidráulico

Se diseña para que el sistema funcione bajo régimen subcrítico. En los casos que se tenga una pendiente pronunciada, lo cual induce a velocidades altas, y régimen supercrítico, se debe reducir el tirante máximo al 50 % del diámetro del colector.

En los registros que haya cambio de régimen hidráulico de supercrítico a subcrítico, se colocará una cámara especial, en la cual se colocará una estructura de disipación de energía.

Condiciones de control de remansos

Se evita siempre que la cota del nivel de agua en la tubería de salida de una cámara quede por encima de la cota del nivel de agua de las tuberías de entrada.

Interferencias

El trazado planimétrico y altimétrico del interceptor se verá condicionado por las instalaciones subterráneas existentes. Las principales interferencias que pueden afectar el trazado son las redes de agua potable, redes de energía eléctrica, alcantarillado pluvial y el oleoducto de ANCAP.

El oleoducto consiste en una cañería de 180 Km de largo x 40 cm de diámetro, revestida y con protección catódica, ubicada bajo tierra, paralela a la ruta 10 en la zona de estudio. La tubería transporta el petróleo crudo desde la Terminal del Este en José Ignacio hasta la refinería

ubicada en Montevideo. El Decreto N° 120/012 ([ANCAP-MIEM, 2012](#)) del poder ejecutivo reglamenta las servidumbres previstas en la Ley 17.389. Dicho decreto indica particularmente que para instalaciones y estructuras subterráneas ajenas a ANCAP deberán:

- Planimetría: Ubicarse por lo menos a un metro de distancia del perímetro del ducto de ANCAP más cercano.
- Altimetría: Los cruces entre instalaciones ajenas y los ductos de ANCAP se podrán efectuar por arriba o por debajo de éstos, debiéndose respetar una distancia mínima de 0,3 m en la intersección.

El oleoducto existente sale de la Terminal del Este en José Ignacio hacia Montevideo, y se emplaza por acera Norte de la Ruta 10. En la calle Los Ensueños de la localidad de La Barra, cruza la ruta, y se emplaza por la acera Sur de la misma, luego sale de la zona de estudio. En caso de disponer el interceptor por acera norte, se deberán respetar las exigencias antes mencionadas.

También se cuenta con redes subterráneas de energía eléctricas de hasta 15000 V emplazadas por acera norte. A su vez, existen redes de agua potable de hasta 250 mm emplazadas por acera norte, pero que en general son redes relativamente superficiales, por lo que no supondrán problemas a la hora del diseño del interceptor.

Por último, se realizó la consulta con la Intendencia de Maldonado, y no se tienen planos del drenaje pluvial en la zona, por lo que a nivel de proyecto ejecutivo deberá relevarse y tener especial cuidado. Sin embargo, en la recorrida por el área a intervenir no se identificaron drenajes pluviales de grandes dimensiones que puedan interferir con el trazado del interceptor.

Registros

Se ubican registros en los siguientes puntos del interceptor:

- Cambios de pendiente.
- Cambios de dirección en planta.
- Para dividir tramos rectos sin afluentes mayores a 120 m de longitud.
- En puntos de conexión de redes secundarias.

Los registros a proyectar serán de sección circular de 1,2 m de diámetro cuando los colectores adyacentes sean menores a 710 mm. Para tuberías de diámetro mayor a 710 mm se colocarán registros especiales. Siendo éstos registros una sección cuadrada de mínima 1,2 m de lado.

Cuando existan diferencias de cotas de zampeado entre la entrada y salida mayor a 0,6 m, se colocará un registro con salto.

En los registros que haya cambio de régimen hidráulico de supercrítico a subcrítico, se colocará una cámara especial, en la cual se colocará una estructura de disipación de energía.

Caudal de diseño de estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo se diseñan para tener una capacidad de bombeo que le permita impulsar el caudal pico horario del día de máxima demanda del período de diseño, incluida la infiltración de cada cuenca. Por lo tanto, para definir los caudales de diseño se clasifican las estaciones de bombeo entre estaciones de bombeo chicas, medianas y grandes, de acuerdo a la capacidad máxima al final del período de previsión que cada una deberá recalcar. En consecuencia, se aplica un factor de seguridad del 20 % para las estaciones chicas y de un 10 % para las medianas y grandes.

La clasificación de las estaciones de bombeo de acuerdo a la capacidad es:

- EB chica: caudal máximo horario menores a 100 L/s
- EB medianas: caudal máximo horario entre 100 - 200 L/s
- EB grandes: caudal máximo horario mayor a 200 L/s

Esta clasificación fue obtenida de proyecto similar en Ciudad de la Costa denominado “*Proyecto ejecutivo de saneamiento, drenaje pluvial y vialidad de Ciudad de la Costa*”, (OSE, 2012).

Por otro lado, en el libro de *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitario* (Alem Sobrinho, 1999), se plantea la clasificación como EB chicas aquellas con caudales menores a 50 L/s, EB medianas caudales entre 50 y 500 L/s y EB grandes caudales mayores a 500 L/s.

Como se tiene un proyecto local y con características similares se plantea seguir la primera clasificación para definir los caudales diseño de las estaciones de bombeo, con su correspondiente coeficiente de seguridad.

5.2. Metodología de cálculo

El diseño se realiza de modo de, por un lado lograr la autolimpieza del colector con el caudal mínimo de diseño, y por otro tener capacidad para transportar el caudal máximo con un tirante que no supere el 75 % del diámetro, todo ello con la mínima profundidad posible.

Inicialmente se realiza el trazado planimétrico ubicando los registros según los criterios expresados en la sección 5.1 del presente informe. Se parte de un valor de zameado dado por la cota de terreno menos la tapada mínima menos el diámetro de la tubería. Este constituye un valor de partida, ya que el cálculo se inicia con el mínimo diámetro comercial posible.

La pendiente de cada tramo queda definida respetando los criterios de profundidad adoptados. Se fija el valor mínimo de pendiente constructiva (0,2 %) y cumpliendo con la tapada mínima recomendada, se intenta mantener la red lo menos profunda posible.

Se selecciona el mínimo diámetro comercial (según el material) de forma que verifique para el escenario al año 2055 un tirante inferior a 75 % del diámetro y la velocidad en la tubería

sea inferior a 5 m/s. Luego, se verifica el valor de tensión tractiva para el inicio del período de previsión.

Posteriormente se verifica que el pelo de agua al inicio del tramo para la condición de caudal máximo sea menor o igual al del tramo afluente en la misma condición, corrigiendo dicha situación de no ser así (Condición de no remanso).

Finalmente se realizan ajustes de forma de evitar interferencias de todo tipo, particularmente el oleoducto de ANCAP que existe en la zona. También se intenta unificar pendientes en tramos contiguos, de forma de facilitar la operativa en obra.

6. Estaciones de Bombeo e Impulsiones

La ubicación de las estaciones de bombeo en los sistemas de saneamiento se basa en el trazado del sistema de recolección. Generalmente se ubican en los puntos más bajos de una cuenca, cerca de ríos, arroyos o cañadas.

A continuación, se describen las estaciones de bombeo principales del sistema, empezando por la primera aguas arriba recorriendo desde el Este hacia el Oeste. Presentando la ubicación de las mismas (las coordenadas aproximadas se expresan bajo el sistema de referencias WGS 84 / UTM zone 21S).

Por último, se describe brevemente las estaciones de bombeo secundarias proyectadas para abarcar a futuro un porcentaje de conexión al saneamiento del 100 %.

6.1. Estación de Bombeo *Donato Nuevo*

Esta estación de bombeo se proyecta debido a la imposibilidad de conectar directamente por gravedad áreas importantes al Este del Balneario Buenos Aires, sumando los padrones aledaños en los cuales se asume que se edificarán a corto plazo.

Está ubicada geográficamente en las coordenadas 703318,64 Este, 6137537,93 Norte, al lado de la estación *Donato*, al costado Sur de la Ruta 10, km 169,2. Recibirá las aguas residuales asociadas a un área estimada de 184 ha, y a fin de período de previsión la población será de 7368 habitantes. Se observa una población servida muy similar a la calculada en la Subsección 2.4, pero es ligeramente distinta debido a que si bien la mayoría de la cuenca pertenece a los nuevos fraccionamientos, también abarca cierta área del Balneario Buenos Aires.

La cuenca se presenta en la Figura 13.

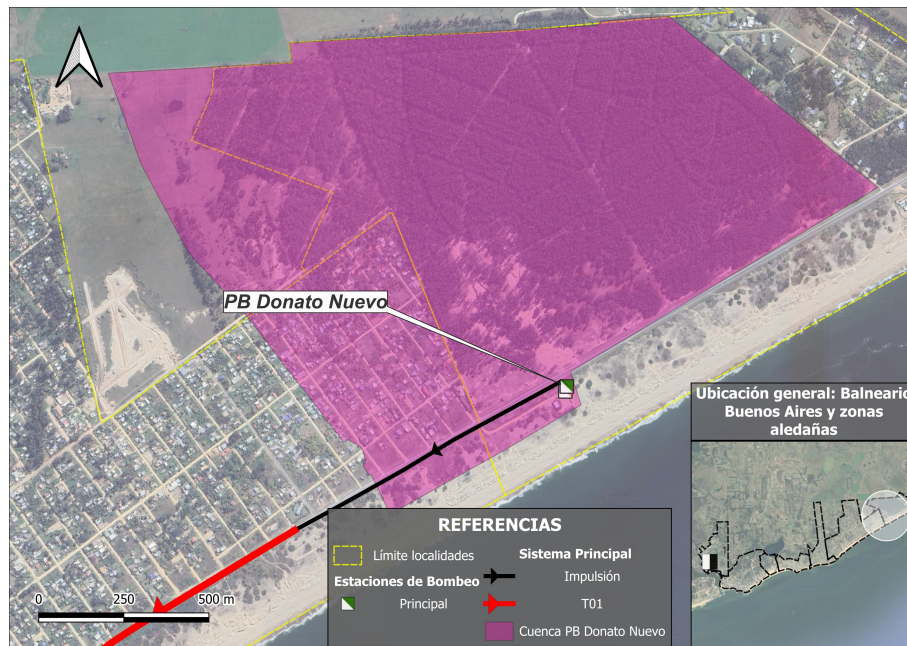


Figura 13: Cuenca asociada a Estación de Bombeo *Donato Nuevo*

Dado que no hay red de saneamiento existente en la cuenca, la estación se proyecta a una segunda etapa cuando gran parte de la red esté construida. Por esta razón, la impulsión y la estación de bombeo deberán diseñarse para un periodo de inicio de previsión luego de construida la red de saneamiento.

El caudal máximo al final del período de previsión se estima en 74 L/s. Se recomienda aplicar un coeficiente de seguridad del 20 % ya que se trata de una EB chica. Por lo tanto, el caudal de diseño se establecerá en 89 L/s.

Esta estación impulsará las aguas a través de la línea impulsión denominada *Impulsión Donato Nuevo*, que tendrá una longitud de 943 m, se emplazará por margen Norte de la Ruta 10 cruzando a la misma enseguida de la salida del pozo de bombeo. La Figura 14, ilustra el trazado planimétrico de la línea de impulsión, que descarga en una cámara de sacrificio previa a la conexión con el tramo T01 del interceptor.

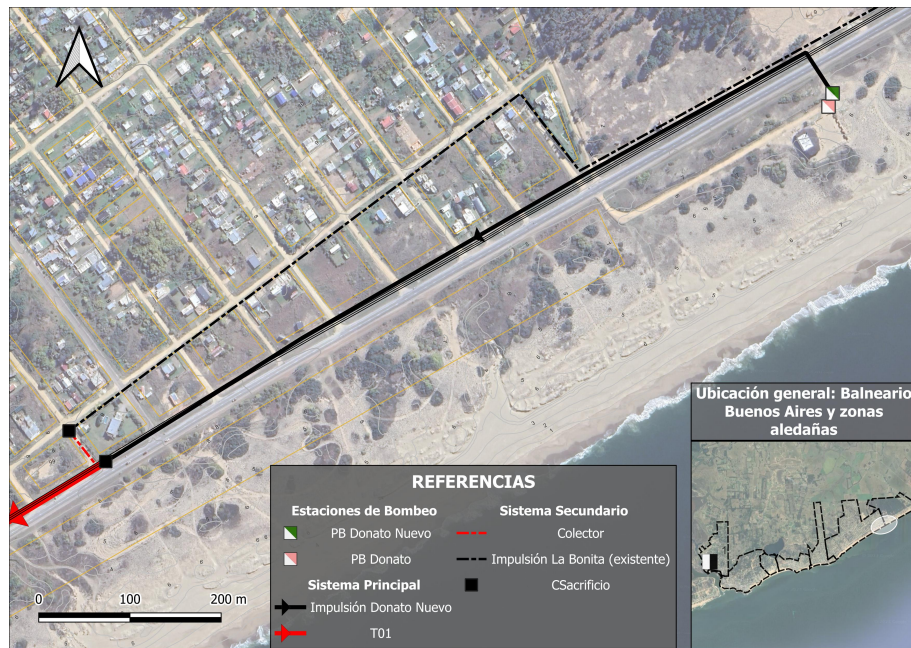


Figura 14: Trazado planimétrico de *Impulsión Donato Nuevo*

6.2. Estación de Bombeo *Buenos Aires*

La siguiente estación de bombeo principal del sistema es *Buenos Aires*. Se trata de una estación existente que en la actualidad recibe el flujo de aguas residuales del balneario Buenos Aires, con un nivel de conexión actual del 12 % (calculado en base a la relación entre los usuarios de saneamiento y los usuarios de agua potable). Esta estación se encuentra ubicada en la calle El Alambrador, antes de llegar al cruce con la cañada Manantiales (en dirección de Este a Oeste), al norte de la Ruta 10, con coordenadas 700949,67 Este, 6136087,56 Norte.

Dado que se proyecta a final de periodo de previsión un porcentaje de conexión del 100 % de la localidad, que recibirá el caudal de la estación de bombeo anterior (*Donato Nuevo*), la cuenca asociada a considerar para el diseño será el área saneada actual, el área no saneada de la localidad, más el área de la estación de bombeo anterior. Resultando en un área total de 510 ha aproximadamente.

La Figura 15, muestra la ubicación geográfica de la estación de bombeo y la cuenca proyectada para su diseño.

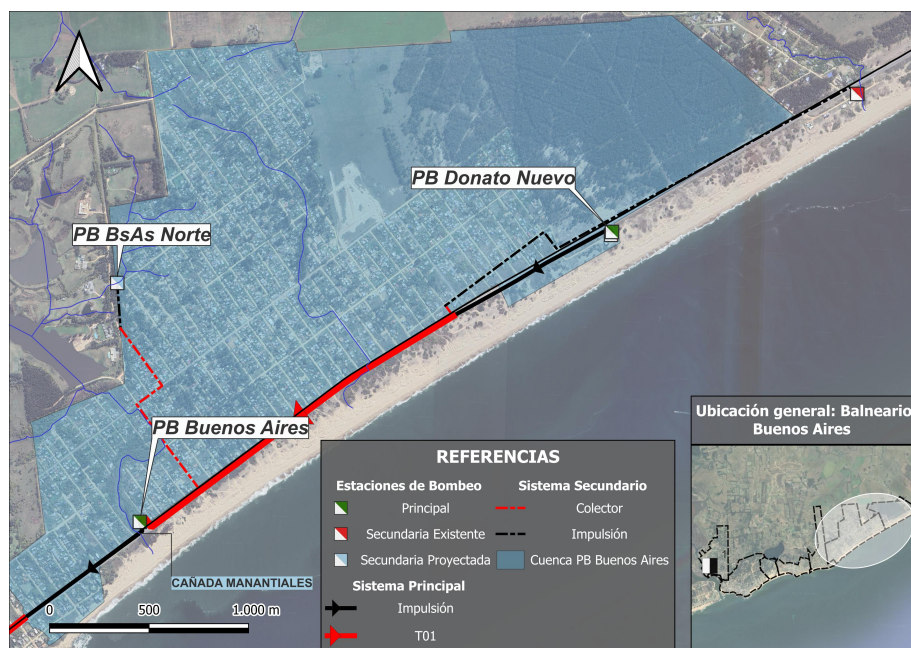


Figura 15: Cuenca asociada a Estación de Bombeo *Buenos Aires*

Esta estación de bombeo tendrá un caudal afluente máximo final de 197 L/s, lo que aplicando un coeficiente de mayoración del 10 % implica que el caudal de diseño se establecerá en 216 L/s.

Dado el bajo porcentaje de conexión actual al saneamiento en la cuenca asociada, al comienzo del período de previsión, el caudal promedio será insuficiente para cumplir con el requisito de tensión tractiva mínima en el tramo al cual descargará la estación de bombeo en cuestión (T02 del interceptor). Por lo tanto, será necesario bombear un caudal mínimo de 13 L/s al menos una vez al día al inicio de período. Debido a esto último, en el proyecto ejecutivo de esta estación, se deberá tener especial cuidado con el tratamiento de olores.

Los caudales que recibirá serán a través del tramo T01 del interceptor costero proyectado, siendo el último colector el T01-026 que llegará a una profundidad de 3,21 m en la cámara de aguas abajo (CI-01-27), y presenta un largo de 26,7 m, pendiente 0,25 % y diámetro nominal de 630 mm de PEAD.

Las aguas residuales recibidas serán impulsadas a través de la línea de impulsión denominada *Impulsión Buenos Aires*. Se trata de una línea de impulsión existente que será reemplazada por una nueva después de la construcción de la estación de bombeo *Buenos Aires*. La longitud total de la línea de impulsión será de 792 metros y también se proyectará a lo largo del margen norte de la Ruta 10.

Durante la fase de diseño del proyecto ejecutivo de la línea de impulsión, se deberá prestar especial atención al trazado debido a que incluye un cruce con el puente de la cañada Manantiales, ubicado a pocos metros de la estación. La Figura 16 presenta el trazado planimétrico de la línea de impulsión, que culmina en una cámara de sacrificio previa a la conexión con el tramo T02 del interceptor.



Figura 16: Trazado planimétrico de *Impulsión Buenos Aires*

6.3. Estación de Bombeo *Rotonda*

La tercera estación en el sistema principal, identificada como *Rotonda*, es una estación que se construirá específicamente para abordar una necesidad particular. La razón detrás de su proyecto es evitar la necesidad de modificar la estación existente *Terrazas*. Esto se debe a su ubicación muy cercana a la costa y al hecho de que esta estación fue reconstruida hace relativamente poco tiempo.

Se ubicará en las coordenadas geográficas 699475,97 Este, 6135321,24 Norte. Esta ubicación estratégica se encuentra en la intersección de las rutas nacionales 10 y 104, que en la actualidad se utiliza como estacionamiento (dentro de la franja pública), asegurando un acceso eficiente para su construcción y mantenimiento, y una distribución óptima de los caudales dentro de la cuenca.

La estación *Rotonda* estará encargada de gestionar los caudales asociados a un área de 672 hectáreas. Esta área incluirá la cuenca correspondiente a la estación principal previa, así como el área vinculada a la estación de bombeo secundaria denominada *Chorro 4*. Esta última estación, a su vez, recibe los aportes de otros tres sistemas de bombeo situados al norte de la localidad El Chorro. Puede visualizarse esta configuración en la Figura 17.



Figura 17: Cuenca asociada a Estación de Bombeo *Rotonda*

Se diseñará con una capacidad de bombeo máxima de 280 L/s y una capacidad de bombeo mínima suficiente para verificar el criterio de tensión tractiva para el siguiente tramo de interceptor.

El último colector del tramo 2 (T02-012), de largo de 15,5 m, diámetro nominal de 630 mm, material PEAD, pendiente de 0,3 % y profundidad de 3,50 m en la cámara final (CI-02-13), es el encargado de conectar el caudal máximo a la estación de bombeo *Rotonda*.

La impulsión de las aguas residuales recibidas serán a través de una nueva línea proyectada denominada *Impulsión Rotonda*. La longitud total de la línea de impulsión será de 1170 metros y también se proyectará a lo largo del margen norte de la Ruta 10.

En fase de diseño del proyecto ejecutivo de la línea de impulsión, se deberá prestar especial atención al trazado debido a que incluye el cruce con la Ruta 104 y un cruce con el Oleoducto de ANCAP. En la Figura 18 se visualiza el trazado planimétrico de la línea, que culmina en una cámara de sacrificio previa a la conexión con el tramo T03 del interceptor, al igual que las líneas de impulsión principales anteriores.



Figura 18: Trazado planimétrico de *Impulsión Rotonda*

6.4. Estación de Bombeo *Dunas*

La última estación principal de bombeo proyectada es *Dunas*, que actualmente se encuentra en una ubicación de espacio limitado. Esta restricción de espacio ha llevado a la decisión de reubicar la estación, trasladándola a la acera opuesta de su ubicación actual, al norte de la Ruta 10, en el padrón rural identificado con el número 40131, que abarca aproximadamente 15 hectáreas. La nueva ubicación estaría marcada por las coordenadas aproximadas 697809,25 Este y 6135311,75 Norte.

Dunas presta servicio a una cuenca que abarca un área de 821 hectáreas, considerando tanto las áreas de las estaciones anteriores como aquellas que descargan directamente por gravedad en esta estación (ver Figura 19).

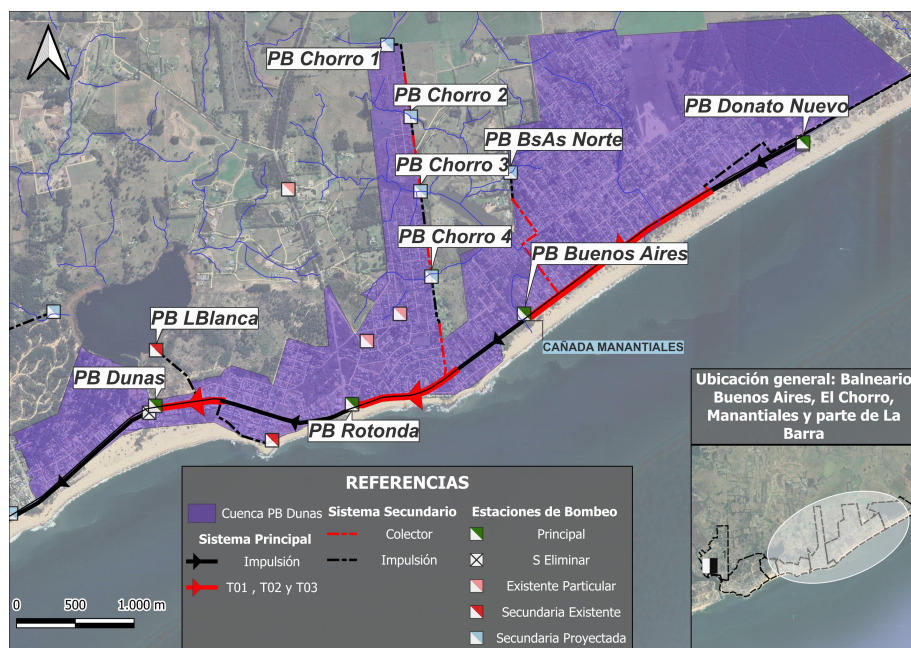


Figura 19: Cuenca asociada a Estación de Bombeo *Dunas*

La nueva estación de bombeo *Dunas* se diseñará para un caudal máximo de 337 L/s, y un caudal mínimo de bombeo suficientemente grande para verificar el criterio de tensión tractiva para el último tramo por gravedad (T04) del interceptor costero.

Esta estación recibirá las aguas residuales a través del colector T03-008, de diámetro de 500 mm, pendiente de 1,5 % y con profundidad de 3,48 m en la cámara de inspección de aguas abajo (CI-03-08).

Las aguas residuales recibidas de EB *Dunas* serán impulsadas a través de la última línea de impulsión principal denominada *Impulsión Dunas*. Se trata de una línea de impulsión existente que será reemplazada por una nueva luego de la construcción de la estación de bombeo. La longitud total será mayor a la existente debido a la desafectación del sistema principal de la EB *Posta* y pasará a ser de 2198 metros. En este trazado la línea se emplaza por el costado Sur de la Av. Eduardo Víctor Haedo.

En la Figura 20 presenta el trazado planimétrico de la línea de impulsión, que culmina en una cámara de sacrificio previa a la conexión con el último tramo T04 del interceptor.

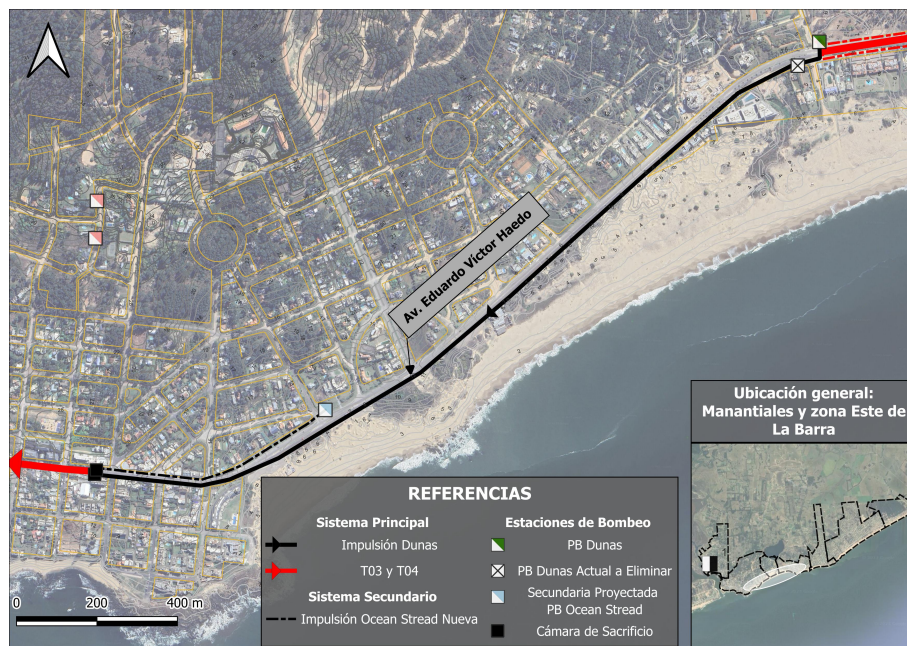


Figura 20: Trazado planimétrico de *Impulsión Dunas*

6.5. Estaciones de Bombeo Secundarias

Para sanear la totalidad del área considerada, es necesario realizar múltiples pozos de bombeos secundarios que impulsan hacia cuencas de saneamiento existentes. Dichas estaciones de bombeo impulsarán un caudal relativamente chico (entre 5 L/s y 60 L/s aproximadamente) hacia una cuenca existente, para luego descargar al interceptor costero.

Se planifica la implementación de un conjunto total de 10 estaciones de bombeo secundarias, cuya ubicación se encuentra detallada en la Figura 12. Los caudales de diseño se calculan considerando la superficie de la cuenca de bombeo y la proyección de densidad poblacional hasta el año 2055. Esto se realiza mediante la obtención de coeficientes pico y la evaluación de los caudales de infiltración. Los valores de caudal específicos para cada cuenca se presentan en detalle en la Tabla 17.

Pozo de bombeo	Caudal (L/s)
BsAs Norte	17
Chorro 1	6
Chorro 2	18
Chorro 3	40
Chorro 4	63
Terrazas	38
Ocean Stread	25
Posta	14
PAI Laguna Blanca	11
El Tesoro Norte	39

Tabla 17: Caudales de los pozos secundarios proyectados

Se puede observar que tanto la EB *Posta* como la EB *Terrazas*, en la actualidad forman parte del interceptor principal, sin embargo, con la alternativa propuesta, se minimiza el caudal que reciben dichas estaciones de bombeo, convirtiéndolas en estaciones de bombeo secundarias de menor porte.

7. Tramos a Gravedad

El interceptor costero consta de 4 tramos principales por gravedad, dos de dichos tramos se emplazarán por eje de calle, mientras que los dos restantes se situarán por acera Norte de la Ruta 10.

Los tramos por gravedad tiene una longitud total de 6000 metros, de los cuales 466 m están previstos en PVC 500 mm, 2473 metros en PEAD 630 mm, 1472 m en PEAD 710 mm, y 1588 m en PEAD 800 mm.

Debido a la extensión del interceptor, se dividirá en tramos para su descripción, y en Anexos, Sección 14 se presentan las condiciones hidráulicas de funcionamiento para inicio y fin de período de previsión. Además se presentan los caudales estimados para cada subcuenca conectada por gravedad en el Anexos, Sección 15.

Cabe aclarar que las cuencas son acumulativas, por ejemplo, la cuenca asociada a la cámara CI-01-04 abarca el área comprendida por la cuenca CI-01-01 aguas arriba. Esto es debido a que al dimensionar interceptores grandes, se debe tener en cuenta el efecto amortiguador de los caudales máximos. Este efecto amortiguador se puede calcular utilizando el criterio de disminución del coeficiente máximo a medida que la cuenca abarca mayor población. Para esto, se utilizó la fórmula de Harmon, presentada en la sección 3.2.1.

7.1. Tramo T01

El primer tramo a gravedad se emplaza por faja pública, en la acera norte de la Ruta 10 en su totalidad, salvo el penúltimo colector que va por la calle El Alambrador, arranca desde la calle El Pertigo y culmina en la descarga con la estación *Buenos Aires*. Tiene una longitud total de 1915 m, siendo 466 m en PVC con diámetro nominal de 500 mm y 1450 m en PEAD de 630 mm.

Cuenta con 27 cámaras de inspección y profundidades menores a 4,5 m excepto una con 4,61 de profundidad. 13 cámaras de inspección tendrán una profundidad entre 4 y 4,5 m, por lo que se considera un tramo profundo y se deberá tener especial cuidado en obra. La totalidad del tramo se plantea con una pendiente de 0,25 %, de esa forma se cumple con la capacidad hidráulica suficiente para transportar el caudal al final del período.

Este primer tramo recibirá los pozos de bombeo secundarios y existentes *La Bonita*, *Donato*, y el pozo principal proyectado *Donato Nuevo*, y además presenta conexiones directas de 9 microcuencas que se conectan cada 300 m aproximadamente (una de éstas recibe un bombeo secundario con un caudal de diseño de 14 L/s).

En la Figura 21 se puede visualizar un esquema del sistema, donde las etiquetas de las microcuencas indican el nombre de la cámara en que se conectan.

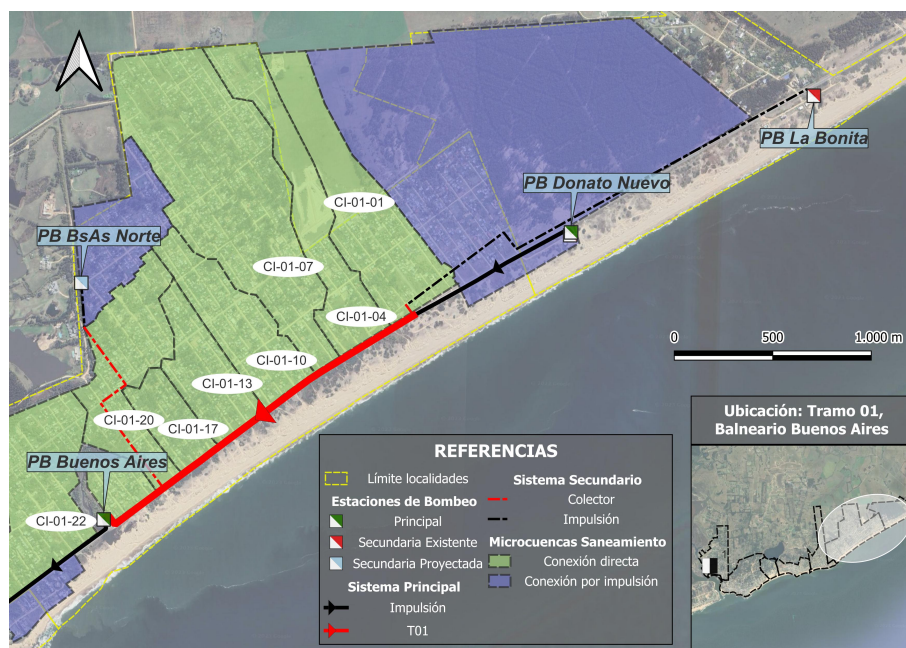


Figura 21: Tramo T01 y microcuencas consideradas

No se tienen datos de los caudales impulsados por los pozos mencionados que descargan al inicio del tramo, pero si se sabe que las tuberías de impulsión de los mismos tienen un diámetro nominal de 75 mm. Suponiendo una velocidad de impulsión de 1 m/s, se obtiene un caudal erogado de 4,4 L/s de cada pozo de bombeo. Es decir, al tramo inicial le llegarían 8,8 L/s al inicio del período.

El tramo analizado tiene particular problemática con la tensión tractiva, debido a que al 2023 existen muy pocas redes construidas en la cuenca, y en consecuencia un porcentaje bajo de conexión a saneamiento. Sin embargo, el caudal de 8,8 L/s descargado de pozos de bombeos existentes, es suficiente para asegurar 1,0 Pa de tensión tractiva en todos los colectores al inicio de período. De igual forma, se recomienda tener especial cuidado en el mantenimiento de estos colectores, ya que no se asegura el valor de 1,5 Pa de tensión tractiva recomendada.

Se estudió como alternativa mantener todo el tramo inicial con colectores de 500 mm de diámetro nominal, para lograrlo se va aumentando las pendientes aguas abajo para lograr conducciones eficientes para mayores caudales pero profundizando la el colector a valores mayores a 5 m. Esta se descarta por estas profundidades grandes y por estar en cotas bajas lo cual puede significar grandes dificultades en etapa de obras.

Luego de estudiado este tramo, para la definición del aliviadero, se opta por la ampliación de los diámetros de los últimos 8 colectores, pasando de 630 mm a 710 mm y 800 mm. Se describe en detalle en la sección 8.2.

Las longitudes y pendientes de cada colector, así como las profundidades de cada cámara de inspección del tramo 01 se pueden observar con detalle en el plano asociado a dicho tramo, el cual se le llama *PLANIMETRÍA-T01* (lámina: IC-1/4).

7.2. Tramo T02

El segundo tramo, se proyecta por faja pública y al igual que el tramo anterior se emplaza por la acera norte de la Ruta 10 en su totalidad con excepción de los últimos dos colectores, por medio de los cuales se realiza la descarga en la estación de bombeo principal proyectada *Rotonda*.

La longitud total del tramo es de 960 metros, y la totalidad de los colectores serán de PEAD con diámetro de 630 mm. Las profundidades son menores a 4 m, excepto una cámara que tiene 4,3 m de profundidad. Aproximadamente se tendrán 300 metros con profundidades entre 3 y 4 metros, particularmente las últimas cámaras en las que se exigen profundidades de 3 metros mínimo para sortear la interferencia principal del oleoducto de ANCAP. Si bien no se tiene información precisa, se sabe que las profundidades varían entre 1,2 y 2 m, y el colector deberá estar a una distancia mínima de 0,3 m entre la profundidad del oleoducto y la cota de lomo del colector. Cuenta con 13 cámaras de inspección y la pendiente mínima es de 0,2 %.

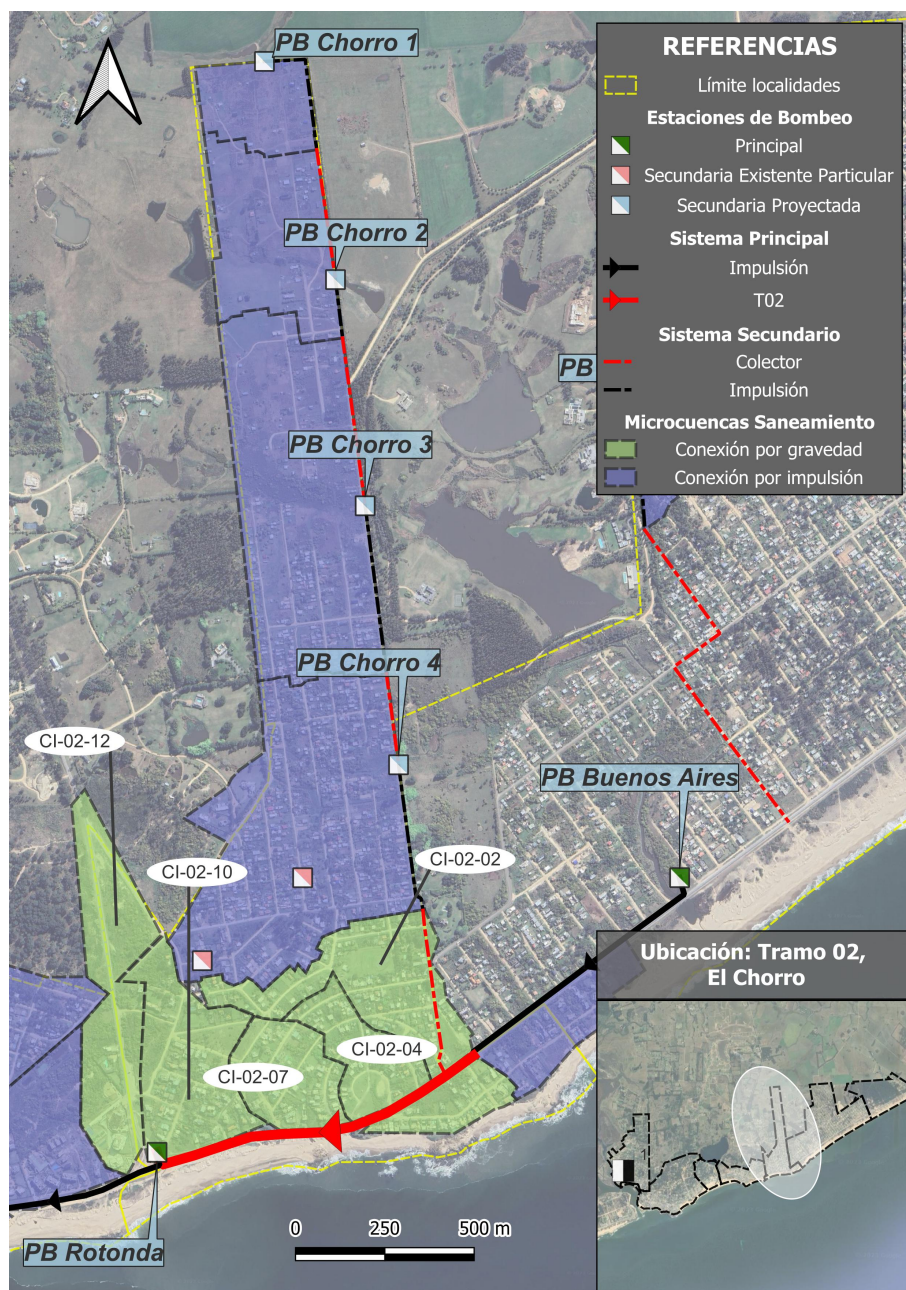


Figura 22: Tramo T02 y microcuencas consideradas

Las longitudes y pendientes de cada colector, así como las profundidades de cada cámara de inspección del tramo 02 se pueden observar con detalle en el plano asociado a dicho tramo, el cual se le llama *PLANIMETRÍA TRAMO 02 y 03* (Plancha 2 de 4).

7.3. Tramo T03

Como se mencionó anteriormente en el presente informe, la Ruta 10 deja de ser de jurisdicción nacional desde la Ruta 104 hacia El Tesoro, y pasa a ser caminería departamental. Debido a esto, los siguientes tramos se decide emplazar los colectores por eje de calle.

El tercer tramo por gravedad (T03) se proyecta por eje de calle por la Av. Eduardo Víctor Haedo (continuación de Ruta 10). Dicho tramo se caracteriza por tener una pendiente de terreno favorable, entre un 1 % y 6 % de pendiente.

El primer colector recibe los efluentes bombeados del *Rotonda*, y en el los colectores finales recibe efluentes de dos pozos de bombeo secundarios, además de conexiones directas de 2 microcuencas.

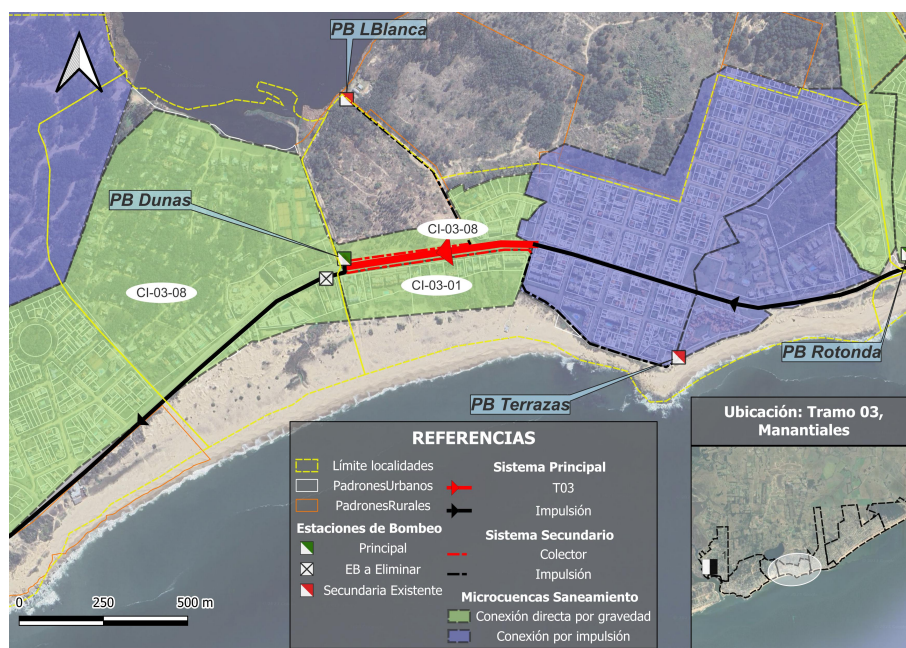


Figura 23: Tramo T03 y microcuencas consideradas

Para el diseño de los colectores, se acompaña la pendiente de terreno, y se diseñan con un diámetro 630 mm en PEAD. El tramo está compuesto por 8 colectores, y 9 cámaras de inspección. La longitud total del tramo es de 590 m aproximadamente.

Se respeta la tapada mínima exigida y se tienen profundidades menores a 2 metros, salvo por los últimos que se profundizará el colector para salvar la interferencia del oleoducto. Dicha profundización requiere un salto de 1,3 metros en la cámara CI - 03 - 07. Se llega al pozo de bombeo *Dunas* con una profundidad de 3,48 metros.

Por último, se verifican las tensiones tractivas al inicio del período, siendo éstas siempre mayores a 1,5 Pa debido a las altas pendientes del tramo.

Las longitudes y pendientes de cada colector, así como las profundidades de cada cámara de inspección del tramo 03 se pueden observar con detalle en el plano asociado a dicho tramo, el cual se le llama *PLANIMETRÍA-T02-T03* (lámina: IC 2/4).

7.4. Tramo T04

El cuarto tramo por gravedad (T04) al igual que el T03 irá emplazado por eje de calle. Dicho tramo tiene su traza por Av. Eduardo Víctor Haedo, desde la calle Los Suspiros hasta Las Estrellas, allí se dirige por Las Estrellas hacia el Norte hasta Los Destinos. Luego acompaña la calle Los Destinos hasta la Av. Eduardo Víctor Haedo. La traza continúa por ésta última calle hasta Cam. del Cerro Eguzquiza, siguiendo en dirección Norte hasta Carlos Gardel. Luego continúa por Carlos Gardel en dirección Oeste hasta Av. Juana de América, dónde la traza acompaña dicha calle hasta llegar a la PTAR de El Tesoro situada en Av. Juana de América.

El primer colector recibe, a través de cámaras de sacrificio, 2 pozos de bombeo: *Dunas* y *Ocean Stride*. También se reciben los efluentes de *La Posta* en la CI - 04 - 04, y el *El Tesoro Norte* descarga en redes secundarias de la cuenca, y le llegan los efluentes al interceptor en la cámara CI - 04 - 30. Además, se cuentan con 7 conexiones de microcuencas.

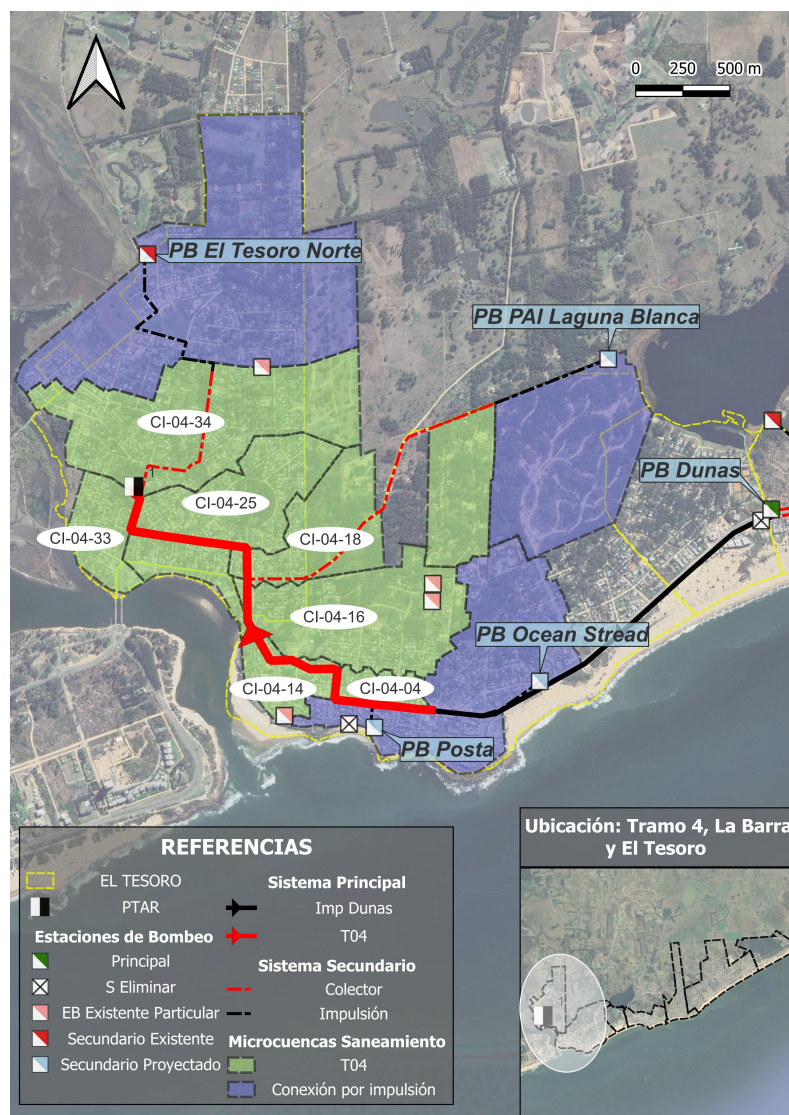


Figura 24: Tramo T04 y microcuencas consideradas

El terreno presenta una topografía irregular lo que se ve reflejado en las profundidades del tramo, llegando en una cámara hasta 4,87 metros. Se estima que aproximadamente 400 metros de colector tendrán profundidades de más de 4 metros, por lo cual se deberá tener especial cuidado en obra.

El presente tramo se caracteriza por tener en su mayoría pendientes bajas de 0,2 y 0,25 %, salvo algunos tramos que acompañan la pendiente del terreno. El colector T04-A1-006 cruza al oleoducto, y debido a las exigencias planteadas por ANCAP, se requiere un salto de 18 cm en la cámara previa, para salvar la interferencia mencionada.

La longitud total del tramo es de 2533 m, de los cuales 1138 m están previstos en PEAD 710 mm, y 1365 m en PEAD 800 mm. El cambio de diámetro está previsto en la cámara CI - 04 - 16, debido a la conexión de una microcuenca que implica un aumento de caudal de 23 L/s.

Las longitudes y pendientes de cada colector, así como las profundidades de cada cámara de inspección del tramo 04 se pueden observar con detalle en los planos asociados a dicho tramo, a los cuales se les llama *PLANIMETRÍA-T04-1* y *PLANIMETRÍA-T04-2* (láminas: IC 3/4 e IC 4/4, respectivamente).

8. Aliviaderos

Los aliviaderos son infraestructuras diseñadas para liberar el flujo de agua del interceptor de saneamiento cuando la capacidad de transporte del mismo supera su límite máximo o durante obras de mantenimiento en la estación de bombeo o en la tubería.

Estos dispositivos se instalan estratégicamente en para prevenir inundaciones y sobrecargas en el sistema secundario que el interceptor recibe, evitando daños a la infraestructura y reduciendo el riesgo para la salud pública.

La función principal de los aliviaderos es que no sucedan desbordes por los registros en toda la traza del interceptor ni que existan retrocesos del flujo que generen desbordes en los domicilios por las conexiones.

Para las descargas de los mismos, dada la ubicación del proyecto y cercanía de las playas, se tienen 3 posibles alternativas de vertimientos:

- A cursos de agua
- Estructuras de almacenamiento (tanques de retención)
- Emisarios subacuáticos hacia el mar

Dada la complejidad y costos elevados asociados de las obras de la última alternativa de vertido, se descarta y se plantean soluciones para cada tramo con alguna de las primeras dos alternativas, analizando tramo por tramo la solución más conveniente.

El análisis de las distintas alternativas para definir el número, dimensiones y localización de los aliviaderos de cada tramo del sistema interceptor costero, se realiza con la situación en que se observa una tormenta que representa el caudal intrusión pluvial, presentado en la sección 3.4, y asumiendo que se da en conjunto con el caudal medio para cada colector (caudal medio doméstico más el caudal de infiltración, al final del período de previsión).

Debido a que cada tramo de interceptor descarga en una estación de bombeo salvo el T04 que es el que se conecta a la PTAR, se opta inicialmente por colocar un alivio en cada estación de bombeo ya que es una componente imprescindible dentro de cada EB. Con ese alivio se simula el flujo de agua en cada tramo de interceptor mediante el software libre Storm Water Management Model (SWMM) de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, por sus siglas en inglés).

Los modelos hidrodinámicos se realizan con una duración de 8 horas para que se estabilice el flujo y de resultados estables. Además, se modela con onda dinámica.

Los aportes se colocaron como caudales puntuales constantes en cada registro de conexión de la red secundaria asociada a cada colector. Además, se prevé qué, en estas situaciones las EB trabajen normalmente (esto es, bombeando el caudal de diseño previsto para cada EB).

De esta manera, se puede visualizar el perfil hidráulico de cada tramo y verificar el criterio general para el nivel de alivio, el cual es que, la línea piezométrica a lo largo del tramo y el pelo de agua dentro de cada registros se mantenga a más de 1 m de la cota de terreno, permitiendo la evacuación de las conexiones domiciliarias y sin que existan retrocesos a las mismas.

A continuación, se presentan características y resultados de las simulaciones realizadas para cada tramo.

8.1. Aliviadero EB *Donato Nuevo*

La estación de bombeo *Donato Nuevo*, como se menciona en la sección 6.1, tendrá capacidad para bombear 89 L/s.

Para el diseño del aliviadero, se considera el caudal medio diario y el caudal de intrusión pluvial asociado a una tormenta de intensidad de 0,4 mm/min.

Debido a que no hay un curso de agua a donde verter los efluentes del aliviadero, se debe diseñar un tanque de almacenamiento capaz de recibir las aguas asociados a eventos de lluvia o mantenimiento del sistema de bombeo.

El tanque de retención será de sección circular, con un diámetro de 20 metros, y una altura de 2 metros. Esta estructura de retención permitirá un tiempo aproximado de 3,2 horas de acumulación sin necesidad de verter los efluentes a los cuerpos de agua de la zona sin previo tratamiento.

Para la intensidad considerada de 0,4 mm/min y una duración de 3,2 horas (lo que tarda en llenarse el tanque), utilizando las curvas IDF, la tormenta de diseño corresponde a un período de retorno de 10 años.

8.2. Aliviadero de Tramo T01 y EB *Buenos Aires*

Como se menciona en la sección 7.1, el tramo T01 descarga las aguas residuales en la EB *Buenos Aires* y recibe en el registro CI-01-01 el caudal de la EB *Donato Nuevo*, los cuales en la simulación estarán bombeando su caudal de diseño de manera constante.

Este tramo presenta 9 subcuencas secundarias que se conectan por gravedad en los siguientes registros: CI-01-01, CI-01-04, CI-01-07, CI-01-10, CI-01-13, CI-01-17, CI-01-20, CI-01-22 y CI-01-25, y se suma la subcuenca asociada a la EB *Buenos Aires Norte* con un caudal de diseño de 17 L/s.

Se plantea un alivio sólo ubicado en la cámara de inspección previa a la entrada a la estación de bombeo (CI-01-27), prestando servicio también a la estación de bombeo para mantenimiento y/o reparaciones. En la Figura 25, se puede apreciar el perfil hidráulico del tramo, desde la cámara de inspección CI-01-01 hasta la descarga del alivio.

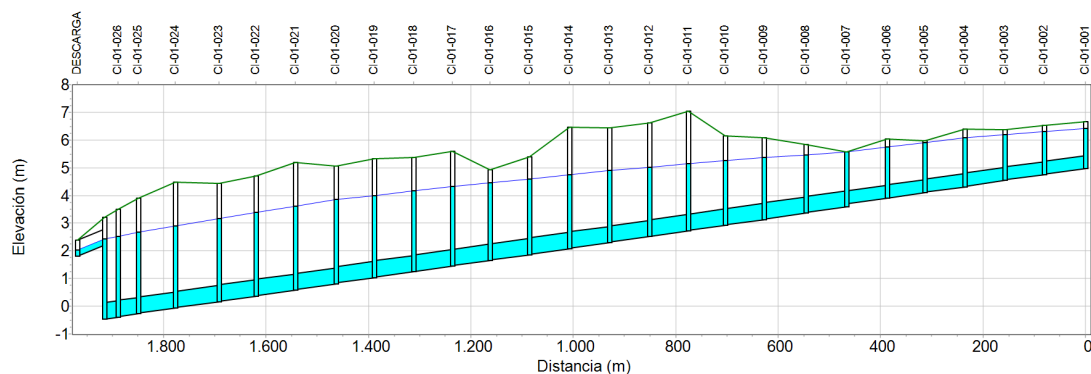


Figura 25: Perfil hidráulico del Tramo T01

En el perfil presentado se aprecia que la línea piezométrica alcanza el nivel del terreno en la cámara CI-01-07, lo cual representa que en las condiciones modeladas se producirían desbordes en dicho registro. Por esto, y para evitar aliviaderos extras debido a un criterio ambiental, se aumenta la sección de los colectores al final del tramo de tal forma de mantener la línea piezométrica lo más alejado posible de la línea del terreno.

Aumentando los diámetros de los colectores T01-019 al T01-022 a 700 mm, y los últimos colectores desde el T01-023 al T01-026 a 800 mm, resulta de una profundidad de 0,51 m en la cámara donde se generaban los desbordes en la configuración inicial. De esta manera, si bien no cumple el criterio general para la altura del nivel piezométrico, se considera aceptable ya que son situaciones esporádicas y técnicamente no es coherente seguir aumentando las secciones. En la Figura 26, se puede visualizar el nuevo perfil obtenido luego del cambio.

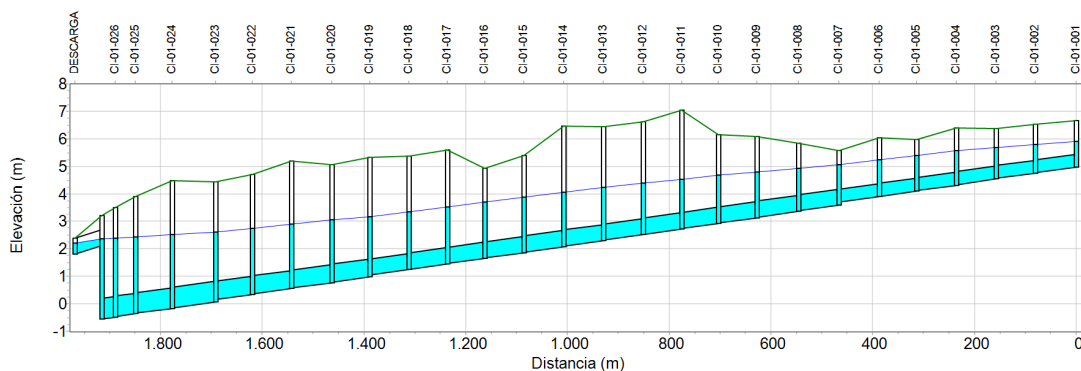


Figura 26: Perfil hidráulico del Tramo T01, cambiando la sección de los últimos colectores

El alivio definido es modelado como un orificio lateral ubicado en el registro final del T01 (CI-01-27), el caño del aliviadero se encuentra a una altura de 2,66 m desde el zampeado de la cámara, cámara especial presentada en el plano *ALIVIADERO*. Luego se transporta las aguas residuales mediante un colector, de diámetro 630 mm, que descarga en la cañada *Manantiales*.

Dado que se plantea una descarga a cota menor al pelo de agua del alivio, debido a las condiciones topográficas, se modela la descarga de tal forma que la cota del pelo de agua sea

mayor al zampeado de salida. El caudal vertido en las condiciones modeladas resulta de 163 L/s.

8.3. Aliviadero de Tramo T02 y EB Rotonda

El segundo tramo descarga en la estación de bombeo *Rotonda* a una profundidad en la descarga de 4,3 m. En este tramo, el alivio previsto será en la cámara CI-02-12, registro inmediatamente previo a la descarga en el pozo de bombeo.

En este tramo se proyectan 5 conexiones de microcuencas mediante descarga directa por gravedad en las cámaras CI-02-02, CI-02-04, CI-02-07, CI-02-10 y CI-02-12, y en el registro inicial CI-02-01 se conecta la impulsión prevista para la EB *Buenos Aires* (con caudal de diseño de 216 L/s). Además, en una de las cuencas a gravedad, se conecta el bombeo secundario *El Chorro 4* con un caudal de diseño de 63 L/s al final del período de previsión.

En la Figura 27, se muestra el perfil hidráulico desde la cámara de inspección inicial hasta la descarga del alivio en un tanque de retención. Este tanque es previsto bajo la rotonda debido a la ausencia de cauces naturales en la zona.

A nivel de anteproyecto, se propone un tanque de profundidad 2 m y un diámetro de 22 m. Esta estructura de retención permitirá un tiempo aproximado de 3,2 horas de acumulación sin necesidad de verter los efluentes a los cuerpos de agua de la zona sin previo tratamiento.

Para la intensidad considerada de 0,4 mm/min y una duración de 3,2 horas (lo que tarda en llenarse el tanque), utilizando las curvas IDF, la tormenta de diseño corresponde a un período de retorno de 10 años.

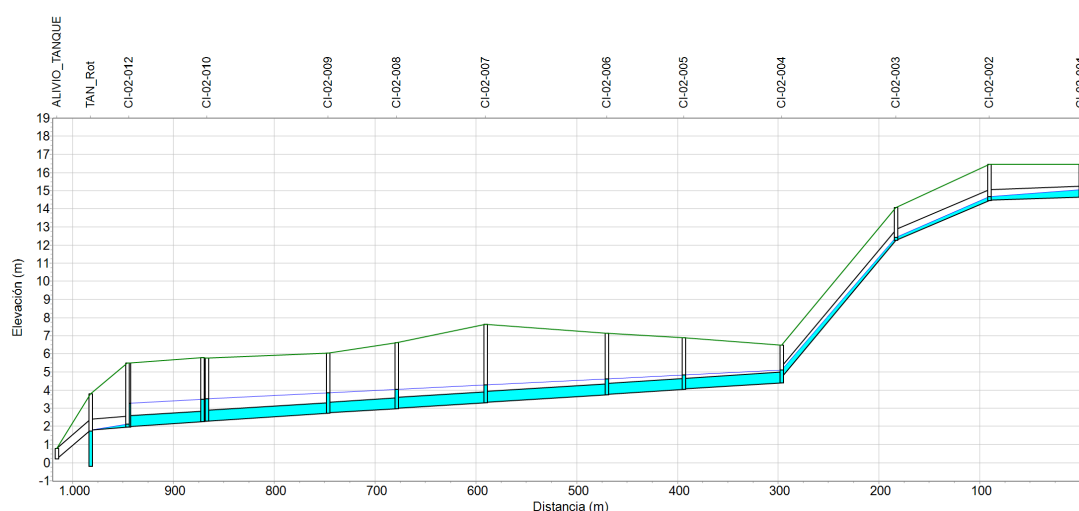


Figura 27: Perfil hidráulico del Tramo T02

Visualizando el perfil hidráulico del tramo, se observa que se cumple el criterio de no superación de la línea piezométrica más de 1 m de profundidad con respecto al nivel de terreno a lo

largo del perfil. Este perfil se logra con un vertedero lateral de geometría rectangular y con una altura del tabique 1,2 m. Debido a esta configuración, se vierte hacia el tanque de retención un caudal de 67 L/s. La geometría del registro CI-02-12 se puede ver en detalle en el plano adjunto denominado *CÁMARAS ESPECIALES*.

8.4. Aliviadero de Tramo T03 y EB *Dunas*

El tercer tramo, es el que descarga sus efluentes en la EB más grande prevista del sistema (*Dunas*). En los alrededores de la zona prevista para la ubicación del dicha EB, también se presenta ausencia de cuerpos de agua pluviales de carácter permanente, lo que conlleva a plantear, al igual que el tramo T02, un tanque de amortiguación que permita una retención considerable para evitar aliviar en los cuerpos de agua de la zona.

Al norte de la EB *Dunas* (a 430 m aproximadamente), se encuentra la Laguna Blanca, pero, como es un cuerpo de agua dulce destinado a la potabilización de agua para la zona de estudio, se justifica proyectar un tanque de amortiguación evitando verter en dicha laguna.

Este tramo, recibe el caudal de bombeo de la EB *Rotonda* (280 L/s), y tiene 2 cuencas que descargan por gravedad en las cámaras CI-03-07 y CI-03-08.

En la Figura 28, se puede observar el perfil hidráulico obtenido en la modelación del tramo T03, y que verifica la condición general mencionada de profundidad del pelo de agua en los registros por de bajo de 1 m con respecto a la cota de tapa.

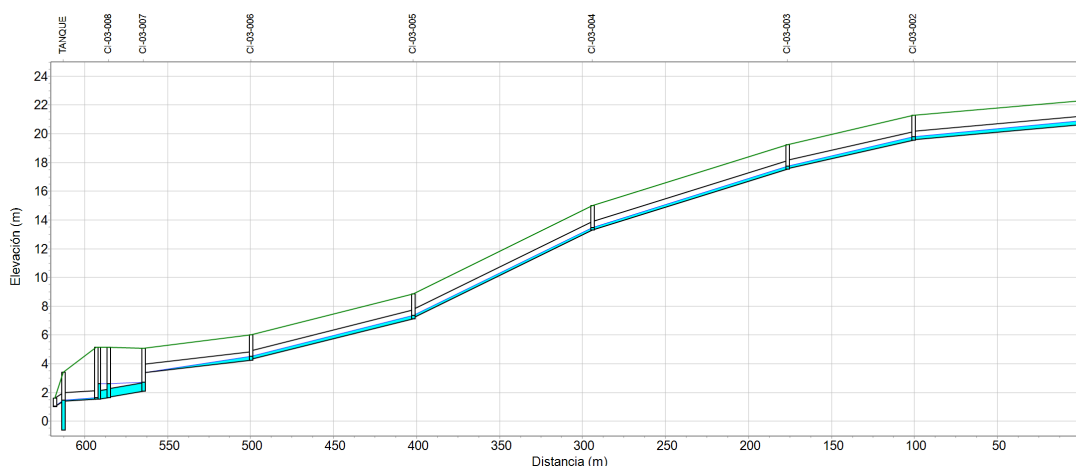


Figura 28: Perfil hidráulico del Tramo T03

El aliviadero está previsto previo al ingreso a la EB, en la cámara CI-03-09. Al igual que los anteriores, es un vertedero lateral rectangular de largo igual a uno de los lados del registro especial y la altura del tabique es de 1 m. Aguas abajo del vertedero se conduce mediante un colector de diámetro nominal 630 mm y descarga en un tanque de retención de diámetro 20 m y una altura de 2 m, el cual permite acumular caudal durante 3,2 horas sin verter los efluentes a los pluviales cercanos. El caudal de vertido hacia el tanque resulta de 52 L/s.

Al igual que en el tramo anterior, para la intensidad considerada y una duración de 3,2 horas (lo que tarda en llenarse el tanque), utilizando las curvas IDF, la tormenta de diseño corresponde a un período de retorno de 10 años.

8.5. Aliviadero de Tramo T04 y PTAR El Tesoro

El último tramo del sistema interceptor costero es el que descarga, los efluentes generados en toda la zona de estudio, en la PTAR El Tesoro.

Para realizar la modelación de este tramo por gravedad, se modela la PTAR como si funcionara como una estación de bombeo pero sin coeficiente pico de diseño utilizado en las EB. Por lo tanto, se modela la descarga con una bomba capaz de bombear de forma uniforme el caudal máximo horario de toda la cuenca de estudio (todas las localidades en conjunto). Este caudal es resulta de 432 L/s.

El aliviadero previsto en este tramo se modela en la descarga ya que representa el existente que tiene la PTAR en la actualidad. Este es de una longitud de 330 m y de diámetro nominal de 500 mm. Para modelarlo se coloca un vertedero rectangular igual a los anteriores y con una altura del tabique de 1 m. Además, como condición de borde en la descarga se asume tirante normal. Cabe destacar que a nivel de proyecto ejecutivo se deberá realizar un estudio de los niveles en el arroyo Maldonado para tener más precisión de la descarga.

De igual modo, dado el diámetro nominal actual, se visualiza que entra en carga, lo que se propone suplantarlo por uno de DN 630 mm.

Con esta configuración, se cumple el criterio para el cual se define el aliviadero, manteniendo la línea piezométrica siempre a profundidades mayores a 1 m con respecto a la cota de terreno. Esto es visible en el perfil hidráulico obtenido en con el modelo en SWMM, que se visualiza en la Figura 29.

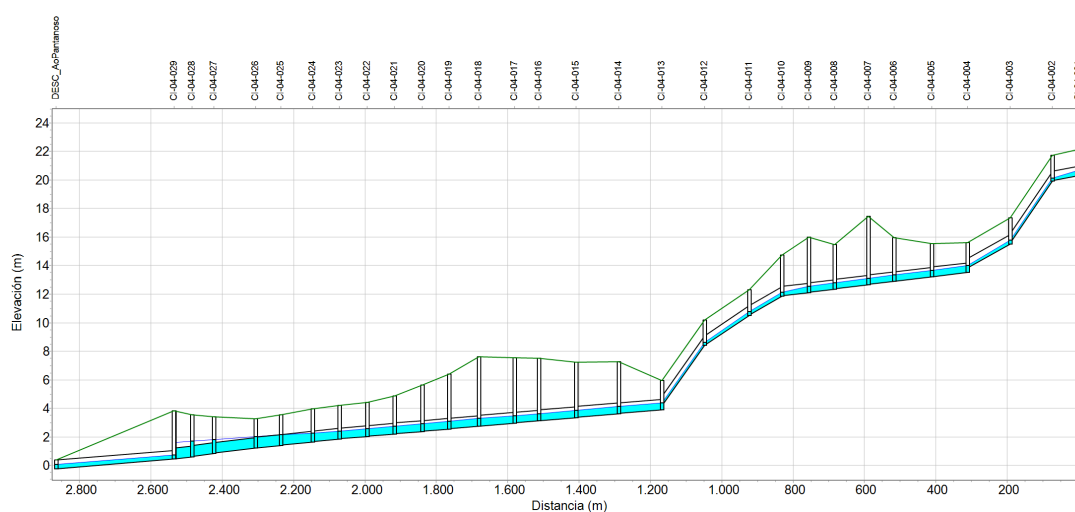


Figura 29: Perfil hidráulico del Tramo T04

El caudal aliviado con esta solución resulta de 128 L/s. A nivel de proyecto ejecutivo se deberá evaluar el impacto ambiental que puede generar este vertido de efluente sin tratamiento previo en el cuerpo de agua del Ao. Maldonado.

V. Proyecto Ejecutivo de Estación de bombeo Buenos Aires

A continuación se presenta el diseño de la estación de bombeo **EB Buenos Aires**, para el mismo horizonte de proyecto que el interceptor costero (año 2055), lo cual implica la obra civil y los equipos electromecánicos. El alcance de esta propuesta es a nivel de proyecto ejecutivo hidráulico.

La cuenca de la **EB Buenos Aires** abarca gran parte del AAHH de El Chorro y Balneario Buenos Aires, y el AAHH nueva definida en el estudio anterior en el marco del *Interceptor Costero Principal Zona Este*, donde se prevé nuevos fraccionamientos en el espacio libre entre las localidades de Baln. Buenos Aires y San Vicente. La cuenca de aporte se puede visualizar en la Figura 30.

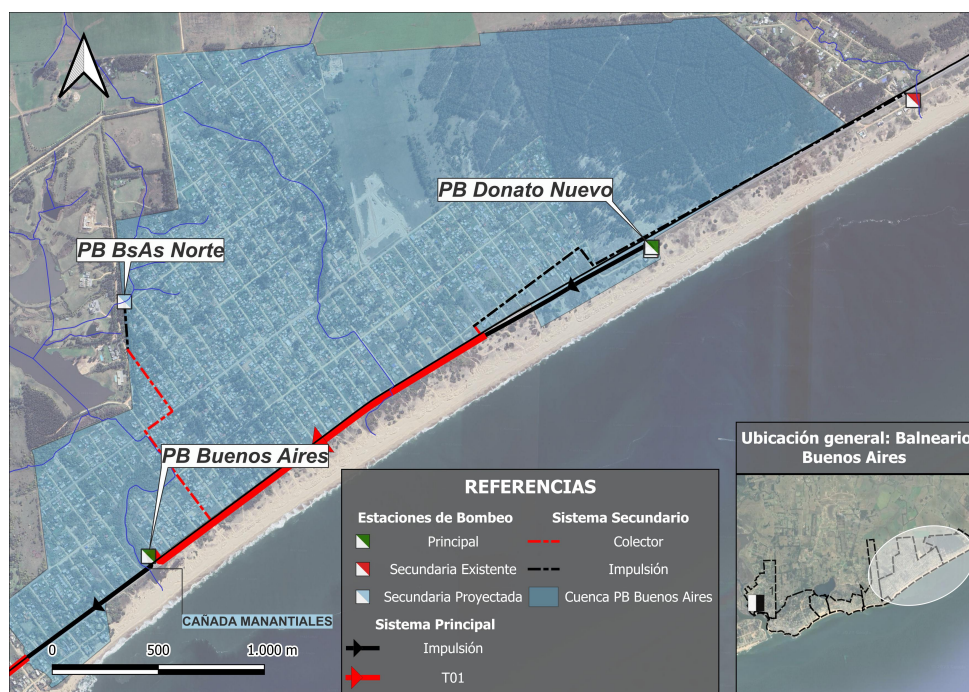


Figura 30: Cuenca de aporte a la Estación de Bombeo Buenos Aires

A modo de síntesis, este capítulo aborda en primer lugar los caudales de diseño considerados para la estación de bombeo, tanto en el contexto actual como en el horizonte de proyecto. Posteriormente, se lleva a cabo una discusión sobre las posibles configuraciones de bombeo, seguida de la descripción del sistema proyectado y seleccionado, así como los criterios empleados en el diseño de sus diversos componentes.

Es importante destacar que el diseño de la estación de bombeo, la línea de impulsión y el sistema de desbaste se realiza de manera conjunta y mediante un proceso iterativo. En este informe, se explicarán estos elementos en detalle, acompañando la línea de flujo del agua para una comprensión más clara y completa del proceso. Por lo tanto, una vez definida la estación de

bombeo, se procede a presentar la descripción y los criterios de diseño de la línea de impulsión y su punto de descarga.

Por último, se detalla el funcionamiento del sistema y se concluye con una sección que aborda los costos asociados a la propuesta proyectada.

9. Caudales de diseño

Los caudales de diseño de la estación de bombeo Buenos Aires se obtienen de la Sección 3.

Como se mencionó en secciones anteriores, la localidad en cuestión se caracteriza por ser fuertemente turística, teniendo como consecuencia una gran variabilidad en la población de la zona según la estación del año, y por lo tanto, diferencia importante de caudales entre temporada alta y baja.

Los caudales de relevancia para el diseño serán:

- Caudal medio diario a inicio de período: $Q_{med,2025} = 38 \text{ L/s}$
- Caudal máximo horario a fin de período: $Q_{max,h,2055} = 197 \text{ L/s}$
- Caudal de diseño: $Q_{d,2055} = 1,1 \cdot Q_{max,h,2055} = 216 \text{ L/s}$

Para la obtención del caudal medio al inicio de período de previsión del 2025, se asume que las redes de saneamiento cubren la totalidad del área de la cuenca de la **EB Buenos Aires**, a excepción de los fraccionamientos nuevos. También se asume que al crearse la nueva red, el porcentaje de conexión se toma igual al actual en la localidad de La Barra.

Como se puede observar, el rango de caudales se encuentra entre 38 L/s y 197 L/s, siendo el primer valor el correspondiente al caudal medio en temporada baja para la situación actual y el segundo al caudal máximo horario para el horizonte de proyecto. Este amplio rango de caudales implica una complejidad en el diseño de la estación y la línea de impulsión.

El factor de seguridad del 10 % para definir el caudal de diseño se toma tal como se explica en la Sección 5.1.

10. Evaluación de Estación de Bombeo Actual

En la actualidad, se tiene una estación de bombeo que recibe caudales de la red de saneamiento del Balneario Buenos Aires, con un porcentaje de extensión de red muy baja.

El sistema actual, es un pozo prefabricado de 2 m de diámetro y 3 m de profundidad. El mismo se encuentra ubicado en un predio delimitado por alambrados, un tamaño de 13 m de largo por 11 m de ancho. Dentro del predio se tiene una casilla donde se encuentra el tablero eléctrico y un generador para momentos de corte de energía. Esto se puede visualizar en la Figura 31.



Figura 31: Estación de bombeo actual

Debido al crecimiento previsto de habitantes para la zona en temporada alta, y a proyecto en carpeta de OSE UGD de extensión de la red del balneario, se concluye que las instalaciones edilicias actuales no serán capaces de adecuarse a dicho crecimiento. Por lo tanto, se proyectará una nueva estación de bombeo, que sea capaz de abastecer dicho crecimiento y que a inicio de período funcione dentro de los parámetros estándares.

11. Diseño de la Estación de Bombeo

En esta sección se presenta el diseño de la estación de bombeo de pozo húmedo, así como el sistema de desbaste mediante dos canales equipados con rejillas mecanizadas y el diseño un sistema de alivio hacia la Cañada Manantiales.

11.1. Acondicionamiento de predio

La determinación de la ubicación de la estación de bombeo es de gran importancia, en áreas desarrolladas donde pueden producirse quejas por algún mal manejo o generación de olores. La parte estética o arquitectónica también, debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el entorno paisajístico. Además, debe permitir facilidad de movimientos, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipos. Entre otros detalles se debe considerar lo siguiente:

- Propietarios del terreno: al tratarse de reconstrucción de una estación de bombeo existente este tema no es un problema, ya que se trata de un deslinde a favor de OSE UGD
- Accesibilidad vehicular: en la actualidad el terreno no posee un acceso vehicular al predio ya que es un terreno accesible y abierto sin construcciones linderas, de todos modos, al agrandar el porte de la estación, se prevé un aumento de ocupación del predio y por lo tanto se colocará un acceso vehicular
- Disponibilidad de servicios, energía (tensión y carga), agua potable, son servicios necesarios para el correcto funcionamiento de la estación de bombeo, al ubicarse en una zona urbana y al ya existir una estación de bombeo, los servicios necesarios ya están cubiertos
- Efectos ambientales y/o sociales, que no provoque impactos visuales negativos debido a que se encuentra en una zona turística y en gran crecimiento, y que la generación de malos olores no impacte en las cercanías del predio
- Inundabilidad, se debe prever que el terreno del pozo de bombeo se encuentre por encima de la cota de inundabilidad de la cañada Manantiales

11.2. Sistema de desbaste

El sistema de desbaste se compondrá de dos canales de rejillas en paralelo. Ambos estarán dotados de una rejilla de limpieza mecánica. Se prevé una compuerta a la entrada de cada canal que permita el by-pass en las situaciones de mantenimiento de algunos de los canales, o en etapas de temporada baja y que el caudal afluente sea chico.

Por otro lado, se instalará una compuerta manual en la entrada previa al ingreso de los canales para realizar maniobras de mantenimiento en la estación del bombeo.

El fondo de ambos canales tendrá una pendiente del 0.5 %, por donde escurrirá el líquido.

Las dimensiones del sistema de desbaste son las siguientes:

- Ancho de canal $B = 0,6 \text{ m}$
- Ancho de barroto $e = 10 \text{ mm}$
- Abertura de reja $a = 20 \text{ mm}$

El número de espacio entre barrotes, y la cantidad de barrotes se determina:

$$N_e = \frac{B - a}{e + a} = 16 \quad (19)$$

$$N_b = N_e + 1 = 17 \quad (20)$$

Luego, se evalúan las perdidas de carga en el canal y las velocidades en el mismo.

Considerando que el canal descarga a caída libre, el tirante al momento de la descarga es el tirante crítico. Se realiza una contracción en la sección de salida del canal, de forma que el ancho en la sección de descarga sea $b_3 = 0,40 \text{ m}$.

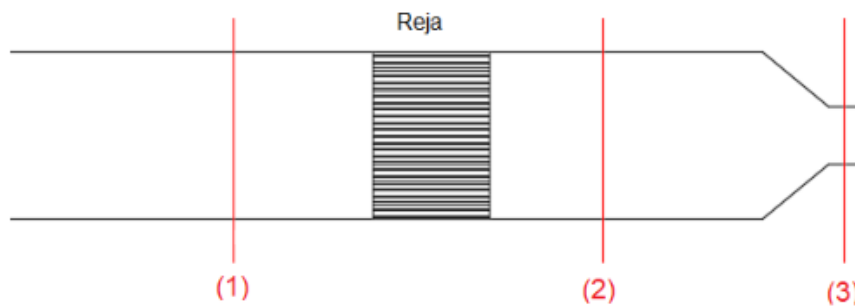


Figura 32: Secciones en el canal de desbaste

Como se está trabajando en un canal bajo régimen subcrítico, el tirante disminuye en la sección de menor ancho b_3 . Se calcula la variación del tirante considerando que la energía específica se mantiene constante. Entonces, a partir de dicho tirante se calcula el tirante en la sección 2 (y_2), el cual corresponde al tirante aguas abajo de la reja.

$$E_3 = y_3 + \frac{Q^2}{2gA_3^2} \quad (21)$$

$$E_2 = y_2 + \frac{Q^2}{2gA_2^2} \quad (22)$$

$$E_3 = E_2 \quad (23)$$

Donde se considera que el tirante en la sección 3 (y_3) es el crítico (y_c).

Velocidad aguas abajo de la reja:

$$v_2 = \frac{Q}{B \cdot y_2} \quad (24)$$

Carga hidráulica aguas abajo de la reja:

$$H_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (25)$$

Luego, se supone un tirante en la sección 1 (y_1) el cual corresponde al tirante aguas arriba de la reja, y se calcula:

Velocidad aguas arriba de la reja:

$$v_1 = \frac{Q}{B \cdot y_1} \quad (26)$$

Carga hidráulica aguas arriba de la reja:

$$H_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (27)$$

Por lo tanto la pérdida de carga dada por la reja nos queda:

$$\Delta H_r = H_1 - H_2 \quad (28)$$

Por otra parte, se calcula la velocidad de pasaje en la reja:

$$v_r = \frac{Q}{B_u \cdot y_1} \quad (29)$$

Siendo B_u el ancho útil de canal, dado por la cantidad de barrotes y su espesor:

$$B_u = B - N_b \cdot e = 0,38m \quad (30)$$

Luego, se calcula la pérdida de carga en el pasaje por la reja:

$$\Delta H_r^P = \frac{1}{0,7} \left(\frac{v_r^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (31)$$

Se itera el valor del tirante aguas arriba de la reja (y_1) hasta que ΔH_r y ΔH_r^P difieran en menor de 1 orden.

En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos considerando:

- Los dos canales funcionando en paralelo para el caudal máximo horario a fin de periodo con reja limpia
- Los dos canales funcionando en paralelo para el caudal máximo horario a fin de periodo con reja sucia
- Un canal solo funcionando para el caudal máximo horario a fin de periodo con reja limpia
- Un canal solo funcionando para el caudal medio diario al inicio de periodo con reja limpia

Parametro	2 canales en paralelo		1 canal	
	Q max, h 2055	50 % limpia	Q max, h 2055	Q med 2025
Q (L/s)	98	98	196	38
y_3 (cm)	18,3	18,3	29,1	9,7
y_2 (cm)	25,4	25,4	40,3	13,5
v_2 (m/s)	0,65	0,65	0,81	0,47
H_2 (m)	0,27	0,27	0,44	0,15
y_1 (cm)	36,5	36,5	51,6	15
v_1 (m/s)	0,45	0,45	0,63	0,53
H_1 (m)	0,38	0,38	0,54	0,17
ΔH_r calculado (m)	0,022	0,087	0,043	0,01
ΔH_r adoptado (m)	0,1	0,1	0,1	0,1
v_r (m/s)	0,71	1,2	1,0	0,65

Tabla 18: Sistema de rejas en la estación de bombeo

11.2.1. Material retenido

Cada reja mecánica tiene su volqueta asociada, en la cual se vierte el material retenido por las mismas. Para dimensionar dichas volquetas, se calcula el material retenido por la reja considerando los valores de bibliografía ([Alem Sobrinho, 1999](#)), distinguiendo entre un escenario de media y una de máxima.

Abertura (mm)	Material retenido (L/1000 m3 efl)	
	media	max
10	58	-
20	29	51
25	20	37
30	15	28
40	9	16
50	6	10
60	5	8

Tabla 19: Material retenido según abertura de reja

Para el escenario de media se considera el caudal medio diario al inicio del período y para el de máxima se considera el caudal máximo diario al final del período.

Al final del período de tendrá:

$$\begin{aligned}
 Q_{max,d,verano} &= 0,130 \frac{m^3}{s} \\
 MR_{max,d,verano} &= \frac{0,130 * 51}{1000} \\
 MR_{max,d,verano} &= 577 \frac{L}{d}
 \end{aligned}
 \tag{32}$$

El sistema operará con los dos canales de rejas en paralelo, por lo tanto, el material retenido por cada volqueta será la mitad de 577, es decir, el material retenido máximo diario para cada volqueta será de 288 litros por día.

Para el inicio del período en temporada baja se tendrá:

$$Q_{med,d,invierno} = 0,038 \frac{m^3}{s} \quad (33)$$

$$MR_{med,d,invierno} = \frac{0,038 * 29}{1000} \quad (34)$$

$$MR_{med,d,invierno} = 95 \frac{L}{d} \quad (35)$$

Se proyecta que las rejas descarguen los residuos en volquetas de 360 L, de los cuales son recogidos por camiones y transportados para su disposición final al relleno sanitario Las Rosas.

Con las estimaciones realizadas, la frecuencia de vaciado de las volquetas se separará en temporada alta y baja. En temporada alta al final del período de previsión se estima que se produzcan 288 L/d de residuos, por lo que la recolección de volquetas será diaria. Por otro lado, en temporada baja al inicio de período el material retenido será de 95 L/d, por lo que la frecuencia de recolección se hará cada dos días.

Se aclara que en temporada baja, aunque la volqueta no esté llena durante la recolección, se planificará un servicio de recolección más frecuente para prevenir problemas de olores en la zona aledaña a la estación de bombeo.

11.3. Pozo de bombeo

A continuación del sistema de desbaste se proyecta la construcción del pozo de bombeo. Existe la posibilidad de instalar las bombas en pozo húmedo o en pozo seco. En primera instancia se diseñará un pozo húmedo.

11.3.1. Selección de configuración de bombeo

Dada la variabilidad de caudales al inicio y al final del proyecto, se prevé la instalación de bombas en paralelo. La utilización de una sola bomba tratando de satisfacer una amplia gama de consumo no sería factible, dado que se trabajaría con rendimientos muy bajos y se generarían problemas de funcionamiento debido a la variabilidad de caudales afluentes.

Cuando las bombas se instalan en paralelo, succionan el fluido desde un punto en común, y sus impulsiones se conectan también en un punto común de una tubería o múltiple de impulsión. Entonces se tiene que la carga entregada por cada una de las bombas a la instalación debe ser la misma. Por otro lado, el caudal total entregado a la instalación es la suma de los caudales de cada bomba.

Se analizan las alternativas de configuración de sistema de bombeo, por un lado dos bombas funcionando en paralelo y una bomba de reserva (C2+1), y por otro tres bombas funcionando en paralelo y una bomba de reserva (C3+1).

Para definir las bombas se utiliza la herramienta de selección libre en línea de Xylect disponible para la selección de productos de Xylem. Definiendo los dos tipos de configuración de trabajo, el caudal de bombeo a fin de periodo de previsión, la altura geométrica y la carga total a vencer, se obtiene las siguientes bombas:

- Configuración 2+1 (C2+1): NP 3231/665 3 ~ 480 con un caudal de punto de máximo rendimiento de $Q_{PMR} = 175 \text{ L/s}$ y una eficiencia máxima de $E_f = 72.4 \%$
- Configuración 3+1 (C3+1): NP 3301 HT 3 ~ 458 con un caudal de punto de máximo rendimiento de $Q_{PMR} = 97 \text{ L/s}$ y una eficiencia máxima de $E_f = 73.1 \%$

Para definir una de las configuraciones se estudian y comparan aspectos relevantes como la redundancia y fiabilidad, la flexibilidad, el costo inicial y el consumo energético.

Redundancia y fiabilidad

La redundancia se refiere a la duplicación o multiplicidad de componentes críticos en un sistema con el fin de asegurar la continuidad operativa en caso de fallo de uno o más elementos. En el contexto de las bombas de agua residuales, tener múltiples bombas operativas en paralelo proporciona redundancia. Si una bomba falla, las otras pueden mantener la operación sin interrupciones significativas. Esta redundancia aumenta la fiabilidad del sistema, es decir, su capacidad para operar de manera consistente y sin fallos durante un período prolongado.

En las configuraciones que se están comparando, en ambas se prevé una bomba de respaldo. Debido a esto, se entiende que se tiene una redundancia y fiabilidad del mismo orden, por lo que no es un factor de decisión a la hora de decidir por una configuración.

Flexibilidad

La flexibilidad en una configuración de un sistema de bombeo, especialmente cuando se hace alusión a bombas en paralelo, se refiere a la capacidad del sistema para adaptarse y responder eficientemente a cambios en las condiciones de operación o en los requisitos de flujo y presión. En el contexto de bombas en paralelo, la flexibilidad se relaciona con la capacidad de ajustar el rendimiento del sistema para cumplir con las demandas variables.

Para mejorar la adaptabilidad, se instalarán variadores de frecuencia en los equipos, lo que resultará en variaciones en el punto de funcionamiento del sistema según la frecuencia asignada a dichos equipos.

El análisis a realizar, implica para cada configuración de bombeo, variar la frecuencia de las bombas e intersectar la curva del sistema con la curva de las bombas. Esto conduce a la identificación de distintos puntos de funcionamiento posibles. Luego, se seleccionan los puntos de funcionamiento adecuados de cada configuración y se comparará el rango de caudales al que se opera siguiendo los siguientes criterios ([Alem Sobrinho, 1999](#)):

1. Rendimiento: $\eta > 0,8 \cdot \eta_{PMR}$, siendo η_{PMR} el rendimiento óptimo o el rendimiento en el Punto de Máximo Rendimiento.
2. Caudal: entre $0,6 \cdot Q_{PMR} < Q < 1,10 \cdot Q_{PMR}$, siendo Q_{PMR} el caudal en Punto de Máximo Rendimiento a velocidad nominal.

Se realiza el análisis descripto para frecuencias de 35, 40, 45 y 50 Hz. Los resultados para cada configuración se muestran en la Tabla 20 y Tabla 21. Los puntos de funcionamiento que están dentro del rango recomendado se señalan en verde, mientras que los que no están resaltados no son puntos de interés:

3+1	Régimen	Q (L/s)	H (m)	Eficiencia (%)	Ef/EfPMR	Q/QPMR
50 Hz	3+1	227,8	34,7	70,9	0,97	0,78
	2+1	195,2	30,2	73,1	1,00	1,01
	1+1	131,6	23,4	68,5	0,94	1,36
45 Hz	3+1	185,8	29,1	69,3	0,95	0,64
	2+1	157,5	25,9	72,6	0,99	0,81
	1+1	104,6	21,2	71,8	0,98	1,08
40 Hz	3+1	141,2	24,3	66,1	0,90	0,49
	2+1	118,3	22,3	70,5	0,96	0,61
	1+1	76,8	19,4	73,1	1,00	0,79
35 Hz	3+1	90,3	20,2	54,3	0,74	0,31
	2+1	73,9	19,2	63,6	0,87	0,38
	1+1	46,3	17,9	68,6	0,94	0,48

Tabla 20: Puntos de funcionamiento para configuración 3+1 variando la frecuencia de las bombas

2+1	Régimen	Q (L/s)	H (m)	Eficiencia (%)	Ef/EfPMR	Q/QPMR
50 Hz	2+1	235,8	36,3	67,5	0,93	0,67
	1+1	189,2	29,6	72,1	1,00	1,1
45 Hz	2+1	195,6	30,5	65,7	0,91	0,56
	1+1	155,5	25,7	72,4	1,00	0,89
40 Hz	2+1	149,5	25,0	62,0	0,86	0,43
	1+1	116,2	22,0	71,1	0,98	0,66
35 Hz	2+1	95,5	20,4	53,0	0,73	0,27
	1+1	70,8	18,9	64,0	0,88	0,40

Tabla 21: Puntos de funcionamiento para régimen 2+1 variando la frecuencia de las bombas

La primera observación tanto de la Tabla 20, como de la Tabla 21 es que la frecuencia de 35 Hz no es recomendable implementarla debido a que los puntos de funcionamiento quedan por fuera del rango recomendado de caudales de funcionamiento.

Luego, se observa que el sistema C3+1 cubre un rango de caudales desde 77 L/s hasta 228 L/s aproximadamente, mientras que en C2+1 el espectro de caudales varía entre 116 L/s y 236 L/s. Dichos puntos son los más extremos de los sistemas, para inicio de período y para final del período de previsión.

Por otro lado, se observa que el sistema C3+1 funcionando a 45 Hz con una sola bomba es capaz de elevar hasta 105 L/s de caudal. También se observa que solamente es necesario prender la 3era bomba en caso de superar los 195 L/s, ya que para caudales menores se bombearían con 2 bombas funcionando hasta en 50 Hz.

Luego, se observa que para la C2+1, el caudal más chico que es capaz de elevar el sistema es de 116 L/s y se da cuando se prende una bomba a 40 Hz. Por otro lado, se observa que una sola bomba funcionando a 50 Hz eleva 189 L/s de caudal. Se puede ver que solo se prendería la segunda bomba en caso de que se superen los 189 L/s, es decir, el sistema funcionaría por un tiempo considerable en régimen de 1+1.

En cuanto a eficiencia, se observa que las eficiencias relativas al punto de máximo rendimiento son elevadas para ambas configuraciones, quedando por lo general dentro del rango recomendado. Sin embargo, se puede ver que la eficiencia relativa promedio general (descartando los datos de 35 Hz) para C3+1 es de 0,96 mientras que para C2+1 es de 0,93. Si bien se trata de una diferencia mínima, a largo plazo puede marcar una diferencia a favor de C3+1.

Los puntos de funcionamiento de interés para la C3+1 serían los siguientes:

- Régimen 1+1 a 40 Hz: $Q=77$ L/s, $H=19,4$ m, $E_f=1,0$
- Régimen 1+1 a 45 Hz: $Q=105$ L/s, $H=21,2$ m, $E_f=0,98$
- Régimen 2+1 a 40 Hz: $Q=118$ L/s, $H=22,3$ m, $E_f=0,96$
- Régimen 2+1 a 45 Hz: $Q=157$ L/s, $H=25,9$ m, $E_f=0,99$
- Régimen 2+1 a 50 Hz: $Q=195$ L/s, $H=30,2$ m, $E_f=1,0$
- Régimen 3+1 a 50 Hz: $Q=228$ L/s, $H=34,7$ m, $E_f=0,97$

Los puntos de funcionamiento de interés para la C2+1 serían los siguientes:

- Régimen 1+1 a 40 Hz: $Q=116$ L/s, $H=22,0$ m, $E_f=0,98$
- Régimen 1+1 a 45 Hz: $Q=155$ L/s, $H=25,7$ m, $E_f=1,0$
- Régimen 1+1 a 50 Hz: $Q=189$ L/s, $H=29,6$ m, $E_f=1,0$
- Régimen 2+1 a 50 Hz: $Q=236$ L/s, $H=36,3$ m, $E_f=0,93$

En conclusión, la capacidad de respuesta ante variaciones de caudal es mayor en la C3+1, adaptándose de manera eficiente a las demandas cambiantes (de gran importancia respecto a la zona de estudio, donde la variación de población estacional es muy relevante).

Costo inicial

El costo de inversión es otro de los factores claves para decidir entre un régimen de bombeo u otro. Se pidió cotización de las bombas requeridas para ambos sistemas y el proveedor nos brindó los siguientes precios:

- Electrobombas sumergible marca FLYGT modelo NP 3231/665 450 355 mm, precio unitario: USD 61.166 + IVA; Precio total: USD 183.498 + IVA
- Electrobombas sumergible marca FLYGT modelo NP 3301 HT curva 458 , precio unitario: USD 45.428 + IVA; Precio total: USD 181.712 + IVA

El costo de inversión de ambos sistema es muy similar, siendo el C3+1 en el entorno de 1 % mas económico.

Consumo Energético

Se procede a realizar una evaluación del consumo energético asociado a cada configuración, con el objetivo de determinar si existe una opción significativamente más económica en comparación con la otra.

Se estiman los costos mensuales y anuales de la operación de la estación de bombeo. Los mismos son calculados a partir del consumo eléctrico utilizando como base el Pliego Tarifario de UTE enero 2024.

La estación entra dentro de la categoría de medianos consumidores MC2 (nivel de tensión 6,4 kV). En el pliego se indican los siguientes precios y lineamientos vigentes a partir del 1 de julio de 2023.

Tarifa	Nivel de tensión kV	Precio de energía \$/kWh			Potencia máxima medida \$/kW				Cargo Fijo mensual \$
		Valle	Llano	Punta	Valle	Llano	Punta	Punta-Llano	
MC1	0,230 - 0,400	2,437	5,363	12,203	-	-	-	370,0	550,0
MC2	6,4 - 15 - 22	2,390	4,974	6,675	34,2	182,3	219,7	-	1.000
MC3	31,5	2,375	4,961	6,057	28,5	110,6	149,8	-	1.100

Figura 33: Precios de consumo eléctrico para medianos consumidores

Los cargos por energía se distribuyen en tres periodos horarios, durante todos los días que integran la factura mensual, de acuerdo al siguiente detalle.

- horas Punta: de 18:00 a 22:00 hrs.
- horas Llano: de 07:00 a 18:00 y de 22:00 a 24:00 hrs.
- horas Valle: de 00:00 a 07:00 hrs.

Para el cálculo del consumo eléctrico de los equipos de bombeo, de manera simplificada, se consideraron los caudales medios diarios para temporada baja y alta. Tomando temporada alta los meses de diciembre, enero y febrero, y temporada baja el resto del año.

Luego, se halla la potencia consumida por los equipos, y multiplicando por las horas de bombeo por día, se llega a un consumo eléctrico por día. Dicho consumo eléctrico se extrapola a consumo eléctrico por temporada.

Por último se calcula el porcentaje de consumo durante los horarios valle, llano y punta definidos por UTE. Para ello se integra una curva de consumo horario teórica y se llegan a los valores observados en las Tabla 23 y Tabla 22. Se observa que para temporada baja sube el porcentaje de horario valle, debido a que el componente de la infiltración en el caudal es más significativo.

Los valores se pueden observar en las siguientes tablas:

Configuración	3+1			
Escenario	2025		2055	
Temporada	Baja	Alta	Baja	Alta
Días	275	90	275	90
Q med,d (L/s)	38	51	66	104
Q bombeo (L/s)	77	77	77	59
Carga de bombeo (H) (m)	19,9	19,9	19,9	23,6
Ef bombeo (%)	73,0	73,0	73,0	69,5
Vol diario (m3)	3283	4406	5702	8986
Horas de bombeo por día (h)	11,8	15,8	20,5	21,0
Potencia absorbida (kW)	21	21	21	39
Consumo eléctrico por día (kWh)	243	327	423	829
Consumo eléctrico por temp (kWh)	66911	29390	116213	74608
Consumo eléctrico por año (kWh)	96300		190821	
Valle	20,00 %	13,00 %	20 %	13 %
Llano	60,00 %	66,00 %	60 %	66 %
Punta	20,00 %	21,00 %	20 %	21 %
Consumo Valle por temp (kWh)	13382	3821	23243	9699
Consumo Llano por temp (kWh)	40146	19397	69728	49241
Consumo Punta por temp (kWh)	13382	6172	23243	15668
Costo energía temp (\$)	320998	146809	557522	372687
Costo energía anual (\$)	467807		930209	
Costo energía anual (U\$S)	11695		23255	

Tabla 22: Consumo energético de configuración 3+1 para 2025 y 2055

Configuración	2+1			
Escenario	2025		2055	
Temporada	Baja	Alta	Baja	Alta
Días	275	90	275	90
Q med,d (L/s)	38	51	66	104
Q bombeo (L/s)	110	110	110	110
Carga de bombeo (H) (m)	22,4	22,4	22,4	22,4
Ef bombeo (%)	70,4	70,4	70,4	70,4
Vol diario (m3)	3283	4443	5702	8986
Horas de bombeo por día (h)	8,3	11,2	14,4	22,7
Potencia absorbida (kW)	34	34	34	34
Consumo eléctrico por día (kWh)	285	386	495	780
Consumo eléctrico por temp (kWh)	78397	34720	136163	70219
Consumo eléctrico por año (kWh)	113117		206382	
Valle	20,00 %	13,00 %	20,00 %	13,00 %
Llano	60,00 %	66,00 %	60,00 %	66,00 %
Punta	20,00 %	21,00 %	20,00 %	21,00 %
Consumo Valle por temp (kWh)	15679	4514	27233	9129
Consumo Llano por temp (kWh)	47038	22915	81698	46345
Consumo Punta por temp (kWh)	15679	7291	27233	14746
Costo energía temp (\$)	376100	173436	653227	350767
Costo energía anual (\$)	549537		1003994	
Costo energía anual (US\$)	13738		25100	

Tabla 23: Consumo energético de configuración 2+1 para 2025 y 2055

De la Tabla 23 y la Tabla 22 se tiene que para el año 2025, el costo de energía anual para la configuración 2+1 es de USD 13738, mientras que para la configuración 3+1 es de USD 11695. Esto significan aproximadamente USD 2000 menos en la C3+1, un 15 % menos.

Por otro lado, al final del período, en la C2+1 el costo anual de energía sería de USD 25100, mientras que para la C3+1 sería de USD 23255. Se observa que al final del período la diferencia es de aproximadamente 10 %, siendo menor que al inicio de proyecto.

Si bien la diferencia de costo de energía no es sustancialmente diferente en ambas configuraciones, se tiene que para la C3+1 se tendría entre un 10 % y un 15 % menos de costo de energía anual.

Se aclara que el cálculo realizado de consumo energético es simplificado, solo a efectos de la elección de la configuración del sistema de bombeo.

Selección final de configuración

Se han analizado las configuraciones posibles en cuatro ítem que se consideran importantes para el correcto funcionamiento y optimización del sistema de bombeo. En cada uno de ellos, ambas configuraciones se desempeñan correctamente, pudiendo ser cualquiera de ellas la con-

figuración elegida.

Sin embargo, se observa que en cada ítem de decisión, la configuración de 3+1 tiene mejores resultados. Dicha configuración tiene menor costo inicial, menor consumo energético y mayor flexibilidad.

En conclusión, si bien ambas configuraciones son aptas para el sistema de bombeo, la configuración elegida es la de 3+1 por lo expuesto anteriormente.

11.3.2. Diseño del pozo de bombeo

Se proyecta la instalación de 4 bombas idénticas capaces de satisfacer el caudal máximo horario previsto para el final del período de previsión, con 3 en funcionamiento y la cuarta como reserva.

Para el diseño se siguen las recomendaciones establecidas en el manual del Flygt “*Large Submersible Pump Station Design Guide*”. Se tiene que respetar los espacios mínimos entre bombas, por lo que se decide hacer un pozo de sección cuadrada, de 4,5 metros de lado, resultando un área de 20,25 m². El pozo tiene una altura de 2,40 m desde el fondo hasta la cota de fondo de los canales de entrada y una profundidad de 6,33 m desde el nivel de terreno. La separación entre eje de bombas es de 0,9. Se proyecta un tabique de aquietamiento a 1,2 m de la descarga de los canales de reja para permitir una entrada uniforme del agua dentro del pozo.

Establecidas las dimensiones del pozo y los niveles de operación en el mismo (Sección 11.3.3) se verifica el valor del tiempo de detención, el cual se define como el cociente entre el volumen efectivo (desde la cota de fondo hasta el nivel medio de operación) sobre el caudal medio diario al inicio de período. Dicho tiempo debe ser menor a 30 minutos (Alem Sobrinho, 1999) para evitar problema de olores en la estación de bombeo. El mismo resulta de 13 minutos, valor que se considera aceptable.

Pérdida de carga total

La pérdida de carga total (ΔH_{tot}) se determina como la suma de la pérdida de carga distribuida (ΔH_{dist}) y las pérdidas de carga localizadas (ΔH_{loc}) considerando la totalidad de los tramos desde las bombas hasta la cámara de descarga previa a la conducción del efluente por gravedad. A continuación se presentarán las expresiones y coeficientes utilizados para el cálculo de las pérdidas de carga mencionadas.

Para determinar las pérdidas distribuidas se utiliza la fórmula de Hazen - Williams:

$$\Delta H_{dist} = J \cdot L \quad (36)$$

$$J = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \quad (37)$$

Donde:

ΔH_{dist} = Pérdida de carga debido a la fricción en las tuberías (m)

J = Pérdida de carga por longitud (m/m)

L = Longitud geométrica de tubería (m)

Q = Caudal (m³/s)

C = Coeficiente de Hazen – Williams

Ø = Diámetro de la tubería (m)

Para la determinación de las pérdidas de carga distribuidas, se asume un coeficiente de Hazen – Williams C = 120.

Por otro lado para el cálculo de pérdidas localizadas se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta H_{loc} = K \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (38)$$

Siendo K un coeficiente adimensional dado por la suma de los coeficientes individuales K_i de los distintos componentes que generan pérdidas de carga localizadas al sistema. Dichos coeficientes individuales se adoptan según la bibliografía ((Alem Sobrinho, 1999) y recomendaciones de proveedores).

Accesorio	Ki
Codo 90°	0,9
Tee en sentido recto	0,6
Tee a través de salida transversal	1,3
Valvula exclusiva	0,2
Válvula de retención	2,5
Ampliación	0,3
Descarga	1

Tabla 24: Coeficientes de pérdida de carga localizada

Debido a que las pérdidas de carga mencionadas anteriormente dependen de la velocidad en la tubería, variará según el diámetro de conducción, por lo que se tendrán los siguientes tramos:

- **Tramo EB - Individual:** Tubería de fundición ductil D 200, columna de subida de las 3 bombas.
- **Tramo EB - Múltiple:** Tubería de fundición D 300 múltiple de impulsión, donde se juntan las columnas de subida individuales.
- **Tramo Imp - PEAD:** Tubería de PEAD DN 400, línea de impulsión desde la estación de bombeo hasta la descarga en el siguiente tramo del interceptor.

Perdidas de carga Tramo EB - Individual

Para el cálculo de las pérdidas de carga del tramo individual de una bomba (columna de subida) se considera el diámetro DN 200 mm en fundición ductil, con un coeficiente de Hazen Williams $C=90$ (recomendado por OSE) y un tercio del caudal total (al trabajar en 3+1 el caudal se divide en partes iguales).

Parametro	2055
Q (m ³ /s)	0,076
D (m)	0,19
C	90
J (m/m)	0,077
L (m)	5
v (m/s)	2,8
ΔH_{dist}	0,27

Válvula de retención a bola	1
Junta Gibault	1
Llave de paso bridas	1
Pasamuro	1
Té paso lateral	1
Codo 90°	1
Ensanchamiento	1
ΔH_{loc} (m)	2,06

ΔH_{tot} (m)	2,33
----------------------	------

Tabla 25: Pérdidas de carga tramos individuales de la estación de bombeo

Perdidas de carga Tramo EB - Múltiple

Para el cálculo de las pérdidas de carga del tramo de tubería múltiple (manifold), se considera un diámetro de DN 300 mm en fundición dúctil y un coeficiente de Hazen Williams de $C=90$ (recomendado por OSE).

En este caso se utiliza el caudal total a bombear, ya que se unifican todas las tuberías individuales.

Parametro	2055
Q (m ³ /s)	0,228
D (m)	0,29
C	90
J (m/m)	0,074
L (m)	5
v (m/s)	3,5
ΔH_{dist}	0,37

Junta Gibault	1
Pasamuro	1
Té paso directa	1
Té paso lateral	1
Ensanchamiento	1
ΔH_{loc} (m)	1,9

ΔH_{tot} (m)	2,3
----------------------	-----

Tabla 26: Pérdidas de carga en el múltiple de la impulsión

Perdidas de carga tramo impulsión fuera del pozo

Para determinar las pérdidas de carga a lo largo de la impulsión fuera del pozo de bombeo, se considera un diámetro nominal de 400 mm en PEAD (Dint = 353 mm). El coeficiente de Hazen Williams considerado para PEAD es de C=120.

Parametro	2055
Q (m ³ /s)	0,228
D (m)	0,35
C	120
J (m/m)	0,016
L (m)	792
v (m/s)	2,3
ΔH_{dist}	12,4

Descarga	1
Té paso directa	3
Codo 90°	1
Ensanchamiento	1
ΔH_{loc} (m)	1,1

ΔH_{tot} (m)	13,5
----------------------	------

Tabla 27: Pérdidas de carga en la línea de impulsión fuera del pozo

Perdidas de carga totales

Considerando las perdidas de carga totales asociado a todos los tramos del sistema, y el desnivel geométrico $H_{geo} = 16,8m$ se obtienen los siguientes resultados para el caudal de bombeo al final del período de previsión :

Parámetro	2055
Q (L/s)	228
ΔH_{tot} (m)	34,9

Curva de la instalación

La curva de la instalación es la curva que ajusta la relación entre el caudal del sistema y la carga total que implica el mismo. La curva sigue un ajuste cuadrática dada por:

$$H_{tot} = K \cdot Q^2$$

(39)

Siendo K una constante que se determina a partir de las perdidas de carga del sistema. El H_{tot} es la suma del desnivel geométrico y la pérdida de carga total, distribuida y localizada.

$$H_{tot} = \Delta H_{tot}(Q) + H_{geo} \quad (40)$$

Siendo:

- ΔH_{tot} la pérdida de carga total del sistema asociada a un valor de Q
- H_{geo} el desnivel geométrico entre el nivel de parada del pozo de bombeo y la descarga de la misma en la cámara de sacrificio correspondiente

Entonces, variando el caudal del sistema, se halla la carga asociada, y se obtiene la curva de la instalación. Cabe destacar que el desnivel geométrico del sistema es $H_{geo} = 16,8m$. La curva de la instalación es la siguiente:

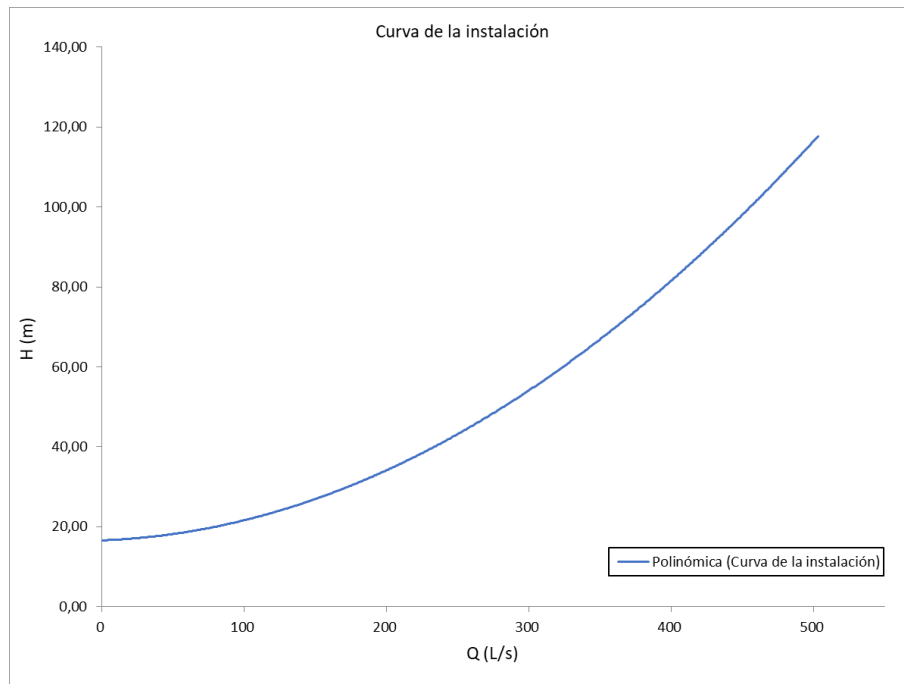


Figura 34: Curva de la instalación

Elección del equipo de bombeo

El punto de funcionamiento, con el caudal a elevar, el desnivel geométrico y las pérdidas de carga totales al 2055 son:

- $Q_b = 228 \text{ L/s}$
- $\Delta H_{max} = 18,1 \text{ m}$
- $H_{geo} = 16,8 \text{ m}$
- $H_{tot} = 34,9 \text{ m}$

Tomando en cuenta el punto de funcionamiento presentado el equipo elegido son 3 bombas NP 3301 HT 3 ~ 458.

En la Figura 35 se muestran los gráficos donde se intersectan la curva de la instalación y la curva de las bombas (1, 2 y 3 bombas) con frecuencia de 50 Hz.

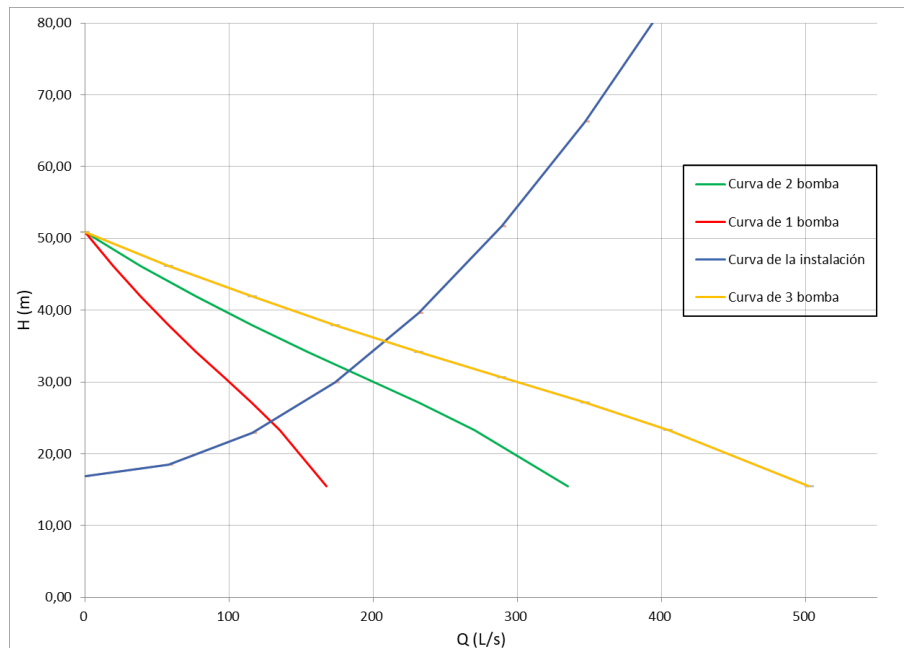


Figura 35: Curvas Q vs H de la instalación y de los equipos de bombeo para 2055

Volumen útil

Según el proveedor de las bombas, las mismas tienen una capacidad máxima de 30 arranques por hora (tiempo de ciclo de 2 minutos). Sin embargo, como criterio de seguridad, la determinación del volumen útil mínimo se realiza considerando un máximo de 10 arranques por hora (tiempo de ciclo de 6 minutos). Considerando el caudal de bombeo al final del período de previsión, se obtiene un volumen útil mínimo de 19,5 m³.

Se prevé la instalación de variadores de frecuencia para los equipos de bombeo, lo cual permite erogar el caudal de ingreso a la instalación. Sin embargo, se diseña el pozo de bombeo como si estuviese funcionando mediante prendido y apagado de las bombas por las boyas, ya que en épocas de temporada baja se puede dar que el caudal afluente sea menor al caudal mínimo que puede impulsar una bomba en los regímenes de trabajo 1+1.

El volumen útil mínimo (V_{util}^{min}) se determina considerando el caudal de bombeo al final del período de previsión $Q_b=228$ L/s.

El tiempo de ciclo T_c utilizado es de 6 minutos. Si bien el fabricante da un tiempo de ciclo menor, las recomendaciones de diseño marcan considerar un T_c mayor por cuestiones de seguridad. El volumen útil mínimo se calcula de la siguiente manera:

$$V_{util}^{min} = \frac{Q_b \cdot T_c}{4} \rightarrow V_{util}^{min} = 18,6 m^3 \quad (41)$$

Recordando que la sección elegida para el pozo de bombeo es una sección cuadrada de lado 4,5 metros, se tiene un área de 20,25 m². Y proyectando una altura útil para el pozo de 1,0 metros al final del período, se obtiene un volumen útil de 20,25 m³, siendo mayor que el volumen

útil mínimo.

Cabe destacar, que se define la altura útil como la diferencia entre el nivel de arranque superior y el nivel de parada último de las bombas, detallados en la siguiente sección 11.3.3.

11.3.3. Niveles de operación

Se establece como nivel de alarma alto (NAA) la cota de fondo de los canales de descarga menos 10 cm que se prevén de revancha. A 30 cm por debajo se define el nivel de arranque 1 (NA1) de las bombas. La recomendación del proveedor de las bombas es que los niveles de arranques de las mismas estén separados por lo menos 0,2 m, por lo que se adoptará dicho valor de separación entre niveles de arranques.

Se realiza el diseño para que las paradas de las bombas sean progresivas. Esto provocará un menor golpe de ariete en la tubería, problemática que se abordará más adelante. Entonces, la separación entre niveles de parada será de 0,2 m. El nivel de parada último (NP3) se ubica 1,0 m (altura útil del pozo) por debajo del NA1. A su vez, 30 cm por debajo se establece el nivel de alarma bajo (NAB).

La cota de succión se establece a partir del cálculo de la sumergencia mínima (11.5.1). Por encima de la cota de succión se establece un nivel bajo crítico (NBC), determinado según las recomendaciones del proveedor de las bombas (sumergencia de la bomba dada por el fabricante). En caso que el nivel disminuya hasta el NBC se acciona el apagado automático de todos los equipos de bombeo. A su vez, la cota de fondo del pozo está dado por la sumergencia mínima antes mencionada.

Niveles	Cota (m)
NAA	-0,86
NA1	-1,16
NA2	-1,36
NA3	-1,56
NP1	-1,76
NP2	-1,96
NP3	-2,16
NAB	-2,46
NBC	-2,68
NF	-3,16

Tabla 28: Niveles del pozo

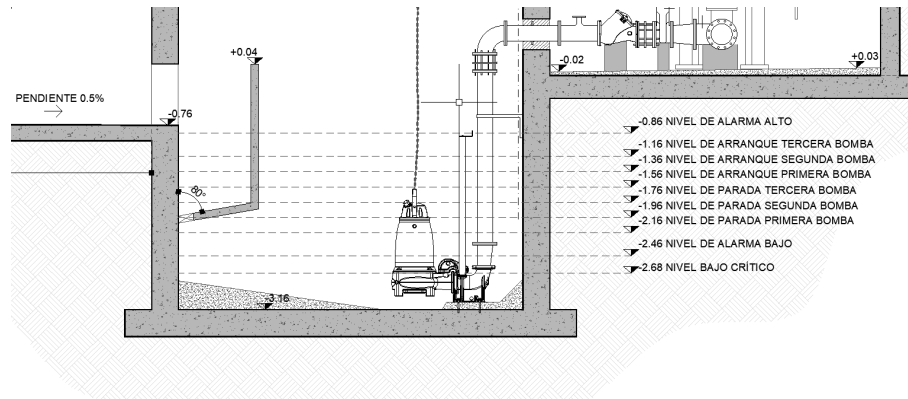


Figura 36: Esquema de los niveles de operación del pozo

11.3.4. Tiempo de detención hidráulico

El tiempo de detención hidráulica en una estación de bombeo de aguas residuales es el tiempo promedio que el agua residual pasa dentro de la estación de bombeo. Este tiempo se calcula dividiendo el volumen efectivo de la estación de bombeo por el caudal medio afluente al inicio de período (Ecuación 42), ya que al inicio se presenta la peor situación.

$$T_R = \frac{V_{ef}}{Q_{med,ini}} \quad (42)$$

Siendo:

- V_{ef} el volumen efectivo
- $Q_{med,ini}$ el caudal medio diario al inicio del proyecto

El volumen efectivo se calcula con la sección del pozo y con la altura efectiva. Se considera la altura efectiva (h_{ef}) la distancia entre el fondo del pozo y el nivel medio de operación del mismo. Dicha altura efectiva es de 1,5 m.

$$V_{ef} = h_{ef} \cdot A \rightarrow V_{ef} = 30,4 m^3 \quad (43)$$

Recordando que el $Q_{med,ini}$ es de 38 L/s, se obtiene un tiempo de detención de $T_R=13$ minutos.

11.4. Equipos de bombeo

Se decide proyectar con bombas Flygt sumergibles. Como se mencionó anteriormente, el sistema de bombeo tiene una configuración de 3 + 1. Esta configuración podrá cambiar según el caudal afluente al sistema, pudiendo trabajar una bomba, dos o tres, según corresponda. Los detalles de la operación se pueden observar en la Sección 12.1.

Los puntos de funcionamiento están dados por los caudales máximos horarios (multiplicado por un coeficiente de seguridad) en temporada alta, sin considerar intrusión pluvial y la carga

total asociada a dicho caudal.

La obtención de la curva de instalación y el desarrollo para la elección de bomba se detallan en la memoria de cálculo correspondiente

Tomando en cuenta el punto de funcionamiento presentado, los equipos elegidos son bombas NP 3301 HT 3 ~ 458., que funcionaría con $Q=228$ L/s y $H=35$ m

11.5. Verificaciones hidráulicas

El desarrollo de los cálculos realizados para la verificación de sumergencia mínima, rendimiento de las bombas y de cavitación para pozo húmedo.

11.5.1. Sumergencia mínima

Para evitar problemas de vórtices superficiales en el pozo se debe considerar una sumergencia mínima de las bombas (a pesar de que los equipos cuentan con supresores de vórtice). Para ello se utiliza la recomendación brindada en el libro *Coleta e transporte de esgoto sanitário* (Alem Sobrinho, 1999), el cual a partir del caudal y diámetro de la succión determina la sumergencia mínima. Los diámetros de succión de las bombas son de 350 mm. Debido a que el funcionamiento de los equipos variará a lo largo del tiempo, se verifica para dos escenarios:

- El caudal de bombeo máximo a final del período, 228 L/s, cada bomba elevará 76 L/s.
- El caudal máximo que elevará el sistema en régimen de 1+1, es decir, el máximo caudal que elevará una bomba. Se estima que dicho caudal será de 101 L/s.

Por lo tanto, para calcular la sumergencia mínima (S_{min}) en base al número de Froude (F_D) en la succión y el diámetro de la succión se utiliza la Ecuación 44:

$$S_{min} = D \cdot (1 + 2,3 \cdot F_D) \quad (44)$$

Siendo:

- F_D número de Froude en la succión calculado mediante la siguiente expresión:

$$F_D = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (45)$$

Dónde:

- v la velocidad de succión
- D el diámetro de succión

En la Tabla 29, se presentan los resultados obtenidos en los dos escenarios estudiados.

Q bomba (L/s)	76	101
D (mm)	350	350
v (m/s)	0,79	1,04
F_D	0,42	0,56
S_{min} (m)	0,69	0,80

Tabla 29: Cálculo de sumergencia mínima

Dado que la sumergencia (desde la cota de fondo hasta el último nivel de parada) es de 1,0 m, se entiende que se verifica la sumergencia mínima para todos los escenarios de funcionamiento.

11.5.2. Rendimiento

Se evalúa el rendimiento de las bombas, lo cual implica comparar el caudal de bombeo (Q_b), con respecto al caudal en el punto de máximo rendimiento (Q_{PMR}) y la eficiencia de funcionamiento con los de máximo rendimiento.

La relación de caudales de funcionamiento y máximo rendimiento a fin de período es de 71 %, estando dentro del rango recomendado por bibliografía (Alem Sobrinho, 1999), entre 60 y 120 %.

La eficiencia a final del período se estima en 69 %, cumpliendo con lo recomendado de superar el 80 % de eficiencia relativa (Eficiencia máxima 73 %). Esta resulta de cortar la curva de rendimiento con el punto de funcionamiento de estudio, en la Figura 37 se visualiza el punto de funcionamiento máximo a final del período de previsión.

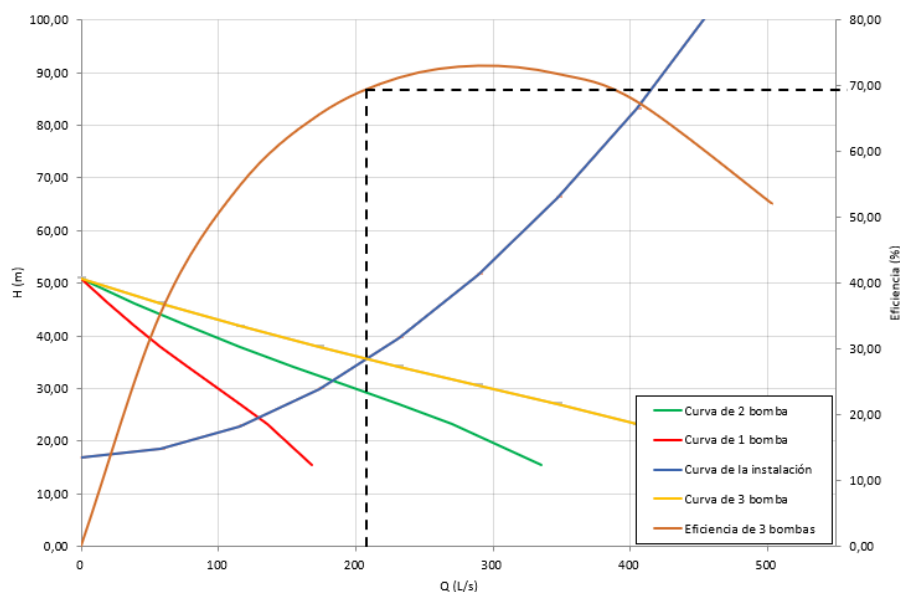


Figura 37: Curvas Q vs H y de eficiencia para fin del período

Los caudales de funcionamiento y máximo rendimiento y el rango asociado al mismo se puede ver en la Tabla 20.

11.5.3. Carga Neta de Succión Positiva (NPSH sigla de la expresión en inglés *Net Pressure Suction Head*)

Cuando el agua fluye a través de la bomba, la presión en la entrada y en la tubería de succión tiende a disminuir debido a las altas velocidades del flujo. Si la reducción de la presión disminuye más de la presión de vapor del agua, se puede producir vaporización del agua y formar burbujas de vapor en el líquido que chocan dentro de la bomba contra los álabes del impulsor provocando el fenómeno de cavitación.

En el diseño del pozo de bombeo existen dos valores de NPSH, el NPSH disponible ($NPSH_{disp}$) y el NPSH requerido ($NPSH_{req}$). El NPSH disponible es función del sistema de succión de la bomba, se calcula en metros de agua, tal como se presenta en la Memoria de Cálculo. El $NPSH_{req}$ es función del diseño de fábrica de la bomba, valor proporcionado por el fabricante. Corresponde a la carga mínima que necesita la bomba para mantener un funcionamiento estable.

Para evitar el riesgo de la cavitación por presión de succión, se debe cumplir que:

$$NPSH_{disp} > NPSH_{req} \quad (46)$$

Dado el punto de funcionamiento más exigente en donde una sola bomba trabaja sola a máxima capacidad dentro de los rangos de funcionamiento planteados, se obtiene que el $NPSH_{req}$ resulta de 5,5 m. Por otro lado, el $NPSH_{disp}$ del sistema resulta de 10,5 m. En conclusión, la verificación de no cavitación se cumple y además supera más de un 30 % por lo que se está del lado de la seguridad.

Para el cálculo de la carga neta de succión positiva disponible se utiliza la Ecuación 47.

$$NPSH_{disp} = H_A - z_A + \frac{p_{atm}}{\gamma} - \frac{p_{vap}}{\gamma} \quad (47)$$

Donde:

- $NPSH_{disp}$: Carga neta de succión positiva disponible en m
- H_A : Carga hidráulica mínima a la entrada de la bomba en m
- p_{vap} : Presión de vapor en
- p_{atm} : presión atmosférica en
- z_A : cota de ubicación de la bomba en m
- γ : peso específico del agua en N/m^3

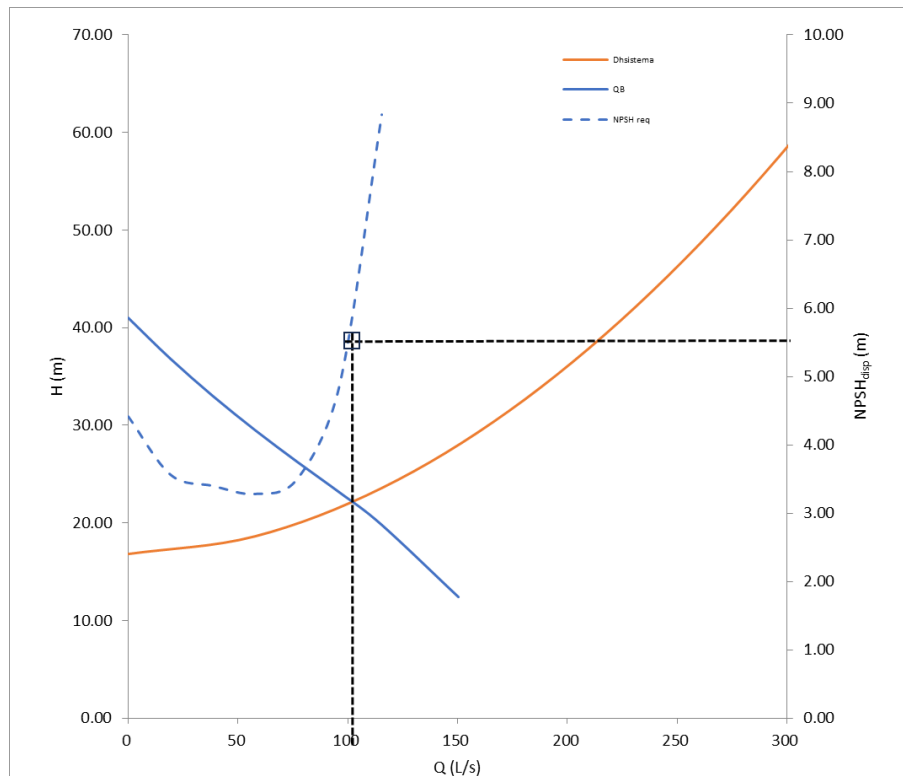


Figura 38: NPSH requerido de las bombas en el peor punto de funcionamiento

En conclusión, se cumple con la verificación de que el $NPSH_{disp}$ es mayor que el $NPSH_{req}$.

11.6. Cámara de válvulas

En esta cámara se ubican las tuberías de impulsión individuales de cada bomba, que se unen en el manifold (sistema por el cual se recogen varios flujos líquidos en un solo colector), las válvulas y piezas especiales.

La cámara es de sección rectangular de 3 m de ancho, por 3,5 de largo. Se encuentra a una cota de -0,02, teniendo una profundidad de 3,4 m. Se procura proyectar dicha cámara con la profundidad necesaria para no tener que incluir una cámara de desagüe en la cañada manantiales, al hacerlo profundo el perfil de la impulsión será ascendente en dicha zona.

El diseño considera un relleno de una mezcla de cemento Portland y arena con una pendiente del 1 % para facilitar el drenaje del agua que pueda ingresar a la cámara. El agua será dirigida hacia el pozo de bombeo mediante un tubo de PVC de 110 mm de diámetro.

Las conducciones dentro de la estación de bombeo serán todas de fundición dúctil. Las columnas de subida de las bombas son de 200 mm y poseen cada uno de los siguientes accesorios:

- Pasamuros
- Válvula de retención de bola

- Junta de desmontaje
- Válvula exclusiva

Los tramos se unen en una tubería de 300 mm, la cual luego se conectará con dos tanques hidroneumáticos de 4 m³, previo a la impulsión fuera del pozo de bombeo.

Se cuenta además con una tubería de desagüe de la línea de impulsión y un desagüe para el vaciado de los tanques, descargando hacia la cámara de bombas.

11.7. Aliviadero

Toda estación de bombeo debe presentar un alivio previo por distintos eventos extraordinarios que puedan suceder, como por ejemplo el fallo de los equipos de bombeo, mantenimiento de los mismos o del sistema general, o frente a eventos hidrológicos de lluvias que generen un aumento significativo en el caudal afluente debido a la intrusión pluvial a los colectores por conexiones ilegales de pluviales a la red de alcantarillado.

El aliviadero proyectado se ubica en el registro previo a la entrada de la cámara de rejas del bombeo, ya que permite un aislamiento total del sistema para lograr trabajar en seco cuando se necesite mantenimiento en la totalidad del pozo. Se presenta los detalles del mismo en el plano adjunto *ALIVIADERO*.

El aliviadero presenta una longitud aproximada de 53 m y un diámetro nominal de 630 mm de PEAD. Descarga en al cañada Manantiales y en la descarga se plantea una estructura de hormigón para no provocar socavación (el detalle se presenta en plano *ALIVIADERO*).

11.8. Línea de Impulsión

La impulsión presenta una longitud de 792 m aproximadamente, que va desde la estación de bombeo **Buenos Aires** hasta la descarga en la cámara de sacrificio previa al registro inicial del tramo T02 del interceptor costero, ubicada en la esquina de la calle *El Aguatero* y la Ruta Nacional N° 10.

En la Figura 39, se muestra el trazado planimétrico de toda la línea de impulsión, donde se puede visualizar que la línea va emplazada por la vereda Norte de la Ruta 10, paralela al oleoducto de ANCAP.



Figura 39: Planimetría de la línea de Impulsión

Para el trazado altimétrico se adopta un tapada mayor a la recomendada por OSE, ya que se debe a un diámetro grande que transportará grandes caudales, por lo que la tapada mínima adoptada es de 1,4 m. Además, a efectos del trazado altimétrico para los tramos ascendentes se limita como pendiente mínima de 0,3 % y para los tramos descendentes de 0,6 %, para mejorar la expulsión de aire dentro de las tuberías.

El trazado se realizó en base a los datos topográficos obtenidos del Modelo Digital de Terreno (MDT) de la Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay (IDEUY). La línea presenta un desnivel total de aproximadamente 14,5 m, saliendo desde la cámara de válvulas del pozo de bombeo a una profundidad de 2,76 m y descargando en la cámara de sacrificio a 1,10 m.

En cuánto a las interferencias tenidas en cuenta, se tiene un cruce al inicio con el oleoducto de ANCAP y luego un cruce con la cañada Manantiales. Durante una recorrida en la fecha 14/02/2024, se relevó la profundidad de la cañada en época de estiaje resultando de 0,8 m aproximadamente. En la Figura 40 se puede ver la alcantarilla de cruce de la cañada con la Ruta 10 para desembocar en el Océano Atlántico. La misma es doble y sección rectangular con 2,1 m de ancho y altura 2,2 m.



Figura 40: Perfil de presiones a lo largo de la tubería de impulsión luego de apagadas las bombas

Se plantea un trazado profundo inicial de manera de sortear la cañada, atravesando la misma por de bajo del lecho, previendo la colocación de una protección de hormigón arriba de la tubería. Esto se puede apreciar en el plano *EB 5/5- PLANIMETRÍA Y PERFIL DE LÍNEA IMPULSIÓN*.

En el trazado se prevé la colocación de de una válvula de aire de triple función, dos tanques hidroneumáticos enseguida de la cámara de válvulas para la protección de transitorios hidráulicos, y un desagüe que permita el vaciado de la totalidad de la tubería de impulsión ubicado en el pozo de bombeo. En la Tabla 30 se presentan los puntos más relevantes de la línea con sus respectivas progresivas.

Tipo de Nodo	PK (m)
Codo 90°	40
Cambio Pendiente	131
Válvula de Aire	182
Cambio Pendiente	547
Cambio Pendiente	736

Tabla 30: Nodos relevantes de la impulsión

Elección de diámetro

La elección del diámetro es un aspecto muy relevante en el diseño de la línea de impulsión. Este debe ser lo suficientemente chico para permitir la conducción de las aguas residuales a una

velocidad mínima de 1 m/s para asegurar la autolimpieza en operación de la tubería y suficientemente grande para que las velocidades a final de periodo no supere los 3 m/s para no aumentar la carga a vencer por las bombas de manera significativa. ((Alem Sobrinho, 1999))

Por este motivo, se analizan tres diámetros posibles y se evalúa para fin de periodo, las velocidades y las pérdidas de carga generadas a lo largo de la impulsión. En la Tabla 31, se puede visualizar los resultados relevantes a la hora de definir el diámetro de la impulsión como el caudal de autolimpieza, la carga total a vencer y la velocidad a final de periodo de previsión.

Diámetro (mm)	355	400	450
D_{int} (m)	0.302	0.353	0.397
A (m ²)	0.072	0.098	0.124
Q_{limp} (L/s)	72	98	124
Q_{2055} (L/s)	207	207	207
H_{2055} (m)	50.4	37.8	33.0
v_{2055} (m/s)	2.9	2.1	1.7

Tabla 31: Comparación de diámetros

Se observa claramente que para el diámetro más chico, la velocidad en el horizonte del proyecto es muy excesiva, generando grandes pérdidas de carga a lo largo de toda la impulsión y las bombas más comunes en el mercado no son capaces de elevar las aguas a muchos metros. Por esta razón, si bien el caudal de autolimpieza es relativamente bajo y cercano al punto de mejor rendimiento de las bombas, es descartado por las velocidades altas de funcionamiento a final de periodo.

Por otro lado, el diámetro más grande da velocidad menor y cercana a 1 m/s, valor adoptado como velocidad necesaria para la autolimpieza de la línea de impulsión, pero el caudal de autolimpieza pasa a ser demasiado alto, lo cual al inicio de periodo y en temporada baja es poco probable que el caudal afluente al pozo alcance dicho valor.

Por último, el diámetro del medio es el que mejor se adapta. Si bien la velocidad supera por muy poco el límite superior el rango recomendado por OSE, se considera que es un valor aceptable ya que el caudal de diseño se alcanza en pocos meses a lo largo del horizonte de proyecto. Además el caudal de autolimpieza no es excesivo y es más probable de que el caudal afluente lo iguale.

En conclusión, el diámetro elegido es el de 400 mm, siendo de material PEAD SDR17 PN10. La serie elegida es recomendada por OSE, ya verificada estructuralmente para las profundidades de la traza proyectada.

Válvula de aire

Dado que se trata de una línea de impulsión de distancia corta y es toda ascendente, solo se tendrá una válvula de aire, que se plantea sea de triple efecto y con protección contra el golpe

de ariete.

La válvula se coloca en la progresiva 182 m y a profundidad 1,95 m, donde se tiene un cambio de pendiente de mayor a menor, pudiéndose generar acumulación de aire en dicha zona.

A continuación se halla el caudal de aire a vaciar en operación, y la expulsión/ingreso de aire durante el llenado/vaciado respectivamente.

Expulsión de aire en operación

Considerando la progresiva y la cota del punto donde se colocará una válvula de aire, en primera instancia se dimensiona dicha válvula para la salida de aire en operación.

Se calcula la presión en el punto donde se coloca la válvula mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta P = J \cdot L - \Delta z \quad (48)$$

Donde:

- J es la pérdida de carga unitaria obtenida mediante el cociente entre la carga total y la longitud total de la línea de impulsión

$$J = \frac{34,9m}{792m} = 0,044m/m \quad (49)$$

- Δz es la diferencia de altura entre la descarga de la línea y el punto donde se colocará la válvula.
- L es la longitud desde la descarga hasta punto donde se colocará la válvula.

Para la elección del diámetro de la válvula de aire, se utilizan catálogos brindados por el fabricante, donde se brindan ábacos en los cuales con los datos de la presión en la tubería ya calculada, y el caudal de aire a evacuar, calculado como el 2 % del caudal de agua que circula por la tubería (Q_b)

$$Q_{op} = 0,02 \cdot Q_b \rightarrow Q_{op} = 16,4m^3/h \quad (50)$$

Entonces para la válvula a dimensionar, los valores de sobrepresión y caudal de aire a evacuar en la operación sería:

Válvula	Prog (m)	z (m)	L (m)	Δz (m)	ΔP (m)	Q_{op} (m^3/h)
VA1	182	2,43	610	12,35	14,5	16,4

Tabla 32: Sobrepresión y caudal de aire a evacuar durante la operación

Expulsión de aire durante el llenado y vaciado de la línea

Se dimensiona la válvula de aire para el ingreso y salida del aire durante el vaciado y llenado de la tubería de impulsión. Se dimensiona para el caudal mayor, y una sobrepresión de 2 p.s.i (1,4 m)

Para la operación de llenado se considera una velocidad de $v=0,3$ m/s.

Para el vaciado se considera el tramo mayor a vaciar (caso más crítico), considerando un tiempo de vaciado de 15 minutos (ver Sección 11.8 *Desagüe de la tubería*). La expresión es la siguiente:

$$Q_{vac} = \frac{L_{crit} \cdot A}{T_{vac}} \quad (51)$$

Donde:

- L_{crit} es el largo del tramo de tubería mayor a vaciar (largo crítico)
- A es el área de la impulsión
- T_{vac} es el tiempo de vaciado considerado

Entonces los caudales de vaciado y llenado para el diseño de la válvula son:

Válvula	Prog (m)	L crit (m)	A (m2)	Q_{vac} (m3/h)	Q_{llen} (m3/h)
VA1	182	182	0,098	71,3	105,5

Tabla 33: Caudal de llenado y vaciado

Por otro lado, se realiza un análisis en el caso de una rotura en la línea. Se calcula el ingreso de aire necesario para evitar el colapso del resto del sistema por depresión. El cálculo se realiza mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{rot} = 0,278C \cdot D^{2,63} \cdot (H/L)^{0,54} \rightarrow Q_{rot} = 753m3/h \quad (52)$$

Siendo:

- C , coeficiente de Hazen Williams
- D , diámetro interno de la tubería (m)
- H , diferencia de altura entre el punto de rotura y la válvula (m)
- L , longitud del tramo (m)

Se selecciona a partir del catálogo de A.R.I. D-23, donde se verifica la expulsión de aire frente a una situación de rotura franca de la tubería para una presión de 0,3 bar.

La conexión de las válvulas será mediante un tee con reducción saliendo vertical hacia arriba por el lomo de la tubería, previendo además, antes de la ventosa una válvula exclusiva de cierre para trabajos de mantenimiento de la misma sin afectar el funcionamiento de la línea de impulsión.

La válvula estará protegida dentro de un registro de inspección con una profundidad de 1,95 m, y será de hormigón armado. Ver plano *EB 4/5 - CÁMARAS ESPECIALES, DE DESCARGA Y DE VÁLVULAS*.

Desagüe de la tubería

Al tener un perfil de impulsión siempre ascendente, será necesario solamente un desagüe en el manifold, el cual desagota hacia el pozo de bombeo.

El desagüe se dimensiona considerando en principio un tiempo de vaciado de 4 horas, así como la altura media del tramo a vaciar por el desagüe.

$$v_{vac} = \sqrt{2gH_{med}} \quad (53)$$

Dado que se tiene la totalidad de la tubería, los parámetros para el diseño serán:

- $L=792$ m, largo del tramo a vaciar
- $H_{med}=7,2$ m, la altura media correspondiente
- $v_{vac}=11,9$ m/s, la velocidad media de vaciado
- $V_{vac}=77,3$ m³, el volumen total a vaciar
- $Q_{vac}=19,3$ m³/h, el caudal medio de vaciado

Con los datos mencionados anteriormente, se llega a un diámetro de la válvula de desagüe de 24 mm. Por recomendaciones bibliográficas ([Alem Sobrinho, 1999](#)), se adoptará un diámetro mínimo de 100 mm. Con el diámetro elegido se obtiene un tiempo de vaciado de 15 minutos aproximadamente, aunque lo recomendable es regular la abertura de la válvula para no vaciar abruptamente la tubería.

Macizos de anclaje

Los macizos de anclajes son estructuras de hormigón que se proyectan para recibir la fuerza que genera la impulsión en secciones con curvas pronunciadas.

En este caso se tiene solamente un codo de 90° a lo largo de la impulsión, por lo tanto el cálculo de la resultante generada se calcula con la Ecuación 54:

$$R = k \cdot P \cdot A \quad (54)$$

Siendo:

- R: la fuerza resultante expresada en N
- P: la presión máxima en el punto estudiado expresado en Pa
- A: área de la sección nominal (área externa) expresada en m²
- k: coeficiente que depende del tipo de vértice (en los codos a 90° se estima en 1,414).

Haciendo los cálculos, la fuerza resultante obtenida es de 45 kN.

Transitorios hidráulicos

Para evaluar el posibles problemas con transitorios hidráulicos provocados por el apagado repentino de las bombas, se utiliza el software *HiTrans 4.1*.

Todas las simulaciones se realizarán teniendo en cuenta que las tuberías se encuentran en estado nuevo, lo que implica menos coeficiente de fricción por rozamiento con las paredes y por lo tanto un caudal mayor.

Se modela todo el perfil altimétrico de la línea de impulsión, junto con la estación de bombeo y la válvula prevista para la expulsión y admisión de aire en funcionamiento sin protección contra el golpe de ariete. Corriendo el primer modelo, resulta que se supera la presión de vapor por lo tanto se concluye que debe protegerse la tubería con accesorios adicionales. Esto se visualiza en la Figura 41 donde se presenta el perfil de presiones a lo largo de la línea de impulsión, mientras que en la Figura 42 se presenta el perfil piezométrico.

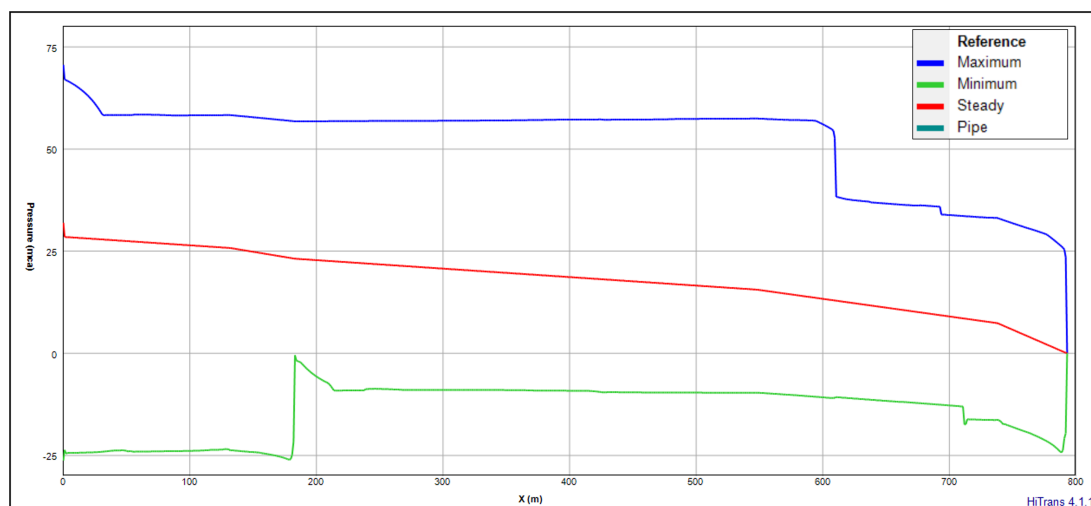


Figura 41: Perfil de presiones a lo largo de la tubería de impulsión luego de apagadas las bombas

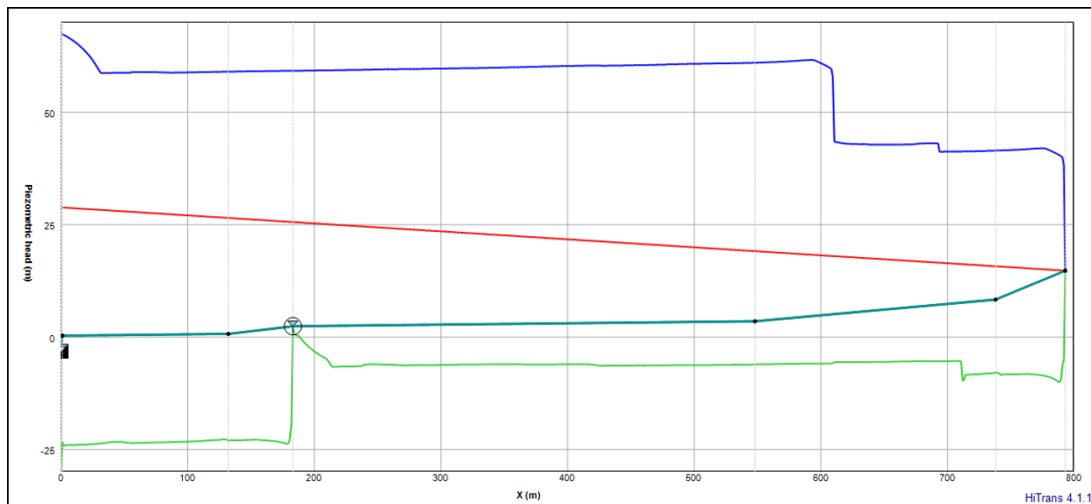


Figura 42: Perfil piezométrico sin protección luego de apagadas las bombas

Dado que el perfil es ascendente en todo su largo, se evalúa la protección mediante válvulas de aire con protección “*anti slam*”. Colocando 2 válvulas adicionales a la prevista en la progresiva 182 m, se coloca una en el inicio de la impulsión, y otra cercano al punto donde se alcanza la cavitación en el modelo sin protección, en la progresiva 547 m. Todas las válvulas se modelan con comportamiento ideal frente al *slam*. En la Figura 43 y Figura 44, se presentan los gráficos de perfiles piezométrico y de presiones posterior al apagado del sistema de bombeo.

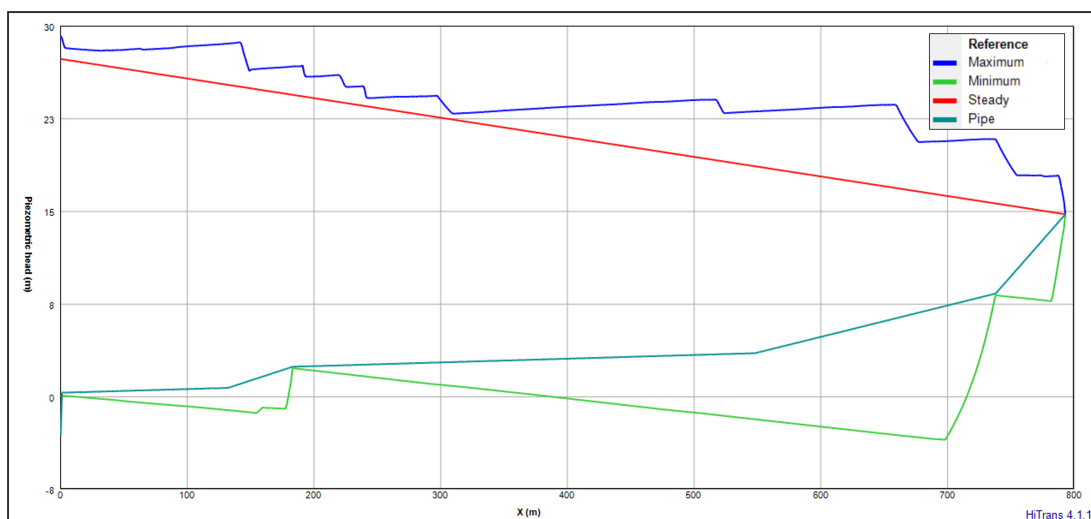


Figura 43: Perfil piezométrico de la línea de impulsión con 3 válvulas de aire anti slam, luego de apagadas las bombas

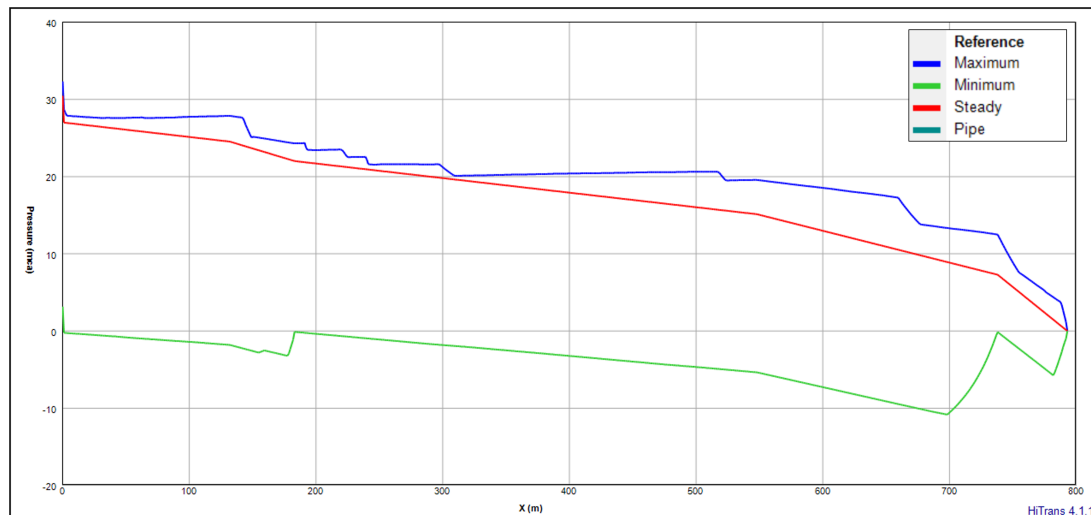
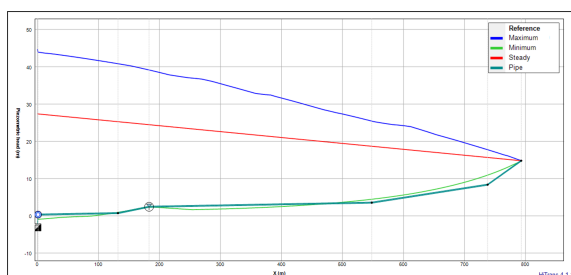


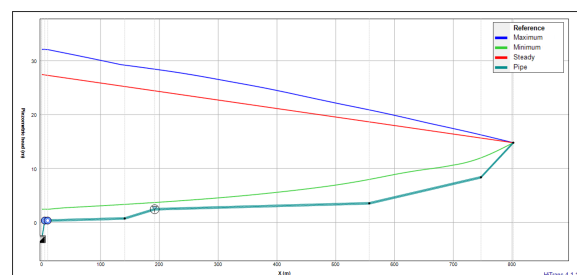
Figura 44: Perfil de presiones de la línea de impulsión con 3 válvulas de aire anti slam, luego de apagadas las bombas

Si bien en los puntos donde se se colocan las válvulas se obtienen presiones cercanas a la atmosféricas, se sigue superando la presión de vapor generando problemas de cavitación. Por lo tanto, se decide evaluar el funcionamiento de la línea con otro sistema de protección mediante tanques hidroneumáticos.

Colocando un tanque hidroneumático en el inicio de la línea de impulsión, se llega a que el volumen máximo de aire necesario es de $2,6 \text{ m}^3$, por lo tanto se plantea la colocación de dos tanques de 4 m^3 funcionando en conjunto, y verificando el buen funcionamiento cuando se debe realizar tareas de mantenimiento de alguno de estos. De esta manera se obtienen los siguiente gráficos para cada situación.

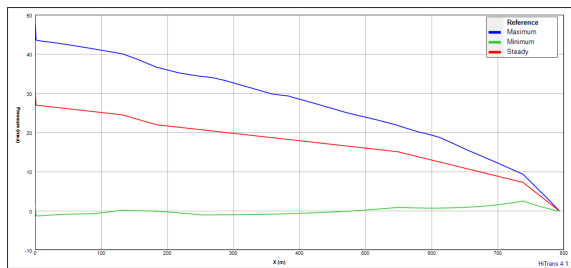


((a)) Un tanque en funcionamiento

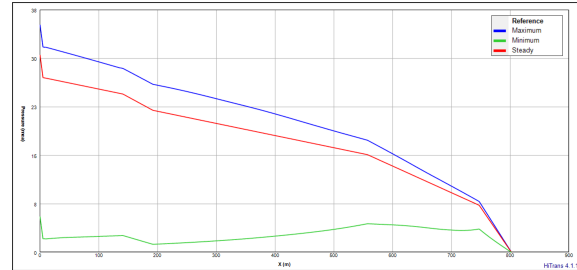


((b)) Dos tanques en funcionamiento

Figura 45: Perfil piezométrico de la línea de impulsión con tanques hidroneumáticos luego de apagado el sistema de bombeo



((a)) Un tanque en funcionamiento



((b)) Dos tanques en funcionamiento

Figura 46: Perfil de presiones de la línea de impulsión con tanques hidroneumáticos luego de apagado el sistema de bombeo

Se observa que se corrige el problema de cavitación en ambas situaciones, pero cuando se encuentra funcionando 1 sólo tanque, trabaja la válvula para evitar el golpe de ariete, mientras que con los dos tanques no es necesaria y las presiones siempre son positivas, ver Figuras 46(a) y 46(b) respectivamente. Por lo tanto, se concluye que con estos dos tanques, se protege satisfactoriamente la tubería y se está del lado de la seguridad para situaciones de fallos en algún tanque o mientras se realizan tareas de mantenimiento.

Los tanques hidroneumáticos elegidos son de tipo de vejiga. Contienen una mezcla de agua y aire a presión, separados por una membrana que evita la disolución del aire. Trabajan en función de la disminución o el aumento de la presión en el perfil de la tubería, aumentando la inercia del sistema frente a los transitorios hidráulicos.

Los tanques elegidos en el diseño son obtenidos del catálogo de Charlotte. Presentan una capacidad de 4 m^3 , diámetro de 1,20 m y altura de 4,10 m. Los mismos se ubican en la cámara de válvulas.

Cámara de descarga

Al final de la tubería de impulsión se prevé una cámara previa a la conexión con el tramo T02 del interceptor costero a 2 m del registro CI-02-01.

La misma presentará una profundidad de 1,09 m, y se proyecta que sea de 1,25 m de diámetro. Los detalles de la misma se pueden ver en el plano *EB 4/5 - CÁMARAS ESPECIALES, DE DESCARGA Y DE VÁLVULAS*.

12. Operación

En este capítulo se detallan los lineamientos más relevantes que se esperan para el buen funcionamiento de la estación de bombeo. Entre los mismos, se describen los modos de operación, cortes de energía eléctrica, descripción de situación de alivios, autolimpieza de la línea de impulsión.

12.1. Modos de Operación

Se prevé que el sistema de bombeo sea manejado por un Controlador Lógico Programable (PLC) el cuál dará señales a las bombas de cuándo, cómo y a que velocidad trabajar, en función del caudal afluente del cada minuto. Además, el PLC será el encargado de enviar señales al SCADA (por su acrónimo en inglés *Supervisory Control and Data Acquisition*) en situaciones de fallas.

Habiendo definido las bombas y presentado los puntos de funcionamiento que son de interés debido al cumplimiento de los criterios de rendimiento y caudal, se establece los siguientes puntos de funcionamiento:

- Inicialmente, el bombeo se controlará mediante interruptores mecánicos tipo boyas, hasta alcanzar el caudal afluente (Q_{af}) un mínimo de 77 L/s. Luego, cuando el caudal supera el valor mínimo el sistema de control pasa a ser operado por el PLC.
- Cuando Q_{af} está entre 77 y 105 L/s, el PLC le transmitirá a la bomba encendida que varíe las frecuencias de trabajo entre 40 y 45 Hz.
- Luego, cuando Q_{af} supera los 105 L/s y es menor a 195 L/s, se prenderá una segunda bomba y pasarán a trabajar en un rango de frecuencias entre 40 y 50 Hz.
- Por último, en caso de superarse los 195 L/s, se prenderá la tercer bomba a una frecuencia de 50 Hz para pasar a bombear el caudal de diseño.

Cabe destacar que, al menos una vez al día, se deberá bombear el caudal de autolimpieza (98 L/s) para que no se decanten los sólidos en la tubería de impulsión, siempre y cuando el caudal afluente sea menor.

12.2. Cortes de Energía Eléctrica

Actualmente, en la estación de bombeo se cuenta con un generador eléctrico, el cual sirve de respaldo en caso de cortes de energía eléctrica.

El generador es un grupo electrógeno diesel marca KIPOR KDE35SS3 y es un generador de uso continuo. Dicho generador, no tendría capacidad para satisfacer energía suficiente para el funcionamiento una bomba, ya que brinda una potencia de 25 kW y las bombas seleccionadas consumen 55 kW cada una.

Por lo tanto, se deberá incorporar un generador capaz de brindar energía eléctrica a todo el sistema, incluyendo la totalidad de las bombas, agitador, rejas mecánicas, y todo equipamiento electromecánico para respaldar los momentos pico de consumo.

12.3. Procedimiento de Llenado de Tubería de Impulsión

El llenado de la tubería se recomienda realizar a una velocidad de 0.3 m/s. Por lo que se debe utilizar un único equipo de bombeo en operación, ya que el caudal resultante para dicha velocidad es de 29 L/s. Esto implica que el equipo operará a una frecuencia menor a las que cumplen con los criterios de funcionamiento óptimo en cuanto a caudal y eficiencia.

Cabe destacar que, en el procedimiento de llenado, la válvula de aire de la conducción deberá estar operativa, para que permita la expulsión de aire.

En caso de que el caudal afluente no supere el caudal de llenado, se prevé suministrar agua adicional mediante camiones cisterna que descarguen en el pozo de bombeo.

12.4. Preparación y operación de tanques hidroneumáticos

Se describe el funcionamiento de un sistema de control de presión mediante los tanques hidroneumáticos. Se detalla a continuación, el proceso desde la ajuste inicial de la presión de precarga hasta cómo el sistema reacciona ante eventos como el funcionamiento durante el arranque y parada de la bomba.

1. Inicialmente, la presión de precarga debe ajustarse al valor resultante del análisis hidráulico. En esta etapa, la vejiga no contiene volumen alguno
2. Cuando la válvula de compuerta se abre, el agua entrará en el recipiente en condiciones estáticas y comenzará a comprimir el aire
3. El agua que entra en el recipiente comprimirá aún más el aire pre-cargado hasta que se alcance un equilibrio entre el líquido y el gas comprimido
4. Inmediatamente después de que se detenga la bomba, la presión en la línea comenzará a disminuir y la energía elástica en el recipiente provocará la descarga de agua del recipiente hacia la línea. Esto evita que la presión a lo largo de la tubería supere la presión de vaporización
5. Como la presión puede volverse muy baja, el flujo se revertirá. El agua entonces entrará en el recipiente a través de un diámetro reducido (válvula de retención perforada o bypass) si es hidráulicamente necesario. Pueden ocurrir varias oscilaciones antes de alcanzar el estado estático.
6. Por último, cuando la bomba se reinicia, el recipiente continuará llenándose hasta que se alcance el estado dinámico estable y esté una vez más preparado para el próximo paro de la bomba.

12.5. Arranque del sistema

Durante la puesta en funcionamiento de las bombas se deben inspeccionar los siguientes puntos:

- Comprobar los puntos de trabajo midiendo la presión y el caudal, utilizando el método volumétrico para compararlos con los valores proyectados y confirmar que el punto de trabajo real esté dentro de los límites permitidos de la curva Q/H de la bomba.
- Comprobar si la bomba vibra o hace ruido al funcionar. Comprobar si hay señales de cavitación.
- Comparar los niveles de arranque y parada con los valores proyectados y ajustarlos en caso de que sea necesario.
- El nivel de parada más bajo posible de bombas instaladas en seco debe encontrarse mediante pruebas, observando la aspiración de aire en la tubería de entrada.
- Al tratarse de bombas sumergibles en combinación con grandes volúmenes de caudal, se debe comprobar si se generan vórtices en la superficie a nivel bajo. Ajustar el nivel de parada donde sea necesario.

12.6. Consideraciones ambientales

12.6.1. Identificación y evaluación de impactos ambientales

El presente análisis tiene como objetivo determinar los impactos potenciales negativos que puedan ser causados por el sistema de bombeo, buscando hacerlo admisible en el medio receptor mediante la aplicación de medidas de gestión y mitigación.

Los aspectos ambientales son aquellos elementos que derive de la operación del sistema que puedan producir impactos ambientales. Los aspectos ambientales identificados son:

- Presencia física
- Residuos sólidos
- Emisiones sonoras
- Generación de olores
- Contingencias

Se procede a identificar los posibles impactos ambientales derivados de la interacción de los distintos aspectos ambientales del proyecto con los factores ambientales del entorno donde será implantado.

Los posibles impactos generados son:

- **Distorsión visual:** La presencia física de la estación de bombeo puede generar un impacto paisajístico en la zona. Si bien es un aspecto a tener en cuenta, actualmente existe una estación de bombeo en el lugar y no se cuenta con denuncias generadas, por lo que se estima que el impacto de la nueva obra no será de gran magnitud.
- **Afectación del suelo debido a residuos:** La inadecuada gestión de los residuos sólidos puede afectar tanto al suelo como al agua. Como medida de mitigación a esto, se cuenta con un cronograma de recolección de las volquetas, el cual se estimó teniendo en cuenta el material retenido en las rejillas.
- **Molestias en la población cercana:**
 - **Debido a emisiones sonoras:** La distancia a las viviendas cercanas y el hecho de que los equipos a utilizar se ubican en una construcción de hormigón soterrada generan una atenuación considerable en la generación de ruido ambiente. Entendiéndose que no habrá afectación en la población
 - **Debido a generación de olores:** Se estima que los olores pueden generarse debido a la inadecuada gestión de los residuos, por lo que con la recolección de volquetas programadas debería controlarse la generación de olores. También el agua residual podría generar malos olores, para su detección se prevé una campaña de monitoreo, y en caso de ser necesario, instalar un sistema de tratamiento de olores.
- **Contingencias:** Contingencia como cortes de energía eléctrica pueden perjudicar el agua debido a vertidos crudos. Como medida de mitigación, La EB contará con un equipo electrógeno de respaldo con encendido automático frente a un fallo en la alimentación eléctrica. Por otro lado, el alivio contará con un sensor que indicará cuando se está vertiendo líquido residual al curso de agua.

12.6.2. Plan de actuación ante contingencias

Las contingencias identificadas corresponden a las siguientes:

- **Presencia de Olores Molestos**
- **Alivio no programado**

Detección de olores molestos

Se deberán realizar monitoreos diarios de olores en los registros previos a la EB, en las inmediaciones de la EB y en la descarga de la impulsión.

Si bien en esta etapa no se prevé la instalación de un sistema de tratamiento de olores, en el caso de haber registros de malos olores continuos, se deberá evaluar la instalación de filtros de carbón activado, dosificación de productos químicos, o algún tipo de tratamiento de olores.

Por otro lado, se tienen los olores generados por la inadecuada gestión de los residuos. Como medida de mitigación a esto, se plantea utilizar la lista de chequeo de la Tabla 34 para verificar si se cumplen las condiciones de operación. Si la condición se cumple, se procede a verificar la

siguiente sino se aplica la corrección o medida establecida en la misma lista.

Zona	Condiciones de operación a verificar	Corrección o medidas a implementar las condiciones ante el no cumplimiento de las condiciones
Pretratamiento	¿Los contenedores de residuos se encuentran por debajo de su capacidad máxima?	Proceder a vaciar los mismos enviando el contenido hacia su disposición final
	¿Los contenedores de residuos se encuentran cerrados?	Proceder a cerrarlos y registrar el incidente
	¿El suelo de la zona se encuentra limpio?	Limpiar el mismo con agua y escoba dirigiendo el líquido hacia los desagües internos y los residuos sólidos colocarlos en el contenedor de sólidos gruesos
	¿Las rejas están funcionando correctamente?	Bypassear la reja para proceder a su revisión por parte de mantenimiento. En caso de detectarse acumulación de residuos, limpiar la misma dejando los residuos en el contenedor de sólidos gruesos

Tabla 34: Lista de chequeo para verificar condiciones de operación y aplicar correcciones

Alivios no programados

En caso de corte de energía, automáticamente se encenderá el generador de respaldo previsto, por lo que no se prevén alivios en dicho escenario.

Por otro lado, pueden darse alivios debido a:

- Eventos de lluvia extremos
- Falla de funcionamiento

En los casos mencionados, se deberá encender el nivel de alarma automáticamente y dar aviso al personal de OSE UGD para que se analicen las causas y se actúe de forma rápida. En cada caso, la OSE UGD deberá evaluar si el vertimiento puede afectar la zona de baño en la playa cercana o no, de ser así deberá dar el aviso correspondiente a la población.

VI. Costos

A continuación, se presentan los costos de inversión del sistema Interceptor Costero, incluyendo las estaciones de bombeo principales, y los costos más detallados de la EB *Buenos Aires*.

En la Tabla 35, se presenta el rubrado, metrajes, costos unitarios y costo total del Interceptor Costero Zona Este de Maldonado, y en las Tabla 36 y Tabla 37, los costos de la estación de bombeo proyectada.

Rubro	Descripción	Un	Metraje	Precio Unitario (U\$S)	Precio Total (U\$S)	Monto Imponible Total (U\$S)	% del Total
1	RUBROS GENERALES				398,006	71,641	4 %
1.1	Implantación	gl	1	227,432	227,432		
1.2	Limpieza final de obra	gl	1	113,716	113,716		
1.3	Gestión de Residuos de Obras Civiles	gl	1	56,858	56,858		
2	INTERCEPTOR				4,064,082	731,535	44 %
2.1	TRAMOS A GRAVEDAD						
2.1.1	Suministro de tuberías de PEAD de diámetro 630 mm	m	2473	95	234,552		
2.1.2	Colocación de tubería de PEAD de DN 630 mm	m	2473	230	568,820		
2.1.3	Suministro de tuberías de PEAD de diámetro 710 mm	m	1472	121	177,644		
2.1.4	Colocación de tubería de PEAD de DN 710 mm	m	1472	250	367,915		
2.1.5	Suministro de tuberías de PEAD de diámetro 800 mm	m	1588	153	242,656		
2.1.6	Colocación de tubería de PEAD de DN 800 mm	m	1588	300	476,481		
2.1.7	Suministro y colocación de tuberías de PVC de diámetro 500 mm	m	466	290	135,134		
2.2	REGISTROS DE INSPECCIÓN						
2.2.1	Tipo 1 entre 2 y 3 m	u	23	1,942	44,667		
2.2.2	Tipo 1 entre 3 y 4 m	u	14	2,210	30,938		
2.2.3	Tipo 1 entre 4 y 5 m	u	14	2,515	35,205		
2.2.4	Tipo 2 entre 3 y 4 m	u	1	3,146	3,146		
2.2.5	Especial entre 2 y 3 m	u	9	4,827	43,447		
2.2.6	Especial entre 3 y 4 m	u	9	5,793	52,137		
2.2.7	Especial entre 4 y 5 m	u	4	7,241	28,965		
2.3	REMOCIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS						
2.3.1	Pavimento de tosca	m2	3538	20	70,786		
2.3.2	Carpeta asfáltica en calzada	m2	4168	122	507,931		
2.3.3	Tierra vegetal y tepes	m2	64	6	384		
2.4	ALIVIADEROS						
2.4.1	Suministro de tuberías de PEAD de diámetro 630 mm	m	93	95	8,820		
2.4.2	Colocación de tubería de PEAD de DN 630 mm	m	93	230	21,390		
2.4.3	Tanques de almacenamiento	un	3	337,688	1,013,063		
3	ESTACIONES DE BOMBEO PRINCIPALES				4,682,688	116,869	51 %
3.1	EB Donato Nuevo	gl	1	649,271	649,271		
3.2	EB BsAs	gl	1	920,320	920,320		
3.3	EB Rotonda	gl	1	1,255,779	1,255,779		
3.4	EB Dunas	gl	1	1,857,317	1,857,317		
Subtotal				U\$S	9,144,775	920,045	
Leyes sociales (71,8 % del Monto Imponible)				U\$S		660,592	
IVA				U\$S	2,011,851		
Total (incluye IVA)				U\$S	11,156,626		
Imprevistos (15 %)				U\$S	1,772,583		
Total General (incluye IVA, leyes sociales e imprevistos)				U\$S	13,589,800		

Tabla 35: Costos de inversión de Sistema Interceptor Costero Zona Este

Rubro	Descripción	Un	Metraje	Precio Unitario (U\$S)	Precio Total (U\$S)	Monto Imponible Total (U\$S)	% del Total
1	RUBROS GENERALES				48115	8661	5 %
1.1	Implantación	gl	1	23874	23874		
1.2	Limpieza final de obra	gl	1	11937	11937		
1.3	Gestión de Residuos de Obras Civiles	gl	1	5969	5969		
1.4	Cerco perimetral	m	113	35	3955		
1.5	Iluminación	gl	1	980	980		
1.6	Agua Potable	gl	1	400	400		
1.7	Portón de acceso	un	1	1000	1000		
2	OBRA CIVIL				131540	23677	14 %
2.2	MOVIMIENTO DE SUELOS						
2.2.1	Excavación	m3	124	5	620		
2.2.2	Excavación en presencia de napa freática	m3	284	6	1704		
2.2.3	Pavimento de tosca	m2	262	20	5241		
2.3	HORMIGÓN						
2.3.1	Muros	m3	60	1257	75814		
2.3.2	Losa	m3	31	1058	33013		
2.3.3	Rellenos	m3	3	526	1656		
2.4	OTROS						
2.4.1	Pórtico para izaje de bombas	un	1	8700	8700		
2.4.2	Barandas de acero en cámara de válvulas	m	22.5	150	3375		
2.4.3	Escaleras de bajada	un	2	500	1000		
2.4.4	Eslinga de cadena p/izaje	un	1	226	226		
2.4.5	Ojo de enganche	un	1	190	190		
3	EQUIPOS ELECTROMECAÑICOS				327037	58867	36 %
3.1	Bomba sumergible FLYGT NP 3301 HT 3~458	un	4	45428	181712		
3.2	Rejas mecánicas	un	2	40000	80000		
3.3	Variador de frecuencia	un	4	3500	14000		
3.4	AGITADOR SUMERGIBLE POTENCIA EN EL EJE: 2.5 KW	un	1	7000	7000		
3.5	SENSOR DE NIVEL CONTÍNUO PIEZORRESISTIVO	un	1	1055	1055		
3.6	GRUPO ELECTROGENO CU330 KVA	un	1	36070	36070		
3.7	Caudalímetro	un	1	7200	7200		
4	ACCESORIOS Y TUBERÍAS				60943	10970	7 %
4.1	Montaje general	gl	1	21530	21530		
4.2	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 100 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	1	180	180		
4.3	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 200 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	4	331	1324		
4.4	COMPUERTA C/ACCIONAMIENTO MANUAL	un	5	2720	13600		
4.5	MONORRIEL IPN180, CARRO Y POLIPASTO MANUAL 850 Kg	un	1	152	152		
4.6	VÁLVULA DE RETENCIÓN A BOLA EXTR. BRIDADOS DN 200	un	4	594	2378		
4.7	VÁLVULA ESCLUSA EXTR. BRIDADOS DN 200	un	4	338	1353		
4.8	VÁLVULA ESCLUSA EXTR. BRIDADOS DN 100	un	3	139	418		
4.9	ABRAZADERA PARA CAÑO DN 200 DE FUNDICIÓN DÚCTIL	un	4	3	12		
4.10	JUNTA DE DESMONTAJE AUTOPORTANTE EXTR. BRID. DN 200	un	8	418	3344		
4.11	CAÑO PVC DN 100 PARA SENSOR DE NIVEL CONTÍNUO	m	4	13	51		
4.12	CANERÍA DE VENTILACIÓN DN 315 - PVC CON PROTECCIÓN UV	m	4	374	1497		
4.13	PEDESTAL CON VOLANTE PARA COMPUERTAS	un	3	583	1750		
4.14	SENSOR DE NIVEL TIPO BOYA	un	4	283	1132		
4.15	SOPORTE PARA CADENA DE IZAJE EN ACERO INOX. AISI 304	un	1	32	32		
4.16	EXTRACTOR EÓLICO DN 300	un	1	439	439		
4.17	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 300 / dn 200 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	4	546	2182		
4.18	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 300 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	1	565	565		
4.19	ABRAZADERA PARA CAÑO DE PVC DN 100	un	1	2	2		
4.20	CADENA DE IZAJE EN ACERO INOX. (Cap:850Kg)	m	10	11	110		
4.21	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 400 PEAD / dn 300 FUNDICIÓN DÚCTIL 1 u.	un	1	665	665		
4.22	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 300 / dn 100 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	1	426	426		
4.23	TEE DN 200 / dn 50 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	4	335	1340		
4.24	TEE DN 300 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	6	765	4590		
4.25	CODO 90° DN 100 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	7	92	643		
4.26	CODO 90° DN 200 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	4	211	844		
4.27	ADAPTADOR BRIDA PEAD DN 300	un	1	300	300		
4.28	TEE DN 100 FUNDICIÓN DÚCTIL	un	1	85	85		

Tabla 36: Costos de inversión de estación de bombeo Buenos Aires (1/2)

Rubro	Descripción	Un	Metraje	Precio Unitario (U\$S)	Precio Total (U\$S)	Monto Imponible Total (U\$S)	% del Total
5	IMPULSIÓN				346851	62433	38 %
5.1	Tanque hidroneumático de 4 m3	un	2	57565	115130		
5.2	Suministro de tuberías de PEAD de diámetro 400 mm	m	792	72	56676		
5.3	Colocación de tuberías de PEAD de DN 400 mm	m	792	200	158400		
5.4	Suministro de tuberías de FD de diámetro 200 mm	m	23	12	270		
5.5	Colocación de tuberías de PEAD de DN 200 mm	m	23	50	1152		
5.6	Suministro de tuberías de FD de diámetro 300 mm	m	10	8	74		
5.7	Colocación de tuberías de PEAD de DN 300 mm	m	10	55	550		
5.8	Suministro y colocación de tuberías de FD de diámetro 100 mm	m	12	4	50		
5.9	CODO 90° DN 400 mm PEAD	un	1	259	259		
5.10	TEE PEAD DN 400 / dn 200	un	1	116	116		
5.11	MACIZO DE ANCLAJE	un	1	650	650		
5.12	Cámara de válvula	un	1	1578	1578		
5.13	VALVULA VENTOSA DE TRIPLE EFECTO ANTISLAM	un	1	10369	10369		
5.14	CÁMARA DE DESCARGA	un	1	1578	1578		
6	REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE SUELOS				5833	1050	1 %
6.1	Pavimiento de tosca	m2	54	20	1080		
6.2	Tierra vegetal y tepes	m2	792	6	4753		
Subtotal				U\$S	920,320	165,658	
Leyes sociales (71,8 % del Monto Imponible)						118,942	
IVA				U\$S	202,470		
Total (incluye IVA)				U\$S	1,122,790		
Imprevistos (15 %)				U\$S	186,260		
Total General (incluye IVA, leyes sociales e imprevistos)				U\$S	1,427,992		

Tabla 37: Costos de inversión de estación de bombeo Buenos Aires (2/2)

Anexos

13. Métodos matemáticos

Para proyectar la población y la cantidad de viviendas al año final de período de previsión (año 2055), se emplean 3 métodos matemáticos distintos: aritmético, geométrico y logístico.

A continuación se describen los distintos métodos, mencionando sus características principales que tiene cada enfoque.

13.1. Método aritmético

El método aritmético es el enfoque más simple para proyectar la población y se basa en el supuesto de que el crecimiento poblacional se mantiene constante durante un período determinado. En este método, se toma la diferencia aritmética entre la población inicial y final en un período de tiempo determinado y se aplica esta tasa de crecimiento constante para proyectar la población futura. Es decir, se proyecta un crecimiento lineal en la población.

Las características de este método son:

- Mejor para localidades con un crecimiento constante y lineal de la población.
- No tiene en cuenta factores que puedan afectar el crecimiento de la población, como cambios demográficos, eventos históricos o migración significativa.

13.2. Método Geométrico

El método geométrico utiliza una tasa de crecimiento constante para proyectar la población, asumiendo que el crecimiento es exponencial en lugar de lineal. En este enfoque, se utiliza la tasa de crecimiento porcentual para multiplicar la población inicial en cada período y obtener la proyección para el siguiente período. Esto implica que la tasa de crecimiento se mantiene constante a lo largo del tiempo.

A continuación se presentan las características principales que tiene este método:

- Mejor para localidades donde el crecimiento poblacional es rápido y tiende a ser exponencial.
- No considera factores que puedan afectar el crecimiento de la población a largo plazo, como la capacidad de carga del entorno o el envejecimiento de la población.

13.3. Método Logístico

El método logístico es un enfoque más sofisticado que tiene en cuenta la capacidad de carga del entorno y la estabilización del crecimiento poblacional a medida que se alcanza dicho límite. Se basa en la curva logística, que muestra un crecimiento exponencial inicial y luego se aplan a medida que la población se acerca a su capacidad máxima. Este método considera la tasa de crecimiento actual en relación con la capacidad de carga para determinar el crecimiento proyectado.

Este enfoque presenta las siguientes características:

- Mejor para localidades que están cerca de o han alcanzado su capacidad máxima de población.
- Tiene en cuenta factores como la capacidad de carga del entorno y el equilibrio entre el crecimiento y la disminución de la población.
- Proporciona proyecciones más realistas a largo plazo al considerar el crecimiento limitado de la población.

13.4. Resultados obtenidos

En la siguientes tablas, se presenta los resultados obtenidos de las distintas proyecciones realizadas para la estimación de la cantidad de habitantes previstos para inicio y final de período de previsión, 2025 y 2055, respectivamente.

Localidad			El Tesoro	La Barra	Manantiales	Baln. Bs As y El Chorro
Método Matemático	Aritmético	Población estimada	2626	400	158	4303
		R^2	0.90	0.93	0.70	0.66
		EMC	8.77E+05	1.03E+03	2.09E+03	1.05E+07
	Geométrico	Población estimada	4460	371	159	12600
		R^2	0.98	0.91	0.60	0.99
		EMC	1.03E+04	3.70E+03	2.49E+03	1.94E+03
	Logístico	Población estimada	1799	362	151	2094
		R^2	0.95	0.97	0.84	0.77
		EMC	1.60E+04	8.07E+02	1.16E+03	2.13E+05

Tabla 38: Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de población fija al año 2025

Localidad			El Tesoro	La Barra	Manantiales	Baln. Bs As y El Chorro
Método Matemático	Aritmético	Población estimada	6336	10750	3958	25736
		R ²	0.87	0.85	0.89	0.98
		EMC	1.71E+05	6.67E+05	3.91E+04	1.54E+06
	Geométrico	Población estimada	6572	11341	3957	26102
		R ²	0.85	0.90	0.91	0.99
		EMC	1.73E+05	3.51E+05	1.56E+04	6.88E+05
	Logístico	Población estimada	5532	11107	4078	22045
		R ²	0.65	0.89	0.88	0.95
		EMC	3.23E+05	4.73E+05	3.96E+04	1.64E+06

Tabla 39: Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de población máxima para el año 2055, a partir de los datos de la consultoría realizada por CSI Ingenieros

Localidad			El Tesoro	La Barra	Manantiales	Baln. Bs As y El Chorro
Método Matemático	Aritmético	Viviendas estimadas	2956	2065	1197	8633
		R ²	0.88	0.94	0.87	0.87
		EMC	4.25E+05	3.16E+04	8.14E+03	1.57E+06
	Geométrico	Viviendas estimadas	21879	2314	2902	24883
		R ²	0.95	0.98	0.97	0.99
		EMC	1.01E+05	9.05E+04	6.69E+03	2.31E+04
	Logístico	Viviendas estimadas	1505	1599	491	3965
		R ²	0.74	0.96	0.50	0.88
		EMC	1.82E+05	4.20E+04	2.26E+04	4.04E+05

Tabla 40: Resultados de modelos matemáticos utilizados para la proyección de viviendas totales para el año 2055, a partir de censos históricos realizados por el INE

14. Planillas de cálculo de tramos por gravedad

Planilla de cálculo tramo T01

Nº Colector	Longitud (m)	Caudales de diseño		Profundidades		Tapadas		Pendiente S colector (m/m)	Diámetro nominal DN (mm)	Coef. de Manning (n)	Condición hidráulica FINAL			Condición hidráulica INICIAL	
		CAUDAL total FINAL (L/s)	CAUDAL total INICIAL (L/s)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)				y/d (%)	Velocidad (m/s)	Fr	y/d (%)	Tensión tractiva (Pa)
T01-001	80	111	9	1.70	1.77	1.22	1.30	0.0025	500	0.0130	60%	1.00	0.65	16%	1.04
T01-002	77	111	9	1.79	1.82	1.32	1.35	0.0025	500	0.0130	60%	1.00	0.65	16%	1.04
T01-003	79	111	9	1.84	2.06	1.37	1.59	0.0025	500	0.0130	60%	1.00	0.65	16%	1.04
T01-004	78	127	9	2.09	1.85	1.61	1.38	0.0025	500	0.0130	66%	1.03	0.62	16%	1.04
T01-005	73	127	9	1.87	2.13	1.40	1.65	0.0025	500	0.0130	66%	1.03	0.62	16%	1.04
T01-006	79	127	9	2.15	1.88	1.67	1.40	0.0025	500	0.0130	66%	1.03	0.62	16%	1.04
T01-007	80	167	9	1.99	2.45	1.40	1.86	0.0025	630	0.0130	54%	1.11	0.70	12%	1.00
T01-008	81	167	9	2.47	2.93	1.88	2.34	0.0025	630	0.0130	54%	1.11	0.70	12%	1.00
T01-009	76	167	9	2.95	3.20	2.36	2.61	0.0025	630	0.0130	54%	1.11	0.70	12%	1.00
T01-010	72	178	10	3.22	4.30	2.63	3.71	0.0025	630	0.0130	56%	1.13	0.69	13%	1.05
T01-011	76	178	10	4.32	4.09	3.73	3.50	0.0025	630	0.0130	56%	1.13	0.69	13%	1.05
T01-012	78	178	10	4.11	4.14	3.52	3.54	0.0025	630	0.0130	56%	1.13	0.69	13%	1.05
T01-013	78	187	11	4.16	4.37	3.56	3.78	0.0025	630	0.0130	58%	1.14	0.69	13%	1.09
T01-014	78	187	11	4.39	3.52	3.80	2.92	0.0025	630	0.0130	58%	1.14	0.69	13%	1.09
T01-015	78	187	11	3.54	3.26	2.94	2.67	0.0025	630	0.0130	58%	1.14	0.69	13%	1.09
T01-016	73	187	11	3.28	4.12	2.69	3.53	0.0025	630	0.0130	58%	1.14	0.69	13%	1.09
T01-017	76	192	11	4.14	4.11	3.55	3.52	0.0025	630	0.0130	59%	1.14	0.68	13%	1.11
T01-018	76	192	11	4.13	4.27	3.54	3.68	0.0025	630	0.0130	59%	1.14	0.68	13%	1.11
T01-019	75	192	11	4.34	4.26	3.68	3.60	0.0025	710	0.0130	50%	1.15	0.73	12%	1.09
T01-020	78	224	11	4.28	4.61	3.62	3.96	0.0025	710	0.0130	54%	1.19	0.71	12%	1.10
T01-021	78	224	11	4.63	4.35	3.98	3.69	0.0025	710	0.0130	54%	1.19	0.71	12%	1.10
T01-022	72	228	12	4.37	4.27	3.71	3.61	0.0025	710	0.0130	55%	1.20	0.71	12%	1.11
T01-023	85	228	12	4.36	4.63	3.61	3.87	0.0025	800	0.0130	45%	1.20	0.76	10%	1.08
T01-024	72	228	12	4.65	4.24	3.89	3.49	0.0025	800	0.0130	45%	1.20	0.76	10%	1.08
T01-025	40	246	13	4.26	3.95	3.51	3.20	0.0025	800	0.0130	46%	1.22	0.75	10%	1.11
T01-026	27	246	13	3.97	3.76	3.22	3.01	0.0025	800	0.0130	46%	1.22	0.75	10%	1.11

Planilla de cálculo tramo T02

Nº Colector	Longitud (m)	Caudales de diseño		Profundidades		Tapadas		Pendiente S colector (m/m)	Diámetro nominal DN (mm)	Coef. de Manning (n)	Condición hidráulica FINAL			Condición hidráulica INICIAL	
		CAUDAL total FINAL (L/s)	CAUDAL total INICIAL (L/s)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)				y/d (%)	Velocidad (m/s)	Fr	y/d (%)	Tensión tractiva (Pa)
T02-001	91	216	216	1.79	1.97	1.20	1.38	0.0020	630	0.0130	69%	1.07	0.56	69%	3.24
T02-002	93	288	217	1.99	1.79	1.40	1.20	0.0235	630	0.0130	39%	2.93	2.26	33%	23.53
T02-003	113	288	217	1.81	1.79	1.22	1.20	0.0666	630	0.0130	29%	4.26	3.85	26%	53.25
T02-004	97	298	218	2.09	2.84	1.50	2.25	0.0035	630	0.0130	71%	1.43	0.73	57%	5.15
T02-005	76	298	218	2.86	3.36	2.27	2.77	0.0035	630	0.0130	71%	1.43	0.73	57%	5.15
T02-006	120	298	218	3.38	4.30	2.79	3.71	0.0035	630	0.0130	71%	1.43	0.73	57%	5.15
T02-007	88	302	219	4.32	3.63	3.73	3.04	0.0035	630	0.0130	72%	1.43	0.73	57%	5.16
T02-008	68	302	219	3.65	3.29	3.06	2.70	0.0035	630	0.0130	72%	1.43	0.73	57%	5.16
T02-009	120	302	219	3.31	3.46	2.72	2.87	0.0035	630	0.0130	72%	1.43	0.73	57%	5.16
T02-010	4	309	219	3.48	3.52	2.89	2.93	0.0035	630	0.0130	73%	1.44	0.72	57%	5.16
T02-011	73	309	219	3.54	3.49	2.95	2.90	0.0035	630	0.0130	73%	1.44	0.72	57%	5.16
T02-012	16	321	220	3.51	4.30	2.92	3.71	0.0040	630	0.0130	71%	1.53	0.78	55%	5.76

Planilla de cálculo tramo T03

Nº Colector	Longitud (m)	Caudales de diseño		Profundidades		Tapadas		Pendiente S colector (m/m)	Diámetro nominal DN (mm)	Coef. de Manning (n)	Condición hidráulica FINAL			Condición hidráulica INICIAL	
		CAUDAL total FINAL (L/s)	CAUDAL total INICIAL (L/s)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)				y/d (%)	Velocidad (m/s)	Fr	y/d (%)	Tensión tractiva (Pa)
T03-001	101	280	280	1.69	1.69	1.10	1.10	0.0102	630	0.0130	48%	2.14	1.45	48%	13.48
T03-002	76	280	280	1.71	1.69	1.12	1.10	0.0264	630	0.0130	37%	3.03	2.40	37%	28.62
T03-003	118	280	280	1.71	1.69	1.12	1.10	0.0360	630	0.0130	34%	3.39	2.82	34%	36.61
T03-004	107	280	280	1.71	1.69	1.12	1.10	0.0571	630	0.0130	30%	4.00	3.56	30%	52.61
T03-005	98	280	280	1.73	1.69	1.14	1.10	0.0290	630	0.0130	36%	3.13	2.52	36%	30.84
T03-006	65	280	280	1.75	1.69	1.16	1.10	0.0133	630	0.0130	45%	2.36	1.67	45%	16.59
T03-007	21	352	321	3.00	3.50	2.41	2.91	0.0200	630	0.0130	45%	2.91	2.05	43%	24.34
T03-008	6	374	339	3.52	3.62	2.93	3.03	0.0200	630	0.0130	47%	2.96	2.04	44%	24.89

Planilla de cálculo tramo T04

Nº Colector	Longitud (m)	Caudales de diseño		Profundidades		Tapadas		Pendiente S colector (m/m)	Diámetro nominal DN (mm)	Coef. de Manning (n)	Condición hidráulica FINAL			Condición hidráulica INICIAL	
		CAUDAL total FINAL (L/s)	CAUDAL total INICIAL (L/s)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)	AGUAS ARRIBA del tramo (m)	AGUAS ABAJO del tramo (m)				y/d (%)	Velocidad (m/s)	Fr	y/d (%)	Tensión tractiva (Pa)
T04-001	73	362	362	1.85	1.77	1.18	1.10	0.0049	710	0.0130	58%	1.73	0.98	58%	7.50
T04-002	119	362	362	1.79	1.77	1.12	1.10	0.0366	710	0.0130	33%	3.63	2.91	33%	37.07
T04-003	120	362	362	1.84	1.77	1.17	1.10	0.0140	710	0.0130	43%	2.56	1.77	43%	17.37
T04-004	100	380	376	2.07	2.31	1.40	1.64	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-005	106	380	376	2.33	3.06	1.66	2.39	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-006	71	380	376	3.06	4.79	2.39	4.13	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-007	95	380	376	4.81	3.12	4.15	2.45	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-008	72	380	376	3.14	3.87	2.47	3.20	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-009	75	380	376	3.89	2.88	3.22	2.21	0.0030	710	0.0130	71%	1.43	0.69	71%	5.12
T04-010	92	380	376	2.90	1.77	2.23	1.10	0.0144	710	0.0130	43%	2.62	1.78	43%	18.03
T04-011	126	380	376	1.79	1.77	1.12	1.10	0.0166	710	0.0130	42%	2.76	1.93	41%	20.19
T04-012	119	380	376	1.79	1.77	1.12	1.10	0.0353	710	0.0130	34%	3.63	2.85	34%	36.60
T04-013	120	386	377	2.07	3.63	1.32	2.88	0.0020	800	0.0130	66%	1.25	0.60	65%	3.69
T04-014	120	386	377	3.65	3.84	2.90	3.09	0.0020	800	0.0130	66%	1.25	0.60	65%	3.69
T04-015	105	408	379	3.87	4.38	3.12	3.63	0.0020	800	0.0130	69%	1.26	0.59	65%	3.70
T04-016	68	438	381	4.41	4.57	3.66	3.82	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-017	100	438	381	4.59	4.85	3.84	4.10	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-018	84	438	381	4.87	3.85	4.12	3.10	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-019	75	438	381	3.87	3.24	3.12	2.49	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-020	77	438	381	3.26	2.63	2.51	1.88	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-021	77	438	381	2.65	2.38	1.90	1.63	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-022	77	438	381	2.40	2.33	1.65	1.58	0.0020	800	0.0130	73%	1.27	0.57	65%	3.71
T04-023	75	450	384	2.35	2.30	1.60	1.55	0.0025	800	0.0130	68%	1.40	0.66	61%	4.46
T04-024	89	450	384	2.32	2.15	1.57	1.39	0.0025	800	0.0130	68%	1.40	0.66	61%	4.46
T04-025	71	450	384	2.17	2.05	1.41	1.30	0.0025	800	0.0130	68%	1.40	0.66	61%	4.46
T04-026	117	450	384	2.07	2.56	1.32	1.81	0.0030	800	0.0130	64%	1.51	0.75	57%	5.16
T04-027	62	453	385	2.58	2.91	1.83	2.16	0.0030	800	0.0130	64%	1.51	0.75	58%	5.17
T04-028	49	507	387	2.95	3.36	2.20	2.60	0.0030	800	0.0130	69%	1.54	0.72	58%	5.18

15. Planillas de caudales por subcuencas y estaciones de bombeo

CAUDALES POR GRAVEDAD POR CADA SUBCUENCA																
Id cuenca	DENSIDAD DE HABITANTES POR AAHH FINAL DE PERÍODO					ÁREAS DENTRO DE LA CUENCA RESPECTO A SU Df					Área elemento (ha)	A acumulada (ha)	POBLACIÓN ACUMULADA (hab)	FÓRMULA DE HARMON	Q _{inf} (L/s)	Q _{max,h} (L/s)
	NUEVOS FRACCIONAMIENTOS	EL CHORRO Y BALN. BS AS	MANANTIALES	LA BARRA	EL TESORO	A_df1(ha)	A_df2 (ha)	A_df3 (ha)	A_df4 (ha)	A_df5 (ha)				K1K2		
	Df1 (hab/ha)	Df2 (hab/ha)	Df3 (hab/viv)	Df4 (hab/ha)	Df5 (hab/ha)											
CI-01-01	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	19	22	0	0	0	41	41	1956	3.6	5.3	22
CI-01-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	11	21	0	0	0	32	73	3533	3.4	9.7	38
CI-01-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	82	0	0	0	82	155	7988	3.1	19.2	78
CI-01-10	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	26	0	0	0	26	181	9394	3.0	21.9	89
CI-01-13	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	19	0	0	0	19	201	10453	2.9	24.0	98
CI-01-17	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	12	0	0	0	12	212	11088	2.9	25.3	103
CI-01-20	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	33	0	0	0	33	245	12865	2.8	29.6	118
CI-01-22	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	9	0	0	0	9	254	13375	2.8	30.8	122
CI-01-25	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	41	0	0	0	41	295	15601	2.8	35.8	140
CI-02-02	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	14	0	0	0	14	14	775	3.9	1.1	8
CI-02-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	12	0	0	0	12	26	1428	3.7	1.8	14
CI-02-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	8	0	0	0	8	34	1855	3.6	2.3	18
CI-02-10	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	13	0	0	0	13	48	2587	3.5	3.8	26
CI-02-12	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	7	8	0	0	15	63	3360	3.4	4.7	33
CI-03-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	8	72	0	80	80	2940	3.4	5.0	35
CI-03-08	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	8	0	0	8	88	3319	3.4	5.9	39
CI-04-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	8	0	8	8	294	4.1	0.7	4
CI-04-14	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	15	0	15	23	816	3.9	1.7	11
CI-04-16	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	48	7	55	78	2654	3.5	5.7	33
CI-04-18	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	33	27	59	137	4361	3.3	10.8	52
CI-04-25	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	5	46	51	189	5495	3.2	14.0	63
CI-04-29	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	2	15	17	206	5872	3.2	15.3	67
CI-04-30	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	0	80	80	286	7532	3.1	19.9	82

CAUDAL DE INFILTRACIÓN DE CADA SUBCUENCA														
Id cuenca	DENSIDAD DE HABITANTES POR AAHH FINAL DE PERÍODO					L red existente (m)	ÁREAS SIN SANEAR DENTRO DE LA CUENCA RESPECTO A SU Df					Qinf,existente (L/s)	Qinf,nuevo (L/s)	Qinf,total (L/s)
	NUEVOS FRACCIONAMIENTOS	EL CHORRO Y BALN. BS AS	MANANTIALES	LA BARRA	EL TESORO		A_df1(ha)	A_df2 (ha)	A_df3 (ha)	A_df4 (ha)	A_df5 (ha)			
	Df1 (hab/ha)	Df2 (hab/ha)	Df3 (hab/viv)	Df4 (hab/ha)	Df5 (hab/ha)									
CI-01-01	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	19.2	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	5.3
CI-01-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	11.5	20.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	9.7
CI-01-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.3	81.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	19.2
CI-01-10	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	2085	0.0	11.5	0.0	0.0	0.0	0.8	1.8	21.9
CI-01-13	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1588	0.0	9.2	0.0	0.0	0.0	0.6	1.5	24.0
CI-01-17	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	954	0.0	5.5	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	25.3
CI-01-20	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	435	0.0	30.1	0.0	0.0	0.0	0.2	4.1	29.6
CI-01-22	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	875	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.9	30.8
CI-01-25	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1486	0.0	33.0	0.0	0.0	0.0	0.6	4.4	35.8
CI-02-02	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1904	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.8	0.3	1.1
CI-02-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	856	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	1.8
CI-02-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1182	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.5	0.1	2.3
CI-02-10	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1024	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0	0.4	1.1	3.8
CI-02-12	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1208	0.0	1.7	0.5	0.0	0.0	0.5	0.5	4.7
CI-03-07	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	9055	0.0	4.3	4.9	0.0	0.0	3.6	1.6	5.2
CI-03-08	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1033	0.0	0.0	2.9	0.0	0.0	0.4	0.5	6.1
CI-04-04	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1716	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	0.7
CI-04-14	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	2200	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.9	0.1	1.7
CI-04-16	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	4845	0.0	0.0	0.0	20.2	0.0	1.9	2.1	5.7
CI-04-18	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1776	0.0	0.0	0.0	32.8	16.8	0.7	4.4	10.8
CI-04-25	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	6061	0.0	0.0	0.0	2.3	4.3	2.4	0.7	14.0
CI-04-33	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	1812	0.0	0.0	0.0	1.1	4.5	0.7	0.6	15.3
CI-04-34	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	3896	0.0	0.0	0.0	0.0	47.4	1.6	3.0	19.9

CAUDALES DE ESTACIONES DE BOMBEO																		
ID BOMBEO	DENSIDAD DE HABITANTES POR AAHH FINAL DE PERÍODO					ÁREAS DENTRO DE LA CUENCA RESPECTO A SU Df					A TOTAL (ha)	POBLACIÓN ACUMULADA (hab)	FÓRMULA DE HARMON	Q _{inf} (L/s)	Q _{med,d} (L/s)	Q _{max,h} (L/s)	FS	Q _{diseño} (L/s)
	NUEVOS FRACCIONAMIENTOS	EL CHORRO Y BALN. BS AS	MANANTIALES	LA BARRA	EL TESORO	A_df1(ha)	A_df2 (ha)	A_df3 (ha)	A_df4 (ha)	A_df5 (ha)								
	Df1 (hab/ha)	Df2 (hab/ha)	Df3 (hab/viv)	Df4 (hab/ha)	Df5 (hab/ha)													
PB BsAs Norte	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	23	0	0	0	23	1254	3.7	3	3	15	1.2	17
PB Buenos Aires	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	183	318	0	0	0	502	24581	2.6	45	59	197	1.1	217
PB Chorro 1	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	7	0	0	0	7	404	4.0	1	1	5	1.2	6
PB Chorro 2	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	23	0	0	0	23	1265	3.7	3	3	15	1.2	18
PB Chorro 3	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	58	0	0	0	58	3172	3.4	7	8	33	1.2	40
PB Chorro 4	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	98	0	0	0	98	5342	3.2	11	13	53	1.2	63
PB Donato Nuevo	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	153	31	0	0	0	184	7729	3.1	17	19	74	1.2	89
PB Dunas	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	72	479	83	183	0	818	39341	2.4	66	100	303	1.1	333
PB El Tesoro Norte	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	0	141	141	2932	3.5	8	7	32	1.2	39
PB Ocean Stread	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	48	0	48	1703	3.6	3	5	21	1.2	25
PB Posta	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	0	24	0	24	835	3.8	2	2	11	1.2	14
PB Rotonda	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	184	479	8	0	0	671	33746	2.4	56	82	254	1.1	280
PB Terrazas	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0	57	0	0	57	2694	3.5	4	8	31	1.2	38

CAUDAL DE INFILTRACIÓN DE CADA CUENCA DE BOMBEO														
Id cuenca	DENSIDAD DE HABITANTES POR AAHH FINAL DE PERÍODO					L red existente (m)	ÁREAS SIN SANEAR DENTRO DE LA CUENCA RESPECTO A SU Df					Qinf,existen te (L/s)	Qinf,nuevo (L/s)	Qinf,total (L/s)
	NUEVOS FRACCIONAMIENTOS	EL CHORRO Y BALN. BS AS	MANANTIALES	LA BARRA	EL TESORO		A_df1(ha)	A_df2 (ha)	A_df3 (ha)	A_df4 (ha)	A_df5 (ha)			
	Df1 (hab/ha)	Df2 (hab/ha)	Df3 (hab/viv)	Df4 (hab/ha)	Df5 (hab/ha)									
PB BsAs Norte	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.0	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	3
PB Buenos Aires	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	7683	183.5	280.2	0.0	0.0	0.0	3.1	42.0	45
PB Chorro 1	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.0	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	1
PB Chorro 2	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.0	23.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3	3
PB Chorro 3	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.0	58.3	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	7
PB Chorro 4	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	0	0.0	97.9	0.0	0.0	0.0	0.0	11.1	11
PB Donato Nuevo	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	259	152.6	31.2	0.0	0.0	0.0	0.1	16.9	17
PB Dunas	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	30662	182.9	389.7	16.1	4.9	0.0	12.3	53.5	66
PB El Tesoro Norte	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	347	0.0	0.0	0.0	0.0	141.4	0.1	7.7	8
PB Ocean Stread	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	5824	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	2.3	0.6	3
PB Posta	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	4546	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	1.8	0.1	2
PB Rotonda	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	13857	183.7	389.8	0.5	0.0	0.0	5.5	50.9	56
PB Terrazas	39.5	54.4	47.4	35.3	20.7	6684	0.0	0.0	6.5	0.0	0.0	2.7	1.0	4

ESTACIONES DE BOMBEO PRINCIPALES DEL SISTEMA INTERCEPTOR COSTERO

Referencias

- ABTN (1986). Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Technical report, ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Alem Sobrinho, P., . T. T. (1999). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. 628.3 A351c 2. ed.
- ANCAP-MIEM (2012). Decreto ancap. Technical report, Ministerio de Industria, Energía y Minería.
- CSI (2018-2020). Demanda de agua potable en el departamento de maldonado. Technical report, CSI Ingenieros.
- DINAMIGE (2012). Visualizador geominero.
<https://visualizadorgeominero.dinamige.gub.uy/DinamigeMVC2/>.
- IDEUY (2018). Visualizador ideuy. https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/.
- OSE (2012). Proyecto ejecutivo de saneamiento, drenaje pluvial y vialidad de ciudad de la costa - memoria de redes de saneamiento zona b. Technical report, OSE,IMC.
- OSE (2018). Reglamento para el trámite y ejecución de proyecto y obras de abastecimiento de agua potable y saneamiento. Technical report, Obras Sanitarias del Estado.
- SEPS (2018). Guía para presentación de proyectos. Technical report, Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento, Intendencia de Montevideo.
- Tahal Consulting Engineers Ltd. (2005). Informe magnético, temas comunes. Technical report.



FACULTAD DE
INGENIERÍA



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY

Memoria de Especificaciones Técnicas

Interceptor Costero y Estación de Bombeo Buenos Aires,
Maldonado

2023-2024

AUTORES:

Lucas Piaggio
Agustín Vesperoni

TUTORES:

Gabriel Díaz
Julieta López

14 de mayo de 2024

Índice

1. Introducción	3
2. Estación de bombeo	4
2.1. Implantación y replanteo de la obra	4
2.1.1. Preparación del terreno	4
2.1.2. Replanteo de la obra	5
2.1.3. Depósito de materiales	5
2.1.4. Mantenimiento y retiro de las construcciones provisionales	5
2.1.5. Prevención de accidentes de trabajo	5
2.2. Pozo de bombeo	5
2.3. Cámara de rejillas	5
2.3.1. Rejas mecánicas	6
2.3.2. Compuertas murales	6
2.4. Cámara de bombas	7
2.4.1. Equipos de bombeo	7
2.4.2. Agitador sumergible	8
2.5. Cámara de válvulas	9
2.6. Especificaciones técnicas de las tuberías	9
2.7. Especificaciones técnicas de las piezas especiales y aparatos	9
2.7.1. Piezas especiales	9
2.7.2. Tubería de desagüe	9
2.7.3. Válvula de cierre	9
2.7.4. Válvula de retención	10
2.8. Aliviadero	10
2.9. Tanque hidroneumático	10
2.10. Generador eléctrico	11
2.11. Obras de caminería y acondicionamiento del predio	11
2.11.1. Caminería de acceso	11
2.11.2. Acondicionamiento general	11
3. Línea de impulsión	12
3.1. Especificaciones generales	12
3.1.1. Descripción general del sistema	12
3.1.2. Manipulación de materiales para la tubería	12
3.1.3. Excavación	12
3.1.4. Instalación de tuberías	13
3.1.5. Anclajes	13
3.1.6. Relleno inicial de zanja	14
3.1.7. Pruebas hidráulicas	15
3.1.8. Ubicación de accesorios	15
3.2. Especificaciones particulares	15
3.2.1. Tuberías de polietileno de alta densidad PEAD	15
3.2.2. Tuberías de fundición dúctil	16
3.2.3. Válvula de aire	17

4. Tuberías por gravedad	18
4.1. Descripción general	18
4.2. Especificaciones técnicas de las tuberías	18
4.3. Suministro e instalación de tuberías de PEAD	18
4.3.1. Montaje de tuberías	18
4.3.2. Pruebas hidráulicas	19
4.4. Suministro e instalación de tuberías de PVC	20
4.4.1. Montaje de tuberías	20
4.4.2. Pruebas hidráulicas	20
4.5. Especificaciones de aros de goma	20

1. Introducción

En estas especificaciones se detallan las obras y suministros que se deberán llevar a cabo para la realización de la obra civil.

El contratista que realice dicha obra, tendrá a su cargo la realización de las obras, suministros y otros servicios necesarios para la construcción de pozo de bombeo ubicado en el Balneario Buenos Aires en el, departamento de Maldonado.

Se presentan condiciones técnicas referentes a materiales y recursos humanos que son técnicamente necesarias para el adecuado suministro y ejecución de obras y que no están específicamente explicitadas en la memoria descriptiva.

Se consideran que las especificaciones aquí propuestas son las consideraciones mínimas para la ejecución de las obras, el Contratista podrá proponer consideraciones diferentes a las presentadas.

2. Estación de bombeo

Estarán comprendidas en la obra las siguientes actividades:

- Implantación de la obra.
- Limpieza del predio y replanteo de las obras.
- Acondicionamiento del predio, incluyendo obras de caminería, evacuación de pluviales, cercado y colocación de portón.
- Obtención de permisos y trámites ante organismos públicos municipales y estatales.
- Identificación y gestión de interferencias, incluyendo canalizaciones subterráneas de servicios públicos (OSE, UTE, ANTEL).
- Cumplimiento de las Condiciones Generales de Instalaciones Subterráneas en faja de Dominio Público.
- Construcción de pozo de bombeo, cámara de rejás, cámara de válvulas, registros y cámaras.
- Suministro e instalación de equipamiento como equipos de bombeo, rejás, sistemas de izaje, etc.
- Instalación eléctrica de potencia e iluminación, incluyendo suministros.
- Remoción de pavimentos, veredas, cordones y obstáculos para la colocación de tuberías.
- Excavación de zanjas y acondicionamiento para recibir las tuberías, con medidas precautorias para proteger estructuras próximas.
- Suministro e instalación de tuberías de llegada, impulso y aliviadero, piezas especiales y aparatos.
- Suministro e instalación de tuberías de agua potable al pozo de bombeo, piezas especiales y aparatos.
- Relleno de zanjas y compactación.
- Reposición de pavimentos, veredas y cordones afectados por los trabajos, conforme a normativas municipales y reglas generales.
- Disposición final del material sobrante y excedente de tierra de excavaciones, y limpieza final de los lugares de trabajo en la vía pública y obradores.

2.1. Implantación y replanteo de la obra

2.1.1. Preparación del terreno

Se deberá demoler o retirar toda construcción, alambrado y todo obstáculo que hubiere en el terreno donde se construya alguna parte de la Obra. Esta exigencia comprende a los árboles y sus raíces, cuando su presencia perturbe la correcta ejecución del trabajo o pueda afectar a la obra en el futuro.

2.1.2. Replanteo de la obra

Para el replanteo de los distintos elementos que constituyen la Obra, se deberá prever un lugar de trabajo con material topográfico en cantidad y calidad adecuadas. Estos instrumentos deberán hallarse en todo momento en perfectas condiciones, para que el Director de Obra pueda efectuar las verificaciones que estime convenientes.

Para el replanteo altimétrico de cada tramo de tubería se tomará la cota de referencia correspondiente y las de zampeado según los planos que se adjuntan.

2.1.3. Depósito de materiales

Se deberá construir un depósito de dimensiones adecuadas, a juicio de la Dirección de Obra, perfectamente seco e impermeable, para el almacenaje de aquellos materiales que requieran ser protegidos de los agentes atmosféricos.

2.1.4. Mantenimiento y retiro de las construcciones provisoras

Una vez finalizada la obra, se deberá retirar el mobiliario de las oficinas de la Dirección de Obra y proceder a demoler las construcciones indicadas, retirando los materiales y dejando el terreno nivelado, libre de escombros y cegando los pozos que hubiere construido. Tanto el mobiliario como los materiales de las construcciones provisionales quedarán en su propiedad.

2.1.5. Prevención de accidentes de trabajo

En todo lo que sea aplicable, el Contratista deberá dar cumplimiento a las normas y reglamentos vigentes a efectos de prevenir accidentes en obra, así como posibles daños emergentes de la ejecución de la misma. Esta exigencia no exime al Contratista de acatar las indicaciones que imparte la Dirección de Obra para reforzar las medidas precautorias cuando ésta lo estime conveniente, ni de su obligación de asegurar a su personal, ni de cumplir con todos los requerimientos que al efecto imponen el Ministerio de Trabajo y Seguridad Social y el Banco de Seguros del Estado, incluyendo la solicitud de las inspecciones correspondientes.

2.2. Pozo de bombeo

El pozo de bombeo se compone de las siguientes unidades:

- Cámara de rejas
- Cámara de bombas
- Cámara de válvulas

2.3. Cámara de rejas

La cámara de rejas contará con dos canales de rejas, cada uno dotado de una reja de limpieza mecánica.

Se instalará una compuerta mural en la entrada de cada canal, con el mismo ancho que el canal respectivo, y una compuerta mural de menor ancho en la salida de cada uno, antes de la entrada al pozo de bombeo.

2.3.1. Rejas mecánicas

Se instalarán dos rejas mecánicas, una por cada canal de desbaste, que deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- Ancho de desbaste de 0,6 m.
- Separación de 20 mm.
- Ancho de barroto de 10 mm.
- Fabricadas con material de acero inoxidable.
- Deben contar con un motor eléctrico que es controlado por un temporizador que regula su frecuencia de limpieza. El montaje de las rejas será realizado siguiendo las instrucciones del fabricante

2.3.2. Compuertas murales

El suministro, montaje y puesta en servicio de las compuertas manuales con sentido único de flujo deberán cumplir con las siguientes características:

- Marco extendido, obturador y carriles de guía en acero inoxidable AISI 304 o 316.
- Guías de acero inoxidable AISI 304.
- Compuerta de acero inoxidable (DIN 1.4305 o similar ASTM).
- Ancho de 0,6 m para compuertas de entrada y ancho de 0,40 m para compuertas de salida.
- Vástago ascendente y protección del vástago en acero inoxidable (DIN 1.4305 o similar ASTM) con la longitud necesaria en cada caso.
- Aptas para una presión de servicio actuando sobre cualquiera de las caras de hasta 15 m.c.a.
- Protección anticorrosiva: todas las piezas de acero inoxidable deberán estar decapadas y ser operables manualmente.
- Revestimiento: la preparación de las superficies será la recomendada para aguas residuales.
- El montaje de la compuerta será realizado siguiendo las instrucciones del fabricante.
- La compuerta deberá ser instalada completamente cerrada.
- Una vez alineados la compuerta, el mecanismo de accionamiento y las guías, se podrá proceder al encofrado final y relleno.

2.4. Cámara de bombas

La cámara de bombas alojará cuatro electrobombas sumergibles y deberán cumplir con las siguientes especificaciones generales:

- La excavación del pozo tendrá las dimensiones adecuadas para permitir la construcción de la losa de fondo, según lo indicado en los planos correspondientes.
- El encofrado exterior e interior del pozo será ejecutado en madera de primer uso o en chapa reforzada.
- A la entrada del pozo se ha previsto la colocación de un tabique de aquietamiento para evitar la turbulencia en la succión de las electrobombas.
- El pozo de bombas se deberá revestir interiormente según lo especificado para estructuras en contacto con el líquido residual.
- En la losa superior se dejarán previstas dos aberturas para retirar las electrobombas y permitir el acceso del personal mediante una escalera metálica. Las dimensiones de las aberturas indicadas en el plano se ajustarán en función del tipo de bombas suministradas.

2.4.1. Equipos de bombeo

Instalación

Se instalarán los equipos en las cantidades que se indican más adelante, y se probará la totalidad de los equipos instalados, así como los de reserva, a efectos de verificar su correcto funcionamiento.

Para el pozo de bombeo serán instaladas bombas que cumplan con las siguientes características:

- Caudal máximo: 228 L/s.
- Carga máxima a elevar: 34,9 m.
- Desnivel geométrico: 16,8 m.
- Cantidad: 3 en operación y 1 en reserva.

Diseño general

A nivel general para ambas etapas, los equipos de bombeo deben cumplir con los siguientes requerimientos:

- Bombas sumergibles aptas para aguas residuales con variador de frecuencia.
- Instalación: En pozo húmedo se instalarán los 4 equipos. La instalación es fija con barras guía para izaje. Para su colocación se utilizarán camiones grúa.
- Los álabes del impulsor deben ser auto-limpiantes en cada rotación cuando atraviesen una ranura en el anillo de inserción y deben mantenerse libres de sólidos.

- Descarga de la bomba: DN 150 mm.
- Máximo peso de la bomba: 850 kg.
- Máxima velocidad: 1475 rpm.
- Máxima potencia requerida: 55 kW.
- Voltaje de operación: 400 V.
- Funcionamiento mediante variador de frecuencia.
- Los motores estarán dimensionados para permitir un mínimo de 30 arranques por hora.
- La bomba deberá estar equipada con un módulo electrónico, precargado con información detallada de la bomba capaz de almacenar datos de operación, tales como tiempo de funcionamiento y número de arranques realizados.
- Los equipos de bombeo estarán provistos del sistema de conexión y desconexión rápida (sin bridas abulonadas) y con guías para su izado.
- El rotor y la voluta de las bombas serán de fundición de hierro y con adecuada protección superficial para minimizar el desgaste.
- El arranque y la parada de las electrobombas se efectuarán en modo automático por medio de controles de nivel adecuados (control de nivel máximo y nivel mínimo), y en forma manual por botonera y llave selectora de equipo.
- Los cables de alimentación serán provistos por el fabricante de las electrobombas, y deberán ser sumergibles y resistentes al ataque químico de las aguas residuales; su longitud será tal que no será necesaria la realización de empalmes entre cada motor y su correspondiente tablero de control.
- Equipos instalados con variadores de frecuencia, por lo que los rodamientos deben estar aislados para que el motor pueda operar con un variador.

Instalación eléctrica

Se prevé la utilización de la red de UTE con la realización de las obras requeridas a partir del punto de conexión que dicho organismo determine. En caso de cortes de luz, se hará uso del grupo electrógeno actualmente instalado en la estación. Las especificaciones de la instalación eléctrica, así como sus costos, no son estudiadas a detalle para el presente proyecto.

2.4.2. Agitador sumergible

- Cantidad: 1
- Diámetro de hélice requerido: entre 350 y 400 mm
- Material hélice, carcasa y tornillería: Acero Inoxidable AISI 316L.
- Sistema de fijación: Mediante barra guía de acero inoxidable AISI 316L.

- Todos los materiales en contacto con el líquido serán de acero inoxidable AISI 316L

El agitador deberá estar provisto de juntas mecánicas que aseguren la estanqueidad del recinto del motor. Las juntas serán de material resistente a la corrosión.

2.5. Cámara de válvulas

En esta cámara se aloja el múltiple de impulsión, tal como se muestra en los planos de proyecto. Se deberá dejar previsto un orificio para la salida de la tubería de impulsión. Se colocará un relleno de arena y cemento Portland (3 partes de arena por 1 parte de cemento) con una pendiente del 2 % para el drenaje de las aguas pluviales hacia el pozo de bombeo, a través de un tubo de polietileno de 50 mm de diámetro.

2.6. Especificaciones técnicas de las tuberías

Los caños a suministrar para las tuberías interiores al pozo de bombeo serán de fundición dúctil. Dichas tuberías tendrán uniones a bridas.

Los caños a suministrar para la tubería de impulsión exterior al pozo de bombeo serán de polietileno de alta densidad (PEAD). Dichas tuberías serán de DN 400 mm, SDR 17, PN 10, conforme a la Norma UNIT-ISO 4427.

2.7. Especificaciones técnicas de las piezas especiales y aparatos

Las piezas especiales, accesorios y válvulas tendrán un revestimiento interno a base de pintura epoxi y un revestimiento exterior a base de pintura bituminosa.

2.7.1. Piezas especiales

Las piezas especiales serán de fundición dúctil (PN 16), serán a bridas y deberán cumplir con lo establecido en la norma ISO 2531.

2.7.2. Tubería de desagüe

Se suministrará una tubería de desagüe en fundición dúctil de diámetro 100 mm según normativa correspondiente según se observa en los planos adjuntos.

2.7.3. Válvula de cierre

Las válvulas para el cierre de las tuberías deberán ser del tipo esclusa, aptas para trabajar con líquido residual crudo. Deberán tener las siguientes características:

- Serán de paso total, minimizando la posibilidad de atascamientos y depósitos que comprometan la estanqueidad del cierre.
- El accionamiento será manual, tanto para cierre como para apertura.
- El cuerpo, las tapas, el soporte y la compuerta serán de fundición dúctil y deberán cumplir con lo establecido en las normas correspondiente.

2.7.4. Válvula de retención

Las válvulas de retención a instalar en la cámara de válvulas deberán cumplir con las siguientes características:

- Serán del tipo de bola, inatascables, especialmente aptas para trabajar con líquido residual crudo, permitiendo el paso de cuerpos extraños sin producir inconvenientes.
- En su parte superior llevarán una amplia tapa de inspección.
- No tendrán cavidades ni bordes donde se puedan depositar sólidos causantes de eventuales atascamientos. La única parte móvil será la bola.
- Las válvulas serán a bridas (PN 16) para instalar en posición horizontal.
- El cuerpo será de hierro fundido nodular (DIN GG 40), y la bola será metálica con recubrimiento de material elastomérico resistente a líquidos residuales.
- Durante la operación, la bola permanecerá en su parte superior permitiendo el paso del flujo sin disminuir su sección.
- Serán aptas para operar a la intemperie y tendrán revestimiento interior y exterior de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

2.8. Aliviadero

El pozo de bombeo contará con un aliviadero localizado en el registro previo a la cámara de rejas. Dicho aliviadero descarga en una tubería de alivio de PEAD 630 mmm según Norma UNIT-ISO 4427, la cual conduce las aguas hacia la Cañada Manantiales.

2.9. Tanque hidroneumático

En la estación de bombeo se proyectaron tanques hidroneumáticos como sistema de protección antiariete. A continuación se detallan las características que deberán cumplir los mismos:

- Serán del tipo de membrana, las cuales deberán ser aptas para operación continua con agua residual.
- El material del tanque será de acero al carbono; internamente se realizará un tratamiento del tipo enarenado y aplicación de revestimiento protector del tipo epoxi anticorrosivo. Exteriormente también se aplicará un revestimiento protector.
- Presión nominal de trabajo: 16 Kg/cm².

Además, el tanque hidroneumático deberá contar con los siguientes accesorios:

- El tanque deberá tener instalado un transmisor de presión diferencial para el monitoreo del nivel de agua en el tanque.
- Válvula de llenado para recarga de cámara de aire (membrana); Descarga de fondo a bridas para vaciado de la unidad.

- El tanque se suministrará con patas para su apoyo y fijación al piso de la estación; también se suministrará con enganches para su izaje ya sea durante su instalación o en caso de remoción para mantenimiento.
- La totalidad de los componentes y accesorios del tanque hidroneumático antes detallados deberán ser suministrados por el mismo fabricante.

2.10. Generador eléctrico

Se prevé el suministro e instalación de un generador eléctrico de respaldo en caso de cortes de energía eléctrica.

El generador a suministrar debe ser capaz de brindar energía eléctrica de respaldo durante 4 horas aproximadamente a todo el sistema, incluyendo las 3 bombas operativas, al menos una reja mecánica, agitador sumergible y red eléctrica de la estación de bombeo. Se estima que el generador deberá tener una capacidad de 200 kw aproximadamente.

2.11. Obras de caminería y acondicionamiento del predio

2.11.1. Caminería de acceso

Se deberá conformar el camino de acceso a los pozos de bombeo, así como el área de maniobras de vehículos livianos en tosca, de acuerdo al plano de ubicación de la estación.

2.11.2. Acondicionamiento general

La conformación del terreno se hará a las cotas estipuladas en los planos. Se uniformizará la superficie, dando al terreno una pendiente adecuada que permita el escurrimiento de las aguas pluviales, de forma que no perjudique a los terrenos linderos.

3. Línea de impulsión

3.1. Especificaciones generales

3.1.1. Descripción general del sistema

El sistema consta de la ejecución de 792 m de conducción por la tubería de impulsión. Dicha tubería será de PEAD 400 mm.

3.1.2. Manipulación de materiales para la tubería

Se observará como regla general y de primordial importancia que, durante la carga, transporte, descarga, almacenamiento y colocación de los elementos de la tubería (caños, piezas especiales y aparatos), estos no se vean sometidos a esfuerzos de tracción, choque, arrastres sobre el terreno o cualquier otra situación que pueda conspirar contra la conservación del material. Se establecen las siguientes directivas a cumplir:

- **Carga y descarga:** La carga y descarga de material en obra o en depósito se realizará preferentemente con equipo mecánico, evitándose en todos los casos maniobras bruscas. De ser necesario mover los caños sobre el terreno, se colocarán maderos sobre los cuales rodarán.
- **Transporte:** El transporte del material se hará con equipos adecuados a las dimensiones de las piezas, asegurando un correcto apoyo y evitando las partes en voladizo, choques de las piezas entre sí y toda acción que pueda afectar su integridad.
- **Almacenamiento:** En general, los caños descansarán sobre terreno bien nivelado. En caso de que la carencia de espacio así lo exija, se admitirá el estibamiento. A estos efectos, se interpondrán maderos entre el terreno y la capa inferior. Deberán asegurarse bien los extremos de cada estiba para evitar todo desplazamiento del material. Los aros de goma se protegerán de los fenómenos climáticos naturales. Con este fin, se almacenarán en bolsas cerradas en lugares oscuros, frescos y secos.
- **Cuidados especiales:** Además de lo establecido en los apartados anteriores, se tendrán en cuenta en la realización de dichas operaciones todas las recomendaciones que al respecto realicen los fabricantes de los elementos que constituyen la tubería.

3.1.3. Excavación

La tubería irá emplazada en el fondo de zanjas que tendrán un ancho igual al diámetro nominal del caño más 0,45 m. La profundidad de la tubería será la especificada en los planos de altimetría presentados.

El ancho de la zanja deberá ser tal que permita que los caños puedan ser colocados y unidos adecuadamente, y el relleno de tierra pueda efectuarse y compactarse lateralmente de acuerdo con lo establecido. Además, el ancho de la zanja permitirá la colocación de apuntalamientos en los tramos que lo requieran.

El fondo de la zanja deberá ser excavado de manera que su profundidad sea 0,10 m mayor a la correspondiente a la generatriz inferior del caño según lo indicado en el proyecto. En la zona de los enchufes, se realizará la misma sobre-excavación con arena compactada previamente a la colocación de la tubería, para permitir un buen asiento de la misma. Los caños deben apoyarse en toda su longitud.

3.1.4. Instalación de tuberías

Algunos puntos específicos de cada tipo de tubería se describen en el punto (incluido en el presente capítulo) referido específicamente a cada tipo de material considerado: fundición dúctil, PEAD y PVC. A nivel general, se presentan los siguientes puntos a tener en cuenta:

- Colocación en zanja: Una vez finalizadas todas las tareas previas a la colocación de los tubos en la zanja que los alojará (excavación, nivelación, colocación de la cama de arena, etc.), se transportarán los tubos a pie de obra, colocándose a lo largo de la zanja paralelamente a la misma.
- Montaje y ensamblado de tubería y accesorios: Los tubos, piezas especiales y accesorios de las tuberías serán conducidos al pie de la obra y colocados a lo largo de la zanja, siendo inspeccionados cuidadosamente por parte de la Dirección de Obra. No se permitirá la utilización de aquellos elementos que hubieran sufrido algún deterioro. Se procederá a la limpieza cuidadosa del interior de los tubos, piezas especiales y aros de goma, luego de lo cual serán bajados con precaución al fondo de las zanjas, ya sea a mano o por medio de aparatos especiales. Para el montaje de las tuberías, se seguirán las prescripciones que correspondan al material a instalar.
- Juntas elásticas: Aros de goma aptos para líquido cloacal.
- Juntas a bridas:
 - Se alinean las piezas y se disponen en forma que los orificios para los bulones se enfrenten, cuidando de dejar un espacio entre las bridas que permita la introducción de la arandela de goma.
 - Se coloca la arandela y luego se introducen los bulones.
 - Se centra la arandela en los resaltos de las bridas.
 - Se colocan las tuercas y se aprietan progresivamente con la llave, por pasos sucesivos, operando en los bulones diametralmente opuestos.
- Unión por termofusión: Dada por el calentamiento de las superficies de los tubos y el posterior contacto y aplicación de presión.

3.1.5. Anclajes

Terminado el montaje de las juntas, se efectuarán los anclajes de las curvas, tes, llaves de paso y las extremidades de las cañerías cuando corresponda.

Cuando sean permanentes, los anclajes consistirán en macizos de hormigón tipo C 200 adicionado con piedras hasta un volumen máximo del 40 % de su volumen, construidos siguiendo la curvatura exterior de las piezas en curva o en prolongación de los extremos libres de las tuberías, evitando cubrir con el hormigón los enchufes.

Los macizos deberán prolongarse y ampliarse de manera que el esfuerzo se transmita sobre terreno no removido y capaz de absorber los esfuerzos.

3.1.6. Relleno inicial de zanja

Si bien para cada uno de los materiales de las tuberías que se prevén utilizar las exigencias para el relleno son diferentes, y se indicarán luego para cada material en particular, en este punto se incluyen las especificaciones comunes a todas las conducciones.

En general, los materiales serán de tipo no expansivo, elegidos del material de la excavación. La tierra y la tosca deberán ser finas, disgregadas, sin terrones y sin materias extrañas que puedan perjudicar la homogeneidad de la masa. No se permitirá la presencia en el relleno de piedras de más de 8 cm de diámetro. Se excluirán expresamente, restos de pavimentos de asfalto, las tierras mezcladas con basuras, raíces, hierbas, tenores perjudiciales de materiales orgánicos o materias extrañas susceptibles de producir variaciones de volumen así como las que tengan grumos calcáreos en su composición.

Los materiales utilizados podrán ser obtenidos de las propias excavaciones de las obras. En caso de falta o mala calidad del material, el relleno se realizará con materiales provenientes de las áreas de préstamos o canteras, siempre que los mismos sean aptos a criterio de la Dirección de Obra.

La ejecución del relleno consta de:

- Cama o lecho de apoyo: se colocará una cama de apoyo de 10 - 15 cm de espesor, a fin de soportar uniformemente la tubería sobre un lecho de material fino, el que podrá ser proveniente de la propia excavación, pero seleccionado de manera que esté libre de material orgánico, de piedras y de cualquier material puntiagudo. Opcionalmente, esta cama podrá ser de arena. Se colocará de manera tal que proporcione apoyo uniforme a lo largo de la tubería.
- Relleno principal: El relleno consistirá en capas de 15 cm hasta alcanzar 30 cm por encima de la generatriz superior del tubo, utilizando el material y el grado de compactación indicado en cada caso.
- Relleno final: Se continuará rellenando en capas no mayores de 30 cm, compactadas antes de colocar la siguiente, hasta finalizar el relleno o hasta alcanzar la sub base del pavimento. En este caso, la sub base, la base y el propio pavimento, serán rehabilitados utilizando materiales, espesores y compactación, similares o mejores a las originales.

3.1.7. Pruebas hidráulicas

Para la aceptación del trabajo de instalación de tuberías, el tramo a aprobar deberá pasar satisfactoriamente dos pruebas hidráulicas.

Estas pruebas consisten en someter a la tubería instalada de manera que se verifique la resistencia de los elementos que la componen y la hermeticidad de todas las secciones.

- 1era Prueba: Esta prueba se realizará luego de efectuado el rellenado inicial de la zanja. Durante la realización de la prueba, las juntas no podrán manifestar la menor exudación. La prueba deberá repetirse tantas veces como sea necesario hasta lograr ese resultado.
- 2da Prueba: La aprobación por parte de la Dirección de Obra deberá ser escrita y estar acompañada de los registros realizados durante la ejecución de la prueba, así como de un esquema de ubicación del tramo sometido a prueba.

3.1.8. Ubicación de accesorios

La disposición de los accesorios (válvulas de aire) se hará de acuerdo a lo establecido en los planos del proyecto.

Se evitará la instalación de la tubería a menos de 1.0 m de separación con otras tuberías o infraestructuras existentes. En casos excepcionales, previstos en el Proyecto o convenidos con la Dirección de Obra, se podrá reducir dicha distancia mínima tomando las precauciones necesarias para proteger tanto la instalación existente como la nueva conducción a instalar.

Los aparatos (válvulas de aire) se ubicarán dentro de cámaras especialmente construidas para esos efectos. Se debe tener especial cuidado en la ubicación de la tapa, de manera que esta se encuentre exactamente centrada sobre el aparato. Esto facilita la realización de inspecciones visuales, maniobras, reparaciones y eventuales desmontajes y sustituciones de los mismos en caso de fallos.

3.2. Especificaciones particulares

3.2.1. Tuberías de polietileno de alta densidad PEAD

La presente especificación establece los requisitos mínimos que deberán respetarse con relación al suministro y colocación de tuberías de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) para conducción de líquidos a presión, y sus correspondientes accesorios, tales como llaves de paso, válvulas de aire, curvas, juntas de montaje, etc.

- Los caños serán fabricados con polietileno de alta densidad (PEAD) y con alto peso molecular (es decir, bajo índice de fluidez); el diámetro nominal (DN) será coincidente con el diámetro externo. El material base tendrá un MRS (Minimum Required Strength) de 10 MPa, PE100 (según ISO 9080).

- Los tubos de polietileno de alta densidad se fabricarán con polietileno del tipo y relación SDR igual a lo indicado en los planos correspondientes. Deberán cumplir con lo establecido en la norma ISO 4427.
- Los caños deberán tener una superficie suave y densa, libre de fracturas e irregularidades.
- La unión entre los tubos así como entre los tubos y piezas especiales o accesorios se realizará mediante termofusión.
- Las piezas especiales (codos, curvas, etc.), serán de tipo monoblock.

El sistema de uniones será por termofusión, método utilizado para la unión de tubos entre sí. La unión estará dada por el calentamiento de las superficies de los tubos y el posterior contacto y aplicación de presión.

3.2.2. Tuberías de fundición dúctil

La presente Especificación establece los requisitos mínimos que deberán respetarse con relación al suministro y colocación de tuberías de fundición dúctil para conducción de líquidos a presión y sus correspondientes accesorios.

- Las tuberías del diámetro nominal indicado en los planos.
- Los tubos y piezas de fundición dúctil serán de tipo K9, deberán cumplir con lo establecido en las Normas ISO N° 2531 y N° 4179 o UNIT correspondientes.
- El sistema de uniones para las tuberías en la estación de bombeo, accesorios y para la unión con PEAD se realizará mediante bridas.
- Las juntas de desmontaje en los múltiples con uniones bridadas serán autoportantes.
- Los bulones y tuercas de las tuberías, accesorios y piezas especiales terminados en bridas serán de acero inoxidable.
- Los aros de goma deberán ser aptos para aguas residuales, tipo cloropreno o similar.
- Lubricantes: se utilizará exclusivamente pasta lubricante jabonosa.
- La protección contra la corrosión de la tubería de fundición dúctil será determinada por el proveedor de la tubería o un profesional con experiencia comprobada en la protección de tuberías enterradas de estas características.
- Accesorios:
 - Las válvulas de cierre serán del tipo compuerta.
 - Las válvulas de retención tendrán recubrimiento elastomérico (aptas para aguas residuales).

En cuanto al manejo del material para la tubería:

- Carga y descarga: Cuando los caños se atan para su acarreo, se deben tomar las precauciones necesarias para no dañar el revestimiento interior.
- Almacenamiento: Para el almacenamiento de la tubería en pilas, hay que respetar las indicaciones que al respecto realice el fabricante. Se hace notar que el número de capas de una pila es función de la clase del caño y del diámetro.

3.2.3. Válvula de aire

Las válvulas de aire deberán ser aptas para las siguientes funciones:

- Deberán permitir la salida o entrada del aire durante el llenado o vaciado de la tubería, respectivamente.
- Deberán permitir el escape de aire acumulado en tuberías a presión de servicio.

Deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Aptas para líquidos residuales con contenido de sólidos, no admitiéndose las de uso corriente con agua limpia ya sea en abastecimiento y/o riego.
- A los efectos de permitir el mantenimiento, el cuerpo principal de la válvula dispondrá de una válvula de purga inferior.
- Las válvulas serán con extremos bridados.
- Todas las válvulas instaladas deberán contar con dispositivo Anti-Slam.
- Se conectarán a la tubería de impulsión mediante una "T" con derivación a bridas y se intercalará una válvula de corte de compuerta, que permita sustituir las válvulas de aire sin necesidad de interrumpir el flujo por la tubería. El diámetro de la "T" se considera como mínimo de 1/4 del diámetro de la tubería para favorecer la entrada de aire.
- Se alojarán en una cámara del tipo presentado en el plano correspondiente, la cual contará con ventilación. Los caños de ventilación que queden expuestos a la intemperie serán de fibrocemento.

4. Tuberías por gravedad

4.1. Descripción general

Se ejecutará la obra de 5999 m de colector por gravedad, según el siguiente detalle:

- 466 m de colectores en PVC 500 mm
- 2473 m de colectores en PEAD 630 mm
- 1472 m de colectores en PEAD 710 mm
- 1588 m de colectores en PEAD 800 mm

4.2. Especificaciones técnicas de las tuberías

El suministro de tuberías y accesorios se realizará según las presentes especificaciones técnicas.

Tubos de polietileno de alta densidad – PEAD: Las tuberías con diámetro superiores a DN 500 serán en PEAD, SDR 26, según norma UNIT-ISO 4427. En todos los casos, para la aceptación de cada prueba hidráulica, no se admitirán pérdidas.

Tubos de policloruro de vinilo – PVC: Las tuberías con diámetros inferiores o iguales a DN 500 serán de PVC según norma UNIT – ISO 4435 serie 20.

4.3. Suministro e instalación de tuberías de PEAD

Se construirán 5533 m de colectores de PEAD, de los cuales 2473 m serán de 630 mm de diámetro, 1472 m de 710 mm de diámetro y 1588 de diámetro 800 mm.

La unión entre los tubos y entre tubos y piezas especiales o accesorios se realizará por soldadura a tope por electrofusión o termofusión. De ser necesario se podrá utilizar piezas especiales tipo platina soldable o junta elástica, previa autorización de la Dirección de Obra.

Los tubos y todos los accesorios deberán tener sello de inspección y conformidad del Instituto Uruguayo de Normas Técnicas (UNIT).

4.3.1. Montaje de tuberías

La longitud estándar será mayor o igual a 6 metros por tubo. Los caños deberán tener una superficie suave y densa, libre de fracturas e irregularidades.

Las piezas especiales serán en PEAD con unión por termofusión o soldadura a tope y características similares a los tubos.

Una vez finalizadas las tareas de la zanja (excavación, nivelación, colocación de arena) se transportará la tubería hasta la misma y se colocarán a un costado a lo largo de la zanja junto a

las piezas que sean necesarias. Se deberá inspeccionar cada elemento por parte de la Dirección de Obra, no pudiendo utilizarse aquellos elementos que tienen algún daño.

Previo a la colocación de los tubos y las piezas dentro de la zanja, será necesario la limpieza de cada uno de ellos. La unión de los caños se realizará a un lado de la zanja y luego se procederá a su colocación. Se deberá verificar la no presencia de piedras o elementos extraños sobre la capa de arena.

Los diámetros mínimos de doblado serán los recomendados por el fabricante.

Las personas que unirán los tubos y accesorios serán personas calificadas para ello de acuerdo a las condiciones que fije el suministrador de las tuberías o la Dirección de Obra.

4.3.2. Pruebas hidráulicas

Las pruebas hidráulicas se efectuarán en el más breve lapso después de la ejecución del tramo de tubería.

Se realizarán tres pruebas hidráulicas (dos en carga y una de infiltración) en cada tramo de colector entre registros consecutivos incluyendo los ramales de conexión.

A los efectos de poder realizar sin inconvenientes la primera prueba hidráulica deberá encontrarse completo el relleno de la zanja, es imprescindible para que la tubería no se levante durante la realización de la prueba.

Las pruebas en carga se harán con agua exclusivamente y las juntas deberán soportar sin ningún inconveniente, durante 20 minutos, la presión de una columna de agua de 6.00 m de altura, en el punto más elevado de la cañería.

Las pruebas hidráulicas de los colectores circulares a gravedad se ejecutan con los respectivos ramales de conexión ya construidos.

Para la aceptación del trabajo de instalación de tuberías, el tramo a probar deberá pasar satisfactoriamente dos (2) pruebas hidráulicas.

Las pruebas se harán con agua exclusivamente y las juntas deberán soportar sin ningún inconveniente, durante 20 minutos, la presión de una columna de agua de 6.00 m de altura, en el punto más elevado de la cañería.

Primera prueba hidráulica

Esta prueba se realizará luego de efectuado el relleno inicial de la zanja.

Durante la realización de la prueba las juntas no podrán manifestar la menor exudación.

Segunda prueba hidráulica

La segunda prueba hidráulica tiene por fin, el brindar a la Administración la certeza de que durante el relleno final de la zanja y tapado de las juntas (y conexiones si las hay) que estaban expuestas durante la realización de la primera prueba, la tubería no sufrió ningún deterioro.

Dicha prueba se realizará una vez completado el relleno de la zanja. Esta prueba deberá contar con una aprobación escrita de la Dirección de Obra.

4.4. Suministro e instalación de tuberías de PVC

Se construirán 466 m de colectores de PVC de 500 mm de diámetro. Deberán ser fabricados en conformidad a las Normas UNIT/ISO 4435 y UNIT 788-90 para tubos de saneamiento. Los colectores de PVC tendrán que soportar las presiones internas del líquido conducido, así como las cargas externas estáticas y dinámicas.

Las juntas de goma se fabricarán según la norma UNIT 788. Serán aptas para el transporte de líquidos residuales y fabricadas en caucho sintético tipo cloropreno. La estanqueidad de la junta debe cumplir con la Norma UNIT 756/86.

4.4.1. Montaje de tuberías

La cañería deberá instalarse tal que el sentido de la tubería dado por el enchufe a espiga, coincida con la del flujo. El montaje de la tubería se realizará de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

Las cañerías serán unidas mediante juntas elásticas del tipo espiga-enchufe, donde el sello hidráulico está dado por los aros de goma. El sistema de unión debe verificar lo requerido por la norma IRAM 13440/ASTMD 4161. Las juntas de goma a ser utilizadas en los caños de saneamiento deberán ser aptas para el uso con líquidos cloacales.

Los caños irán en una zanja con un sobreancho a cada lado no menor al 40 % del diámetro exterior o el diámetro exterior más 30 cm de forma de permitir una cómoda compactación. En caso que sea necesario el apuntamiento en los tramos que corresponda, se podrá aumentar el ancho de la zanja.

4.4.2. Pruebas hidráulicas

Idem Subsubsección 4.3.2

4.5. Especificaciones de aros de goma

En caso de ser necesarios, los aros de goma a utilizarse para el montaje de los caños a junta elástica, serán de caucho sintético de tipo cloropreno adecuado para el uso con líquido residual, y deberán cumplir con lo establecido en la norma ISO 4633-83 o norma UNIT 788.

NP 3301 HT 3~ 458

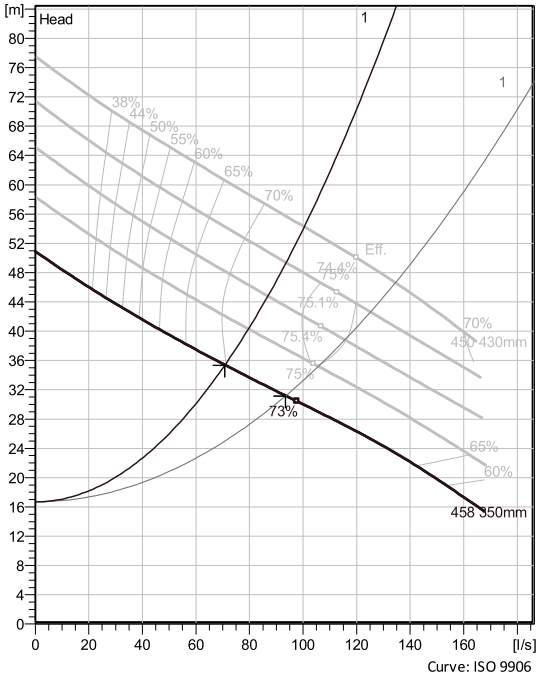
Patented self cleaning semi-open channel impeller, ideal for pumping in most waste water applications. Modular based design with high adaptation grade.



Technical specification



Curves according to: Water, pure Water, pure [100%], 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.569 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

Configuration

Motor number	Installation type
N3301.180 35-25-4AA-W	P - Semi permanent, Wet
55KW	
Impeller diameter	Discharge diameter
350 mm	150 mm

Pump information

Impeller diameter
350 mm
Discharge diameter
150 mm
Inlet diameter
200 mm
Maximum operating speed
1475 rpm
Number of blades
2
Max. fluid temperature
40 °C

Material

Impeller
Grey cast iron

Project	Xylect-21723199	Created by	nicolas galeano
Block	0	Created on	1/19/2024
		Last update	1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

Technical specification



Motor - General

Motor number N3301.180 35-25-4AA-W 55KW	Phases 3~	Rated speed 1475 rpm	Rated power 55 kW
Approval No	Number of poles 4	Rated current 103 A	Stator variant 1
Frequency 50 Hz	Rated voltage 400 V	Insulation class H	Type of Duty S1
Version code 180			

Motor - Technical

Power factor - 1/1 Load 0.84	Motor efficiency - 1/1 Load 92.0 %	Total moment of inertia 0.782 kg m ²	Starts per hour max. 30
Power factor - 3/4 Load 0.80	Motor efficiency - 3/4 Load 93.0 %	Starting current, direct starting 490 A	
Power factor - 1/2 Load 0.70	Motor efficiency - 1/2 Load 93.0 %	Starting current, star-delta 163 A	

Project	Xylect-21723199
Block	0

Created by	nicolas galeano
Created on	1/19/2024
Last update	1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

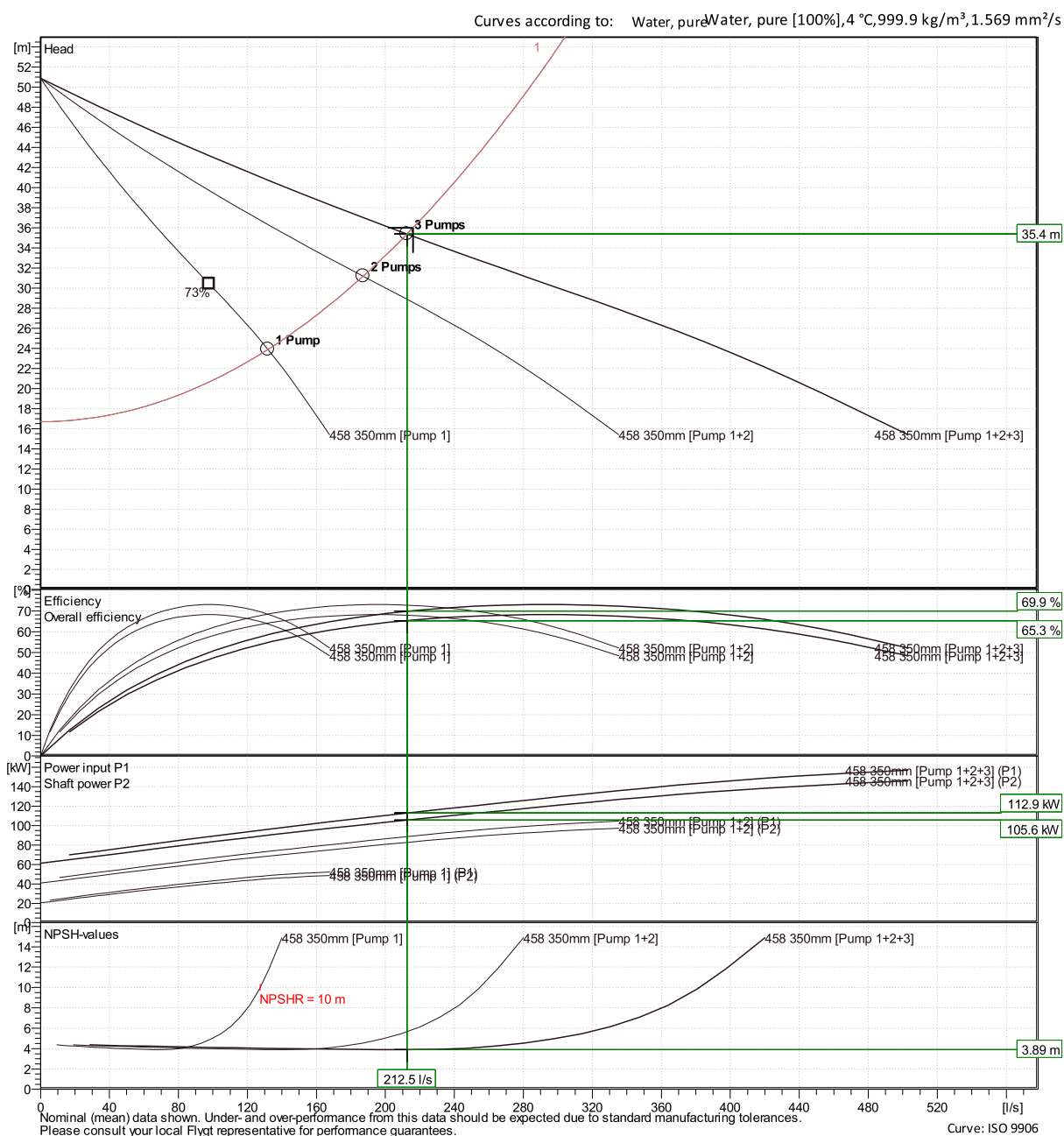
Performance curve



Duty point

Flow
70.8 l/s

Head
35.4 m



Xylect-21723199

0

nicolas galeano

Created on

1/19/2024

Last update

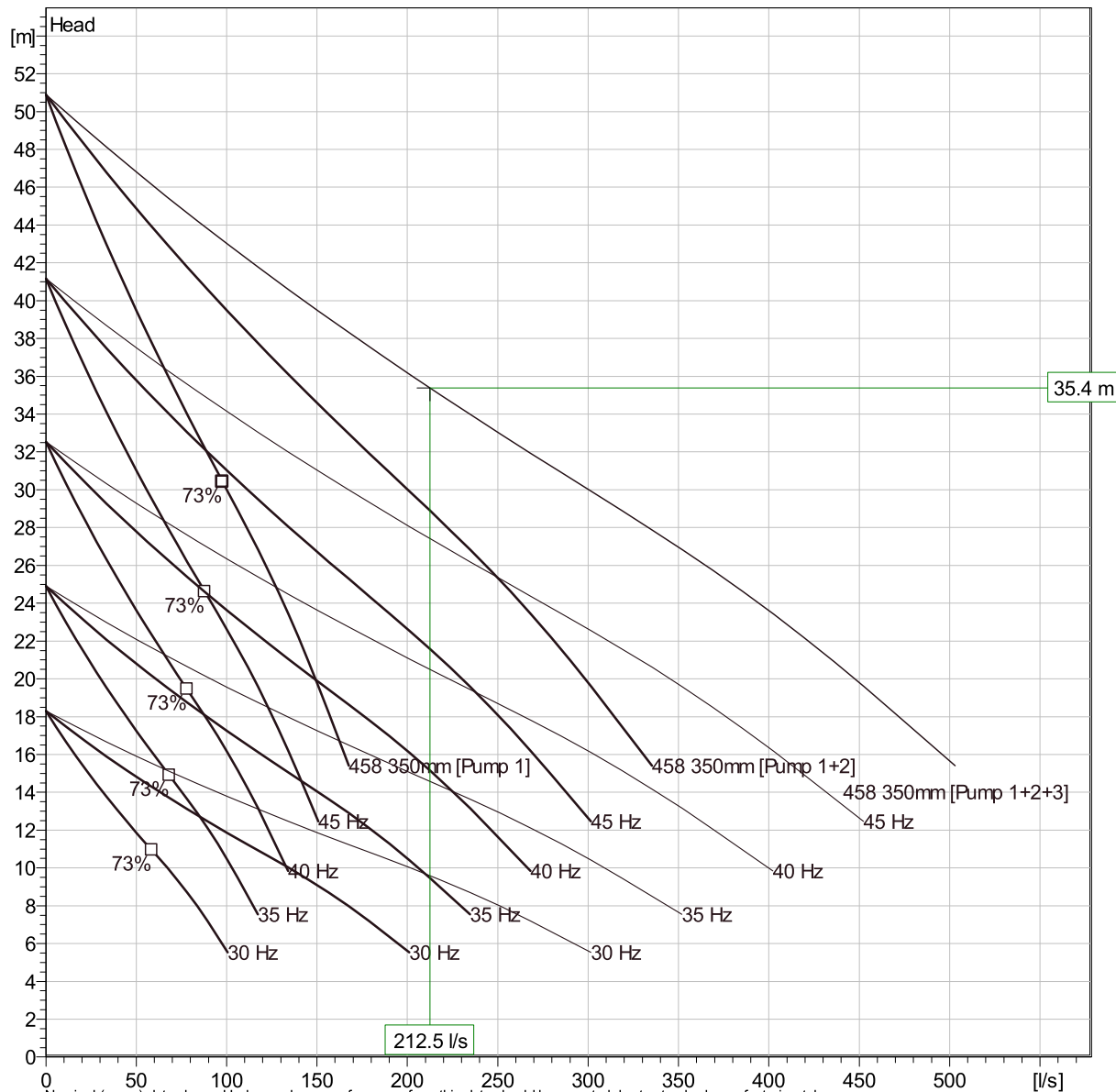
1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

Duty Analysis



Curves according to: Water, pure [100%] ; 4°C; 999.9kg/m³; 1.569mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances.
Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

Operating characteristics

Pumps / Systems	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Hydr. eff.	Spec. Energy kWh/m³	NPSHre m
3 / 1	70.8	35.4	35.2	213	35.4	106	69.9 %	0.148	3.89
2 / 1	93.6	31.2	39.2	187	31.2	78.4	73 %	0.125	4.54
1 / 1	132	23.9	45.2	132	23.9	45.2	68.4 %	0.102	11.6

Project

Block Xylect-21723199

Created by

nicolas galeano

Created on

1/19/2024

Last update

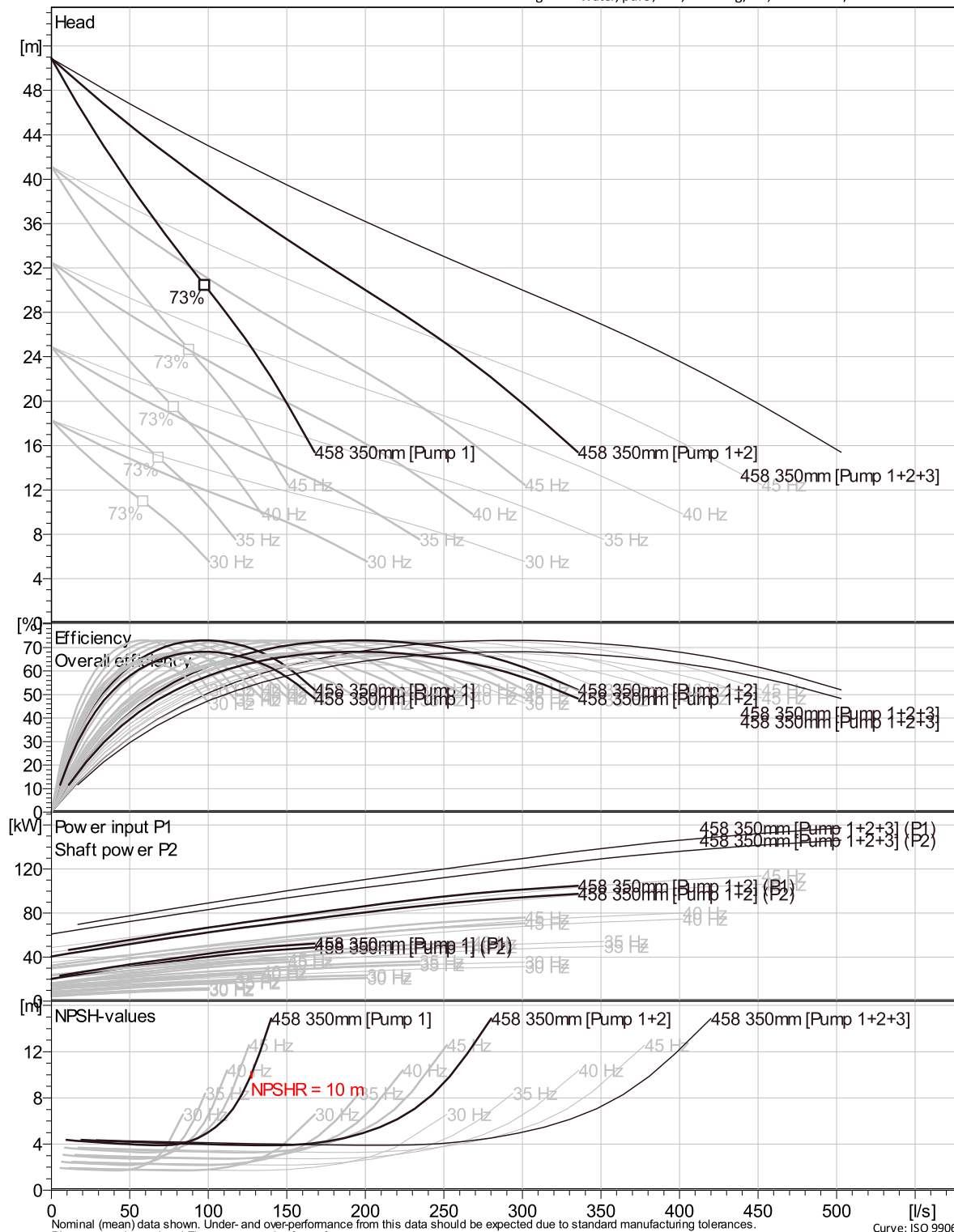
1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

VFD Curve



Curves according to: Water, pure, 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.569 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

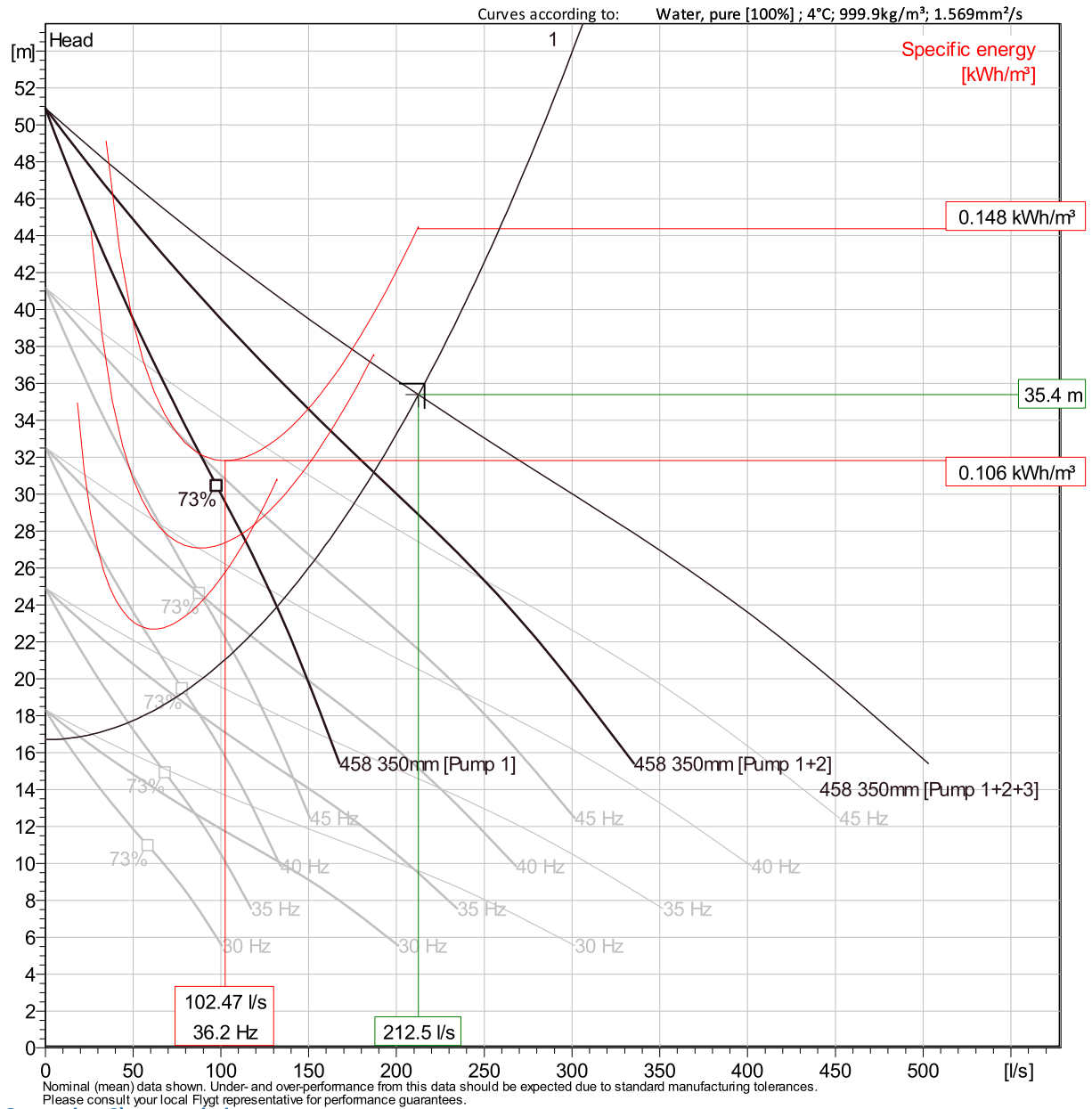
Curve: ISO 9906

Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024 Last update 1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

VFD Analysis



Operating Characteristics

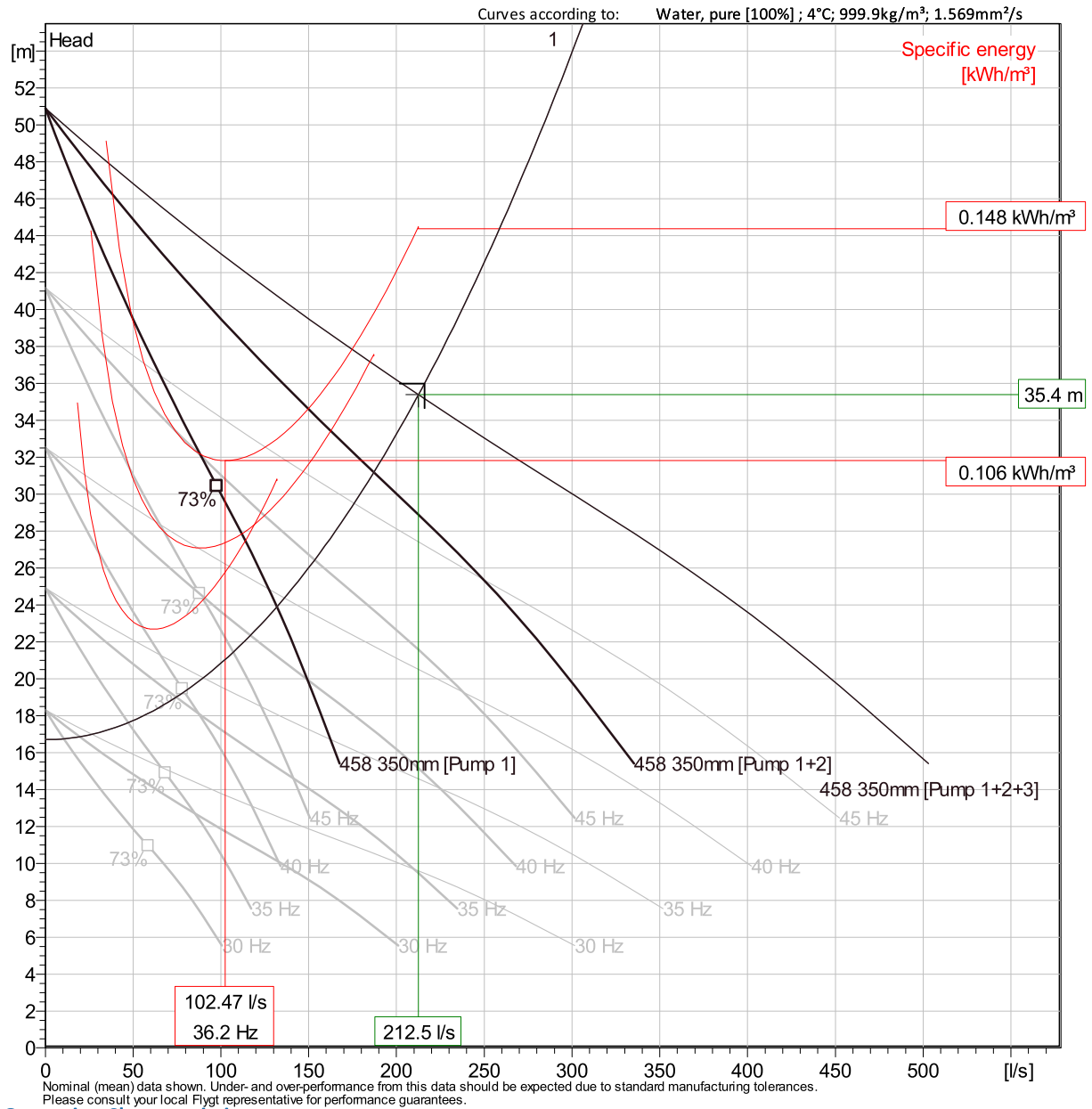
Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr. eff.	Specific energy	NPSHre
		l/s	m	kW	l/s	m	kW		kWh/m³	m
3 / 1	50 Hz	70.8	35.4	35.2	213	35.4	106	69.9 %	0.148	3.89
3 / 1	45 Hz	58.7	29.5	24.9	176	29.5	74.7	68.3 %	0.126	3.29
3 / 1	40 Hz	45.5	24.4	16.7	136	24.4	50.1	65.2 %	0.111	2.76
3 / 1	35 Hz	30.1	20.1	10.2	90.2	20.1	30.7	57.9 %	0.107	2.28

Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024
Last update 1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

VFD Analysis



Operating Characteristics

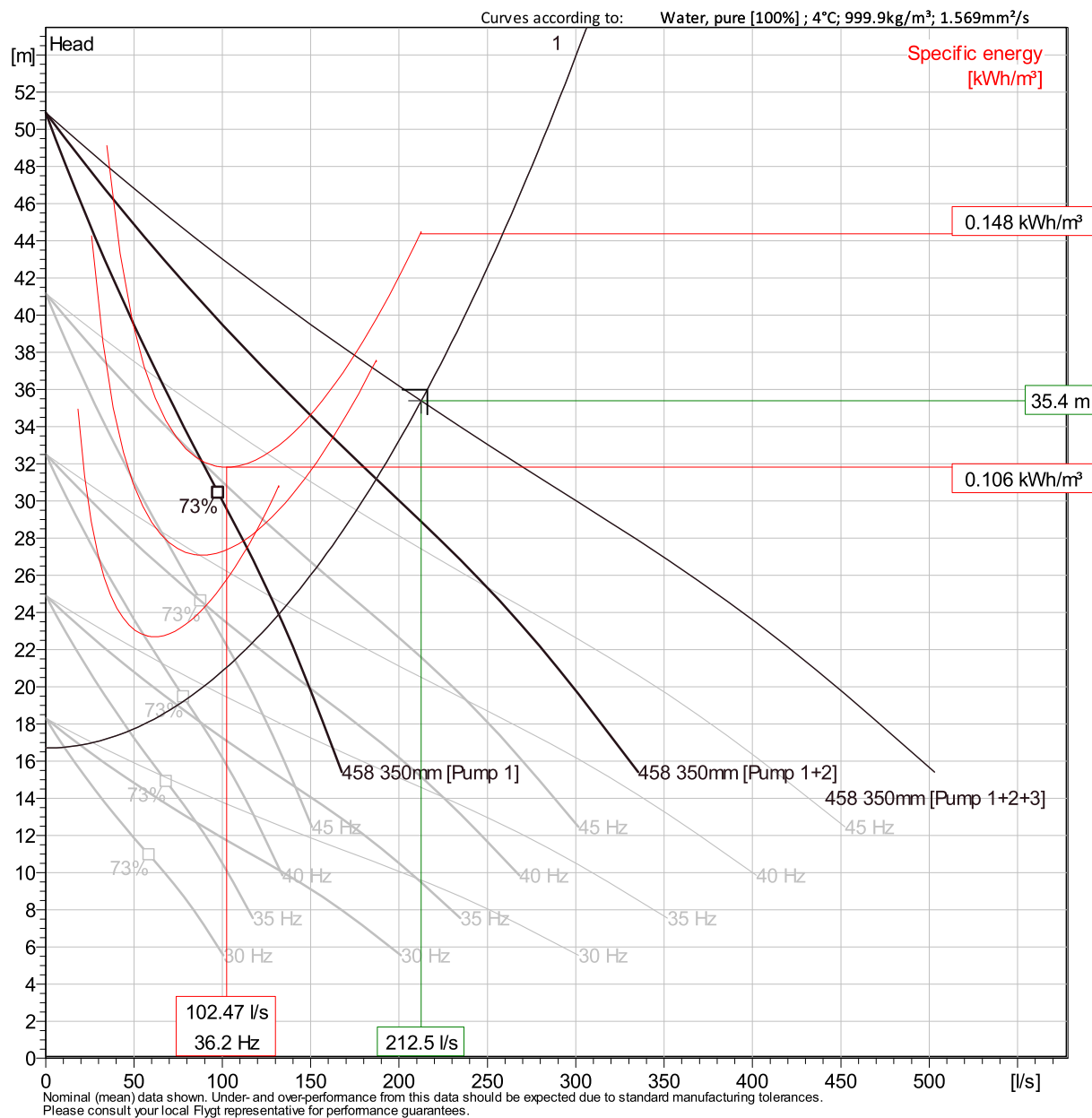
Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr. eff.	Specific energy	NPSHre
		l/s	m	kW	l/s	m	kW		kWh/m³	m
3 / 1	30 Hz	8.96	17	5.13	26.9	17	15.4	29.2 %	0.198	1.9
2 / 1	50 Hz	93.6	31.2	39.2	187	31.2	78.4	73 %	0.125	4.54
2 / 1	45 Hz	76.8	26.5	27.5	154	26.5	55.1	72.4 %	0.107	3.5
2 / 1	40 Hz	58.5	22.4	18.2	117	22.4	36.5	70.4 %	0.0937	2.73

Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024
Last update 1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

VFD Analysis



Operating Characteristics

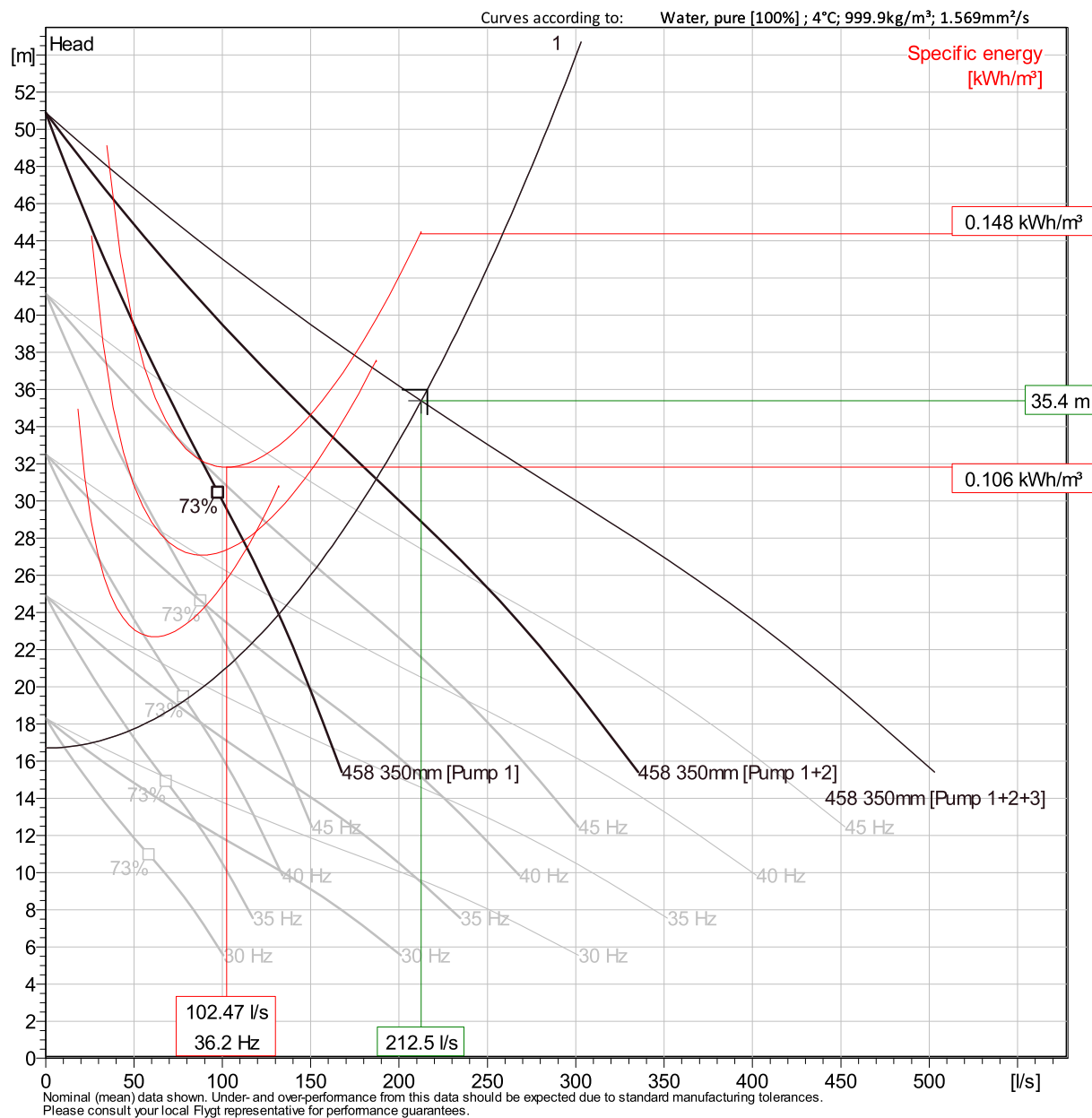
Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr. eff.	Specific energy	NPSHre
		l/s	m	kW	l/s	m	kW		kWh/m³	m
2 / 1	35 Hz	37.4	19	11	74.8	19	21.9	63.7 %	0.0913	2.24
2 / 1	30 Hz	9.92	16.9	5.2	19.8	16.9	10.4	31.5 %	0.181	1.89
1 / 1	50 Hz	132	23.9	45.2	132	23.9	45.2	68.4 %	0.102	11.6
1 / 1	45 Hz	107	21.5	31.7	107	21.5	31.7	71.3 %	0.0879	6.55

Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024
Last update 1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

VFD Analysis



Operating Characteristics

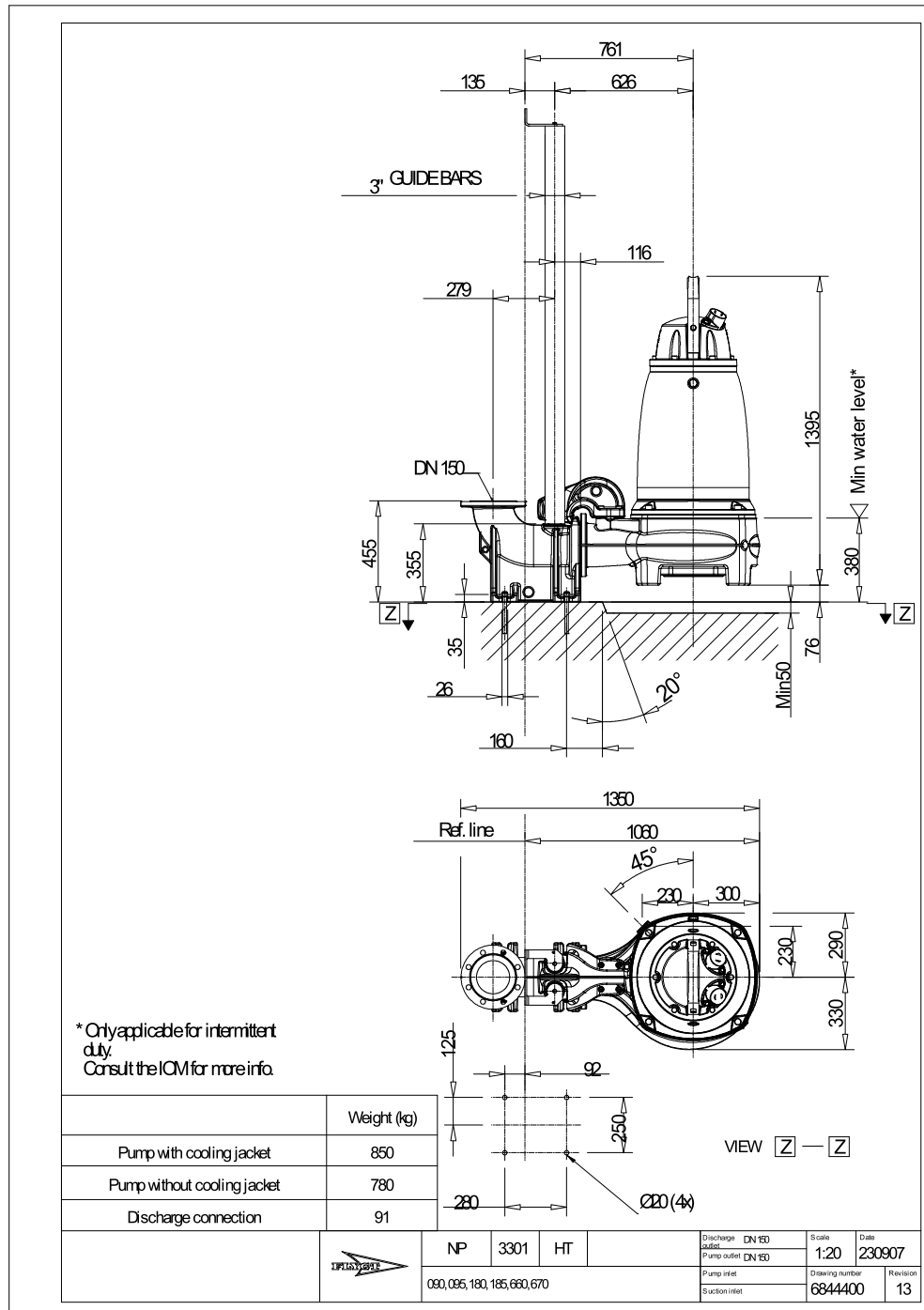
Pumps / Systems	Frequency	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Hydr. eff.	Specific energy kWh/m³	NPSHre m
1 / 1	40 Hz	79.4	19.3	20.6	79.4	19.3	20.6	73 %	0.0777	3.47
1 / 1	35 Hz	47.4	17.6	11.9	47.4	17.6	11.9	69 %	0.0775	2.2
1 / 1	30 Hz	10.7	16.7	5.27	10.7	16.7	5.27	33.5 %	0.169	1.88

Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024
Last update 1/19/2024

NP 3301 HT 3~ 458

Dimensional drawing



Project Xylect-21723199
Block 0

Created by nicolas galeano
Created on 1/19/2024 Last update

1/19/2024

XYLEM Water Solutions Uruguay

XYLEM Water Solutions Argentina S.R.L (Sucursal Uruguay)
Constitución 2061
11800 Montevideo - Uruguay
Teléfono: 2400 58 18
E-mail: nicolas.galeano.capo@xylem.com



A / To: Consultora- Vesperoni y Piaggio		Tel.:
Atención: Agustín Vesperoni; Lucas Piaggio		Celular:
De / From: Nicolas Galeano		Referencia: Bombas pozo Mald.
Tema / Subject: Estación de bombeo Maldonado		Fecha / Date: 23.01.2024
Revisión 0		Hojas / Pages: 4

COTIZACION N° 6660

De acuerdo con lo solicitado tenemos el agrado de cotizar:

ITEM 1: Bombas aptas para operar en sistema 2 + 1, con un requerimiento de 216 l/s @ 36 m.c.a. con una carga estática de 16,7 m.c.a.

Cantidad: 3 (tres)

Electrobomba sumergible marca **FLYGT** modelo **NP 3231/665 480 355 mm** para instalación en cámara húmeda, para el bombeo de aguas residuales cloacales con contenido de sólidos ó fibras largas, provista con:

- Motor eléctrico de **85 KW**, con **aislación clase H (180°)** para corriente alterna trifásica 400V – 50Hz.
- Camara interna de refrigeración por circuito cerrado para mayor desempeño del equipo.
- **10 metros** de cable eléctrico sumergible (potencia y sensores).
- **Impulsor N:** Multicanal, semiabierto, de álabes curvados hacia atrás, de diseño inatascable y autolimpiante, de alta eficiencia. Este se complementa con ranura de descarga en la entrada de la voluta.
- Sello mecánico tipo cartucho que contiene el sello mecánico interno y externo, ambos con pistas de carburo de tungsteno resistente a la corrosión.
- Spin out: sistema de expulsión de partículas abrasivas del sello mecánico exterior.
- Sensores incorporados en la bomba para sistema de monitoreo MAS 801:
 - PEM 811 – Monitoring and Logging device.
 - Thermal contacts
 - FLS in Juntion box
 - FLS in leakage chamber
 - PT 100 – Temp measurement in Main Bearing.

XYLEM Water Solutions Uruguay

XYLEM Water Solutions Argentina S.R.L (Sucursal Uruguay)
Constitución 2061
11800 Montevideo - Uruguay
Teléfono: 2400 58 18
E-mail: nicolas.galeano.capo@xylem.com



- PT 100-temp measurement in Stator winding 1.
- Tripple axis vibration measurement.
- Current & frequency measurement.
- PT 100-temp measurement in Support Bearin

- Garra de deslizamiento para acople automático desde el exterior del pozo.
- Codo base para descarga en Hierro Fundido, para sistema de barra guía de 3" y brida 200mm.
- Soporte superior para barra guía de 3".

Precio Unitario: USD 61.166 + IVA	PRECIO TOTAL ITEM 1: USD 183.498 + IVA
--	---

ITEM 2: Bombas aptas para operar en sistema 3 + 1, con un requerimiento de 216 l/s @ 36 m.c.a. con una carga estática de 16,7 m.c.a.

Cantidad: 4 (cuatro)

Electrobomba sumergible marca **FLYGT** modelo **NP 3301 HT curva 458** para instalación en cámara húmeda, para el bombeo de aguas residuales cloacales con contenido de sólidos ó fibras largas, provista con:

- Motor eléctrico de **55 KW**, con **aislación clase H (180°)** para corriente alterna trifásica 400V – 50Hz.
- Camara interna de refrigeración por circuito cerrado para mayor desempeño del equipo.
- **10 metros** de cable eléctrico sumergible (potencia y sensores).
- **Proteccion térmica** en el bobinado del estator con apertura a 140°C.
- **Impulsor N:** Multicanal, semiabierto, de álabes curvados hacia atrás, de diseño inatascable y autolimpiante, de alta eficiencia. Este se complementa con ranura de descarga en la entrada de la voluta.
- Sello mecánico tipo cartucho que contiene el sello mecánico interno y externo, ambos con pistas de carburo de tungsteno resistente a la corrosión.
- Spin out: sistema de expulsión de partículas abrasivas del sello mecánico exterior.

XYLEM Water Solutions Uruguay

XYLEM Water Solutions Argentina S.R.L (Sucursal Uruguay)
Constitución 2061
11800 Montevideo - Uruguay
Teléfono: 2400 58 18
E-mail: nicolas.galeano.capo@xylem.com



- Sensor de detección de humedad **FLS** en cámara intermedia para eliminar el acceso de humedad a motor de la bomba, junto con controlador actuador modular de sensor de humedad **MiniCAS II**.
- Garra de deslizamiento para acople automático desde el exterior del pozo.
- Codo base para descarga en Hierro Fundido, para sistema de barra guía de 3" y brida 150mm.
- Soporte superior para barra guía de 3".

Precio Unitario: USD 45.428 + IVA	PRECIO TOTAL ITEM 2: USD 181.712 + IVA
--	---

OPCIONALES:

OP 1: Elementos de izaje de equipos FLYGT estandarizados de gran porte

- Grillete en Acero Galvanizado: **USD 19 + IVA.**
- Eslinga de cadena p/izaje c/ Pump Lift: **USD 226 + IVA**
- Ojo de enganche – Pump Lift: **USD 190 + IVA**

- **FORMA DE PAGO:** 30 días fecha de factura.
- **PLAZO DE ENTREGA:** Aproximadamente 75/90 días de recibida la OC.
- **VALIDEZ DE LA OFERTA:** 30 días.
- **LUGAR DE ENTREGA:** Depósito XYLEM en Montevideo.

Ver Link:

Esta Propuesta está sujeta a los TÉRMINOS Y CONDICIONES DE VENTAS DE XYLEM AMERICA vigentes en la fecha de aceptación de la Propuesta, cuyos términos y condiciones están disponibles en el siguiente sitio <https://www.xylem.com/en-us/support/xylem-americas-standard-terms-and-conditions/> y se incorporan aquí por referencia, siendo una parte integral de la Propuesta y del Contrato entre las Partes.

XYLEM Water Solutions Uruguay

XYLEM Water Solutions Argentina S.R.L (Sucursal Uruguay)
Constitución 2061
11800 Montevideo - Uruguay
Teléfono: 2400 58 18
E-mail: nicolas.galeano.capo@xylem.com



GARANTIA DE PRODUCTOS XYLEM

Todos los productos XYLEM tienen una garantía de 18 meses a partir de la fecha de entregado el equipo al cliente, o de 12 meses a partir de su puesta en funcionamiento, lo que primero ocurra:

La garantía cubre el reemplazo de las piezas defectuosas y según las siguientes condiciones:

- **Que el problema haya sido ocasionado por** deficiencias en los materiales empleados o en la mano de obra de fabricación (El desgaste normal y el mal uso no están cubiertos por esta garantía).-
- **Que se haya** seguido atentamente las instrucciones del manual de uso que se entrega con todos nuestros productos.-
- **Que no se haya efectuado:** aperturas del equipo, reparaciones o intentos de realizarlas por parte de personal ajeno a la red de servicios autorizados XYLEM-

La presente garantía no cubre daños que puedan provenir de:

- a) Falta de protección eléctrica
- b) Funcionamiento con tensiones no adecuadas,
- c) Sobrecargas
- d) Maltrato o uso indebido,
- e) Falta de mantenimiento **según se especifican en los manuales de uso.-**

Serán a cargo del cliente todas las reparaciones motivadas por desgaste de uso o uso inadecuado.-

Esta garantía incluye reparaciones tales como la sustitución de piezas defectuosas y no incluye los gastos de embalaje ni envío (salvo acuerdo en contrario) debiendo ser remitidos los reclamos a las oficinas centrales de Xylem Water Solutions Uruguay indicando el tipo de falla.-

Sin otro particular saludamos atentamente

Por XYLEM Water Solutions Uruguay

Ing. Nicolas Galeano

D-023 PN 16



Válvula Ventosa Trifuncional Para Aguas Residuales **PATENTADA**

Descripción

En la válvula ventosa trifuncional D-023 se combinan un orificio de aire y vacío y una purga de aire en una sola unidad. La válvula ha sido especialmente diseñada para funcionar con líquidos que contienen partículas sólidas, es decir con aguas servidas y efluentes. La válvula ventosa trifuncional descarga aire (gases) durante el llenado o carga del sistema, admite aire a medida que el sistema se vacía de líquidos y purga el aire (gases) acumulado mientras el sistema está presurizado y en funcionamiento. El diseño exclusivo permite separar el líquido del mecanismo de cierre hermético (sellado) y asegura óptimas condiciones de funcionamiento.

Aplicaciones

- Estaciones de bombeo para aguas servidas, aguas residuales y plantas de tratamiento de agua.
- Líneas de suministro de aguas residuales y agua de mar.

Operación

El componente de aire y vacío descarga grandes caudales de aire mientras el sistema se va llenando y admite grandes caudales de aire durante el vaciado del sistema y en caso de separación de la columna de agua.

El aire a alta velocidad no cierra el flotador; es el agua la que eleva el flotador para cerrar herméticamente la válvula.

El descenso de la presión a un nivel inferior a la presión atmosférica, en cualquier momento de la operación, provoca la admisión de aire al sistema.

La descarga suave y lenta del aire previene las ondas de presión y otros fenómenos perniciosos.

La admisión de aire en respuesta a presiones negativas protege al sistema contra los nefastos efectos del vacío e impide los daños causados por la separación de la columna de agua. La entrada del aire es esencial para vaciar eficazmente el sistema.

El componente automático de purga de aire libera el aire atrapado en el sistema presurizado.

Sin válvulas de aire, las bolsas de aire que se acumulan o son arrastradas por la corriente pueden provocar los siguientes trastornos hidráulicos:

- Reducción del flujo efectivo por el efecto de estrangulación similar al de una válvula parcialmente cerrada, y en casos extremos la completa interrupción del flujo.
- Menor eficiencia en la conductividad hidráulica como consecuencia de las alteraciones en el flujo del aire.
- Aceleración de los daños por cavitación
- Transitorios y ondas de presión

- Corrosión en tuberías y accesorios
- Peligro de fuertes explosiones de aire comprimido
- Errores en la medición del consumo.

A medida que el sistema se va llenando, la válvula funciona según las siguientes etapas:

1. Libera el aire (o gas) atrapado en la tubería.
2. Cuando el nivel del líquido llega a la parte inferior de la válvula, el flotador inferior se eleva y empuja a la goma desplegable a la posición de cierre hermético.
3. El aire atrapado queda encerrado en una bolsa, entre el líquido y el mecanismo de cierre hermético. La presión del aire es igual a la del sistema.
4. El aumento de la presión en el sistema comprime al aire atrapado en la parte superior de la cámara cónica. La forma cónica asegura la altura del espacio de aire. Esto permite aislar al líquido del mecanismo de cierre hermético.
5. El aire (o gas) atrapado, que se acumula en los puntos elevados y a todo lo largo del sistema, sube a la parte superior de la válvula y desplaza al líquido en el cuerpo de la válvula.
6. Cuando el nivel del líquido desciende al punto en que el flotador ya no se mantiene, el flotador desciende y abre la goma desplegable de cierre hermético. El orificio de purga de aire se abre para permitir que parte del aire acumulado en la parte superior de la válvula se descargue a la atmósfera.
7. El líquido entra en la válvula; el flotador se eleva y empuja a la goma desplegable a la posición de cierre hermético (sellado). El espacio de aire remanente evita que las aguas residuales contaminen el mecanismo.

Cuando la presión interna cae por debajo de la presión atmosférica (negativa):

1. El flotador baja inmediatamente para abrir los orificios de purga y de aire y vacío.
2. El aire entra en el sistema.

Características principales

- Presiones de trabajo: 0.2 - 16 bar.
- Presión de prueba: 25 bar
- Máxima temperatura de trabajo: 60°C
- Máxima temperatura momentánea de trabajo: 90°C
- El diseño exclusivo impide el contacto de las aguas residuales con el mecanismo de cierre hermético al crearse un espacio de aire en la parte superior de la válvula. Esto se obtiene mediante:
 - **La forma cónica del cuerpo y la palanca exterior:** diseñada para mantener la máxima distancia posible entre el líquido y el mecanismo de cierre hermético en un cuerpo de mínima longitud.

- **Conexión a resorte entre el eje y el flotador superior:** las vibraciones del flotador inferior no consiguen abrir la válvula automática. La purga tiene lugar únicamente cuando se acumula suficiente aire.
- **Parte inferior del cuerpo en forma de embudo:** diseñada para asegurar que los residuos vuelvan al sistema y sean retirados por el tubo principal.
 - Todas las piezas metálicas internas son de acero inoxidable.
 - El diseño exclusivo de la palanca exterior impide el contacto de las aguas residuales con el mecanismo de cierre hermético, evita las obstrucciones causadas por residuos sólidos y asegura una selladura a prueba de fugas.
 - El conjunto del tapón del orificio está instalado en el exterior de la válvula D-023, para mantener las palancas y pernos fuera del cuerpo de la válvula y de su entorno corrosivo.
 - La válvula de bola de 1" descarga la presión atrapada y vacía el cuerpo de la válvula antes de las operaciones de mantenimiento.
 - La salida de drenaje permite evacuar los líquidos excedentes.

Selección de la válvula

- Tamaños: 3" - 8"
- Conexiones de brida de conformidad con cualquier normativa que se requiera
- Cuerpo metálico estándar, también disponible con cuerpo de acero inoxidable.
- Revestimiento: epoxy adherido por fusión (FBE) conforme a la

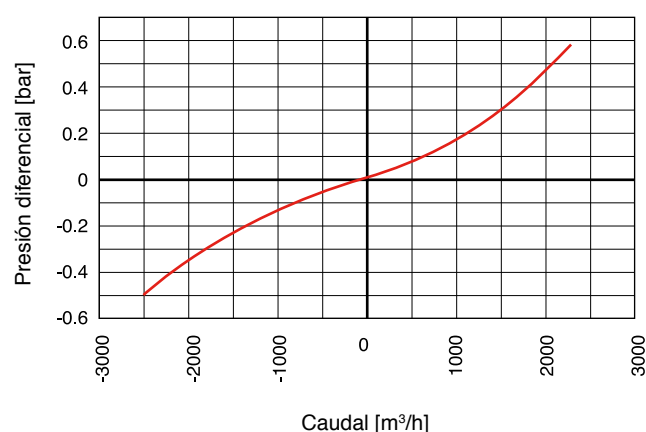
norma DIN 30677-2.

- Revestimientos adicionales a pedido del cliente
- Accesorios opcionales
- Accesorio unidireccional de salida solamente, permite sólo la salida de aire e impide la admisión.
- Interruptor de vacío, de entrada solamente, permite sólo la admisión de aire e impide la salida.
- Accesorio de prevención del golpe de ariete (Non-Slam) permite la libre admisión de aire y regula la purga - Modelo D-023 NS.

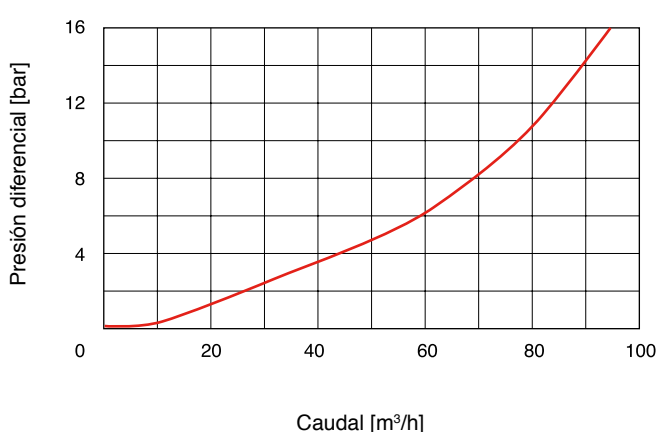
Nota

- La válvula de aire D-023 está destinada al uso con aguas residuales no tratadas. Para utilizarlas con líquidos más agresivos, sírvase consultar a nuestros ingenieros de aplicaciones o al departamento de marketing.
- Para escoger la válvula más adecuada, se recomienda indicar en el pedido las propiedades químicas del líquido que fluye por la tubería.
- Al hacer su pedido, no olvide indicar el modelo, tamaño, presión de trabajo, normativa de las conexiones y tipo de líquido.

PURGA DE AIRE



PURGA AUTOMATICA DE AIRE

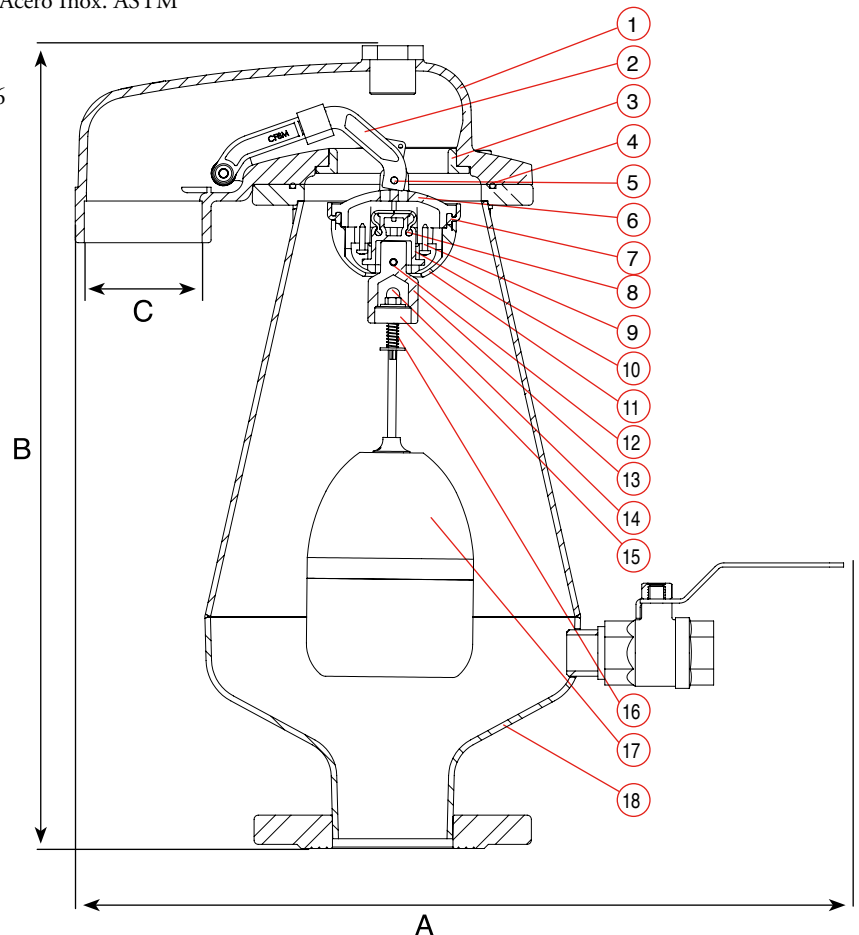
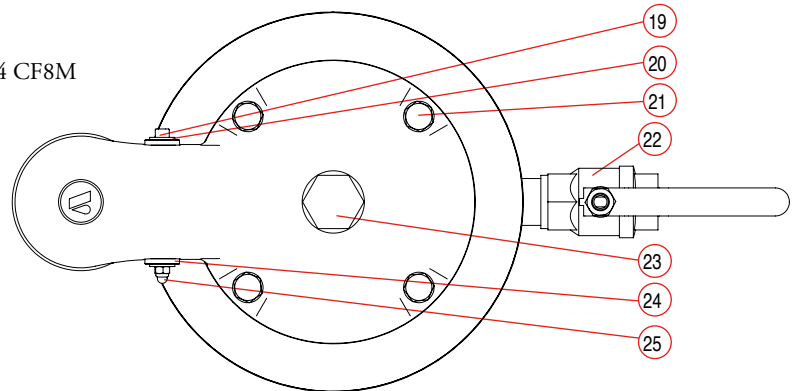


MEDIDAS Y PESOS

Tamaño nominal	Dimensiones mm		Conexión C	Peso Kg.	Área del orificio mm²	
	A	B			Auto.	A / V
3" (80 mm)	554	580	3" BSP / NPSM Hembra	22	15.7	5024
4" (100 mm)	554	580	3" BSP / NPSM Hembra	23	15.7	5024
6" (150 mm)	554	580	3" BSP / NPSM Hembra	24.5	15.7	5024
8" (200 mm)	554	580	3" BSP / NPSM Hembra	27.5	15.7	5024

LISTA DE PIEZAS Y ESPECIFICACIONES

No.	Pieza	Material
1.	Tapa	Hierro Dúctil ASTM A-536-60-40-18 / Acero Inox. ASTM A744 CF8M
2.	Conjunto Brazo del Disco	Acero Inox. SAE 316 + E.P.D.M.
3.	Orificio (Sólo Cuerpo Hierro Dúctil)	Bronce B 62
4.	Junta Tórica	BUNA-N
5.	Remache	Acero Inox. SAE 304
6.	Disco de Aire y Vacío	Nylon Reforzado / Acero Inox. ASTM A744 CF8M
7.	Junta del Disco de Aire y Vacío	E.P.D.M.
8.	Junta del Disco de Purga de Aire	E.P.D.M.
9.	Tornillo	Acero Inox. SAE 304
10.	Disco de Purga de Aire	Nylon Reforzado
11.	Tapa del Disco de Purga de Aire	Nylon reforzado
12.	Perno	Acero Inox. SAE 304
13.	Adaptador de Varilla	Polipropileno
14.	Tuerca Ciega	Acero Inox. SAE 304
15.	Tope	Polipropileno
16.	Resorte	Acero Inox. SAE 316
17.	Conj. Flotador	Polycarbonato + Acero Inox. 316 / Acero inox.
18.	Cuerpo 3"	Acero DIN ST-37 / Acero Inox. SAE 316 / Acero A216 WCB / Acero Inox. ASTM A744 CF8M
	4" - 8"	Acero DIN ST-37 / Acero Inox. SAE 316
19.	Tornillo	Acero Inox. SAE 304
20.	Arandela	Acero Inox. SAE 304
21.	Tornillo, Tuerca y Arandela	Acero Inox. SAE 316
22.	Válvula de Bola 1"	Latón Cromado / Acero Inox.
23.	Tapón	Polipropileno
24.	Buje	Acetal
25.	Tuerca Ciega	Acero Inox. SAE 316



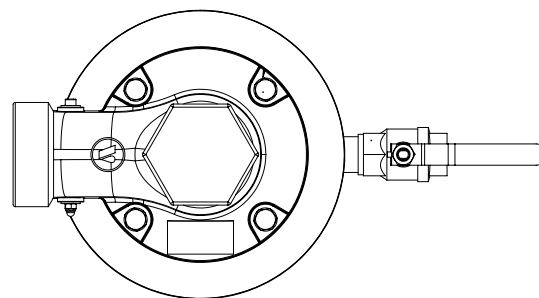
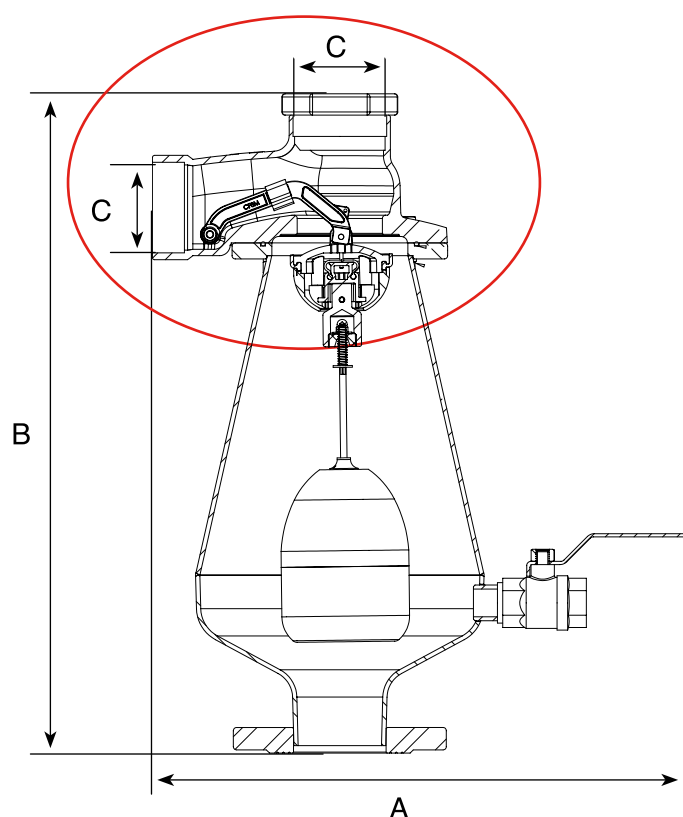
Tapa de la salida de descarga en dos direcciones

Con la válvula ventosa trifuncional para aguas residuales D-023 se ofrece una tapa opcional de salida de descarga en dos direcciones, de acero inoxidable.

Una salida está siempre abierta para purgar aire, mientras la otra permanece cerrada por medio de un tapón. Ambas salidas tienen una rosca de 3".

Con esta opción, el aire puede salir en sentido horizontal o vertical, en función de la instalación. Esto facilita la salida vertical del aire en las válvulas instaladas en bocas de acceso.

La tapa es un componente estándar en todas las válvulas de instalación subterránea D-023 SB y se ofrece como accesorio opcional para todas las válvulas de aire D-023, de acero inoxidable o con revestimiento epoxy.



MEDIDAS Y PESOS

Tamaño nominal	Dimensiones mm		Conexión C	Peso Kg.	Área del orificio mm ²	
	A	B			Auto.	A / V
3" (80 mm)	500	620	3" BSP / NPSM Hembra	25	15.7	5024
4" (100 mm)	500	620	3" BSP / NPSM Hembra	26	15.7	5024
6" (150 mm)	500	620	3" BSP / NPSM Hembra	27.5	15.7	5024
8" (200 mm)	500	620	3" BSP / NPSM Hembra	30.5	15.7	5024

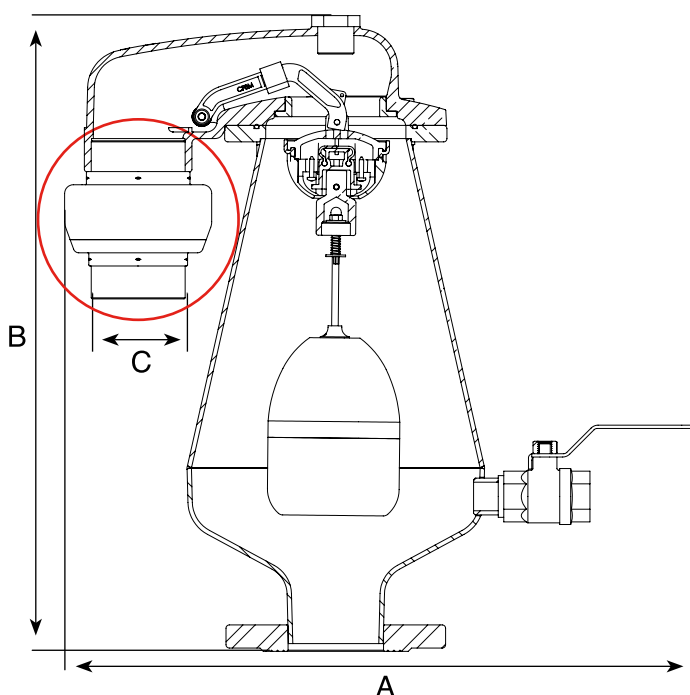
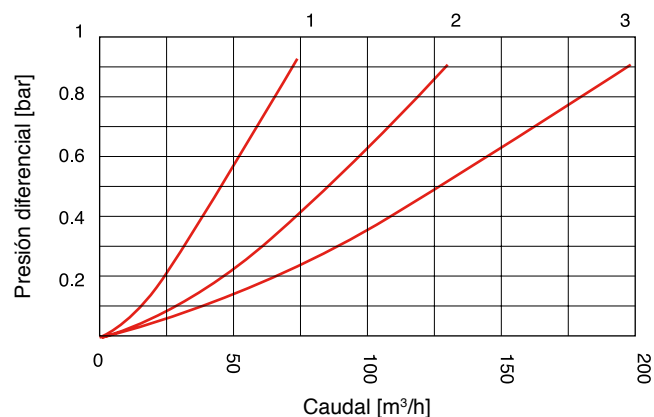
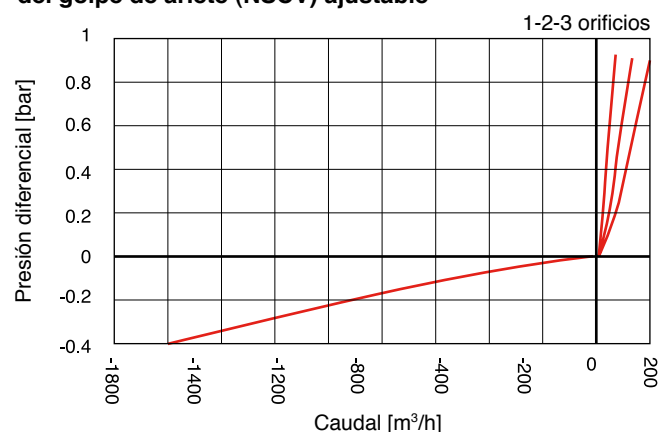
Válvula ventosa trifuncional para aguas residuales - Non Slam

El accesorio D-023 Non Slam amortigua las ondas de presión y previene el golpe de ariete. Es un mecanismo eficaz de supresión de las ondas de presión.

En casos de drenaje repentino y de separación de la columna de agua (por ejemplo si la bomba se detiene súbitamente o una válvula se cierra), el orificio de aire y vacío admite grandes caudales de aire para evitar la formación de vacío. Al retorno de la columna de agua o de la onda de presión, se descargan grandes volúmenes de aire lentamente, a través del orificio pequeño del accesorio. Esta bolsa de aire de escape lento amortigua el impacto de la columna de agua que retorna y así evita el golpe de ariete. El flujo de agua que llega a una velocidad mucho menor, aminorada por la descarga más lenta del aire, levanta el flotador principal para cerrar suavemente el componente de aire y vacío de la ventosa.



Con válvula de retención de prevención del golpe de ariete (NSCV) ajustable



MEDIDAS Y PESOS

Tamaño nominal	Dimensiones mm		Conexión C	Peso Kg.	Área del orificio mm²	
	A	B			Auto.	A / V
3" (80 mm)	573	580	3" BSP / NPSM Hembra	22.45	15.7	5024
4" (100 mm)	573	580	3" BSP / NPSM Hembra	23.45	15.7	5024
6" (150 mm)	573	580	3" BSP / NPSM Hembra	24.95	15.7	5024
8" (200 mm)	573	580	3" BSP / NPSM Hembra	27.95	15.7	5024

Tabla de datos del accesorio de prevención del golpe de ariete (Non-Slam) de orificios variables D-023 NS

Modelo	Orificio de purga mm	Área NS total en mm²	Orificio NS mm	Punto de cambio cm	Caudal a 0.4 bar m³/h
1 orificio	75	50.3	8	Accionado a resorte, normalmente cerrado	40
2 orificios	75	100.5	11.3		75
3 orificios	75	150.8	13.9		105

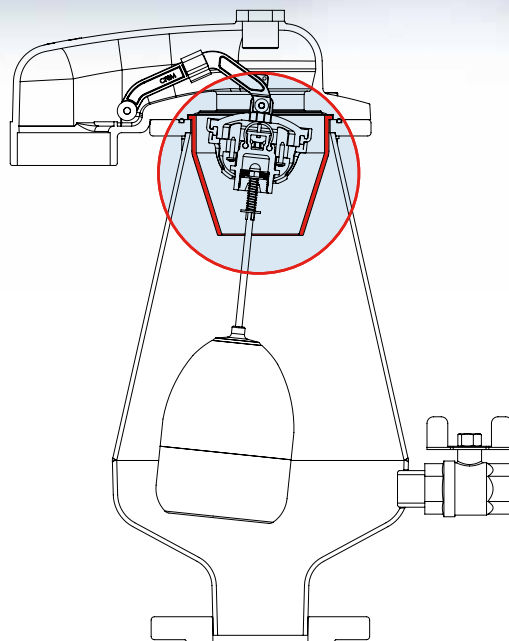
Spray Guard ®

Spray Guard® minimiza las salpicaduras en la salida de la válvula de aire, particularmente cuando la tubería se llena rápidamente.

Operación: El líquido llega a la ventosa a velocidades muy altas mientras el cuerpo de la ventosa todavía está vacío. Spray Guard® desvía hacia abajo la onda de líquido que avanza por la pared del cuerpo de la ventosa y de ese modo impide la llegada del líquido al orificio y la salida de descarga.

Este dispositivo se monta fácilmente sobre productos ya instalados* en el terreno; también se puede encargar con la compra de válvulas nuevas.

* Sólo en las válvulas de aire cuyas tapas están preparadas para admitir el dispositivo. Se recomienda consultar a nuestro servicio al cliente.





Diseño, fabricación y comercialización de tubos, perfiles y accesorios de Polietileno, Polipropileno y PVC.

Montevideo, 1 de Febrero de 2024

Att.: Sr. Lucas Piaggio
Presente

Tel.: 098 995 409
Fax:
e-mail: lpiaggio1@gmail.com

PRESUPUESTO N°. 001/24
Ref.: Interceptor costero

Tenemos el agrado de cotizar a Ud. lo siguiente:

Kg.	Em.	It.	Codigo	Cant.	U.	Descripción	D./mm	U/E	Precio	Total
11162	39	1	1213020125	468 m		Tubo PE100 SDR 33 PN 5	500	12	58,43	27.345,24
1E+05	250	2	1213020127	3000 m		Tubo PE100 SDR 33 PN 5	630	12	94,84	284.520,00
57942	98	3	1213020128	1176 m		Tubo PE100 SDR 33 PN 5	710	12	120,71	141.954,96
85308	114	4	1213020129	1368 m		Tubo PE100 SDR 33 PN 5	800	12	152,78	209.003,04
18556	67	5	1213090122	804 m		Tubo PE100 SDR17 PN 10	355	12	56,55	45.466,20
23485	67	6	1213090123	804 m		Tubo PE100 SDR17 PN 10	400	12	71,56	57.534,24
29764	67	7	1213090124	804 m		Tubo PE100 SDR17 PN 10	450	12	90,70	72.922,80

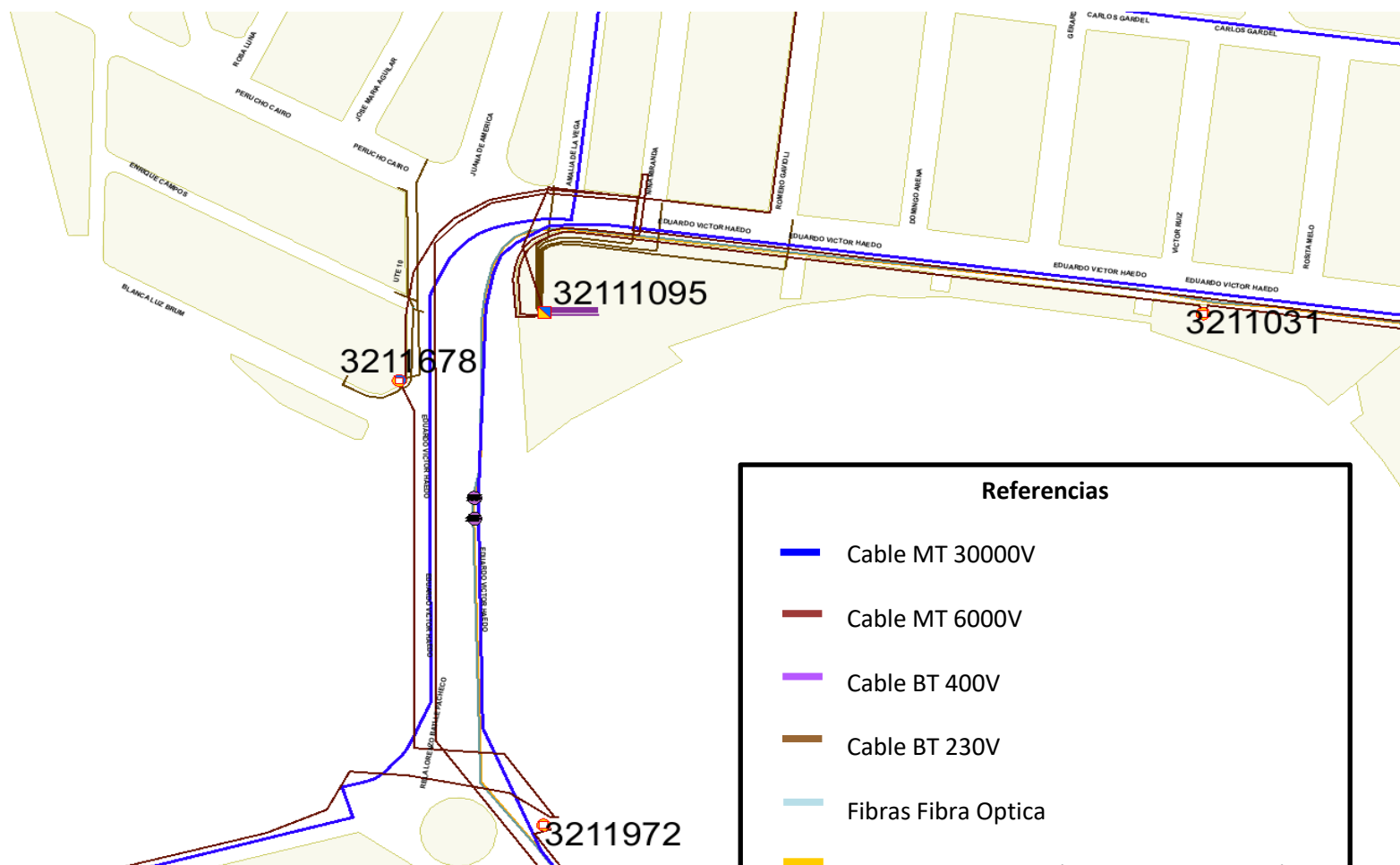
Los precios estan expresados en Dólares Americanos y no incluyen impuestos.

Empaque: En tramos de 12 metros.
Marcas: Legítimo Plastiducto " Descripción" Industria Uruguaya
Origen: Mercadería de origen Uruguayo. Fabricada según Norma UNIT - ISO 4427
Entrega: A convenir, en planta de Plastiducto S.A. (sujeto a prioridades de ventas)
Validez: 8 días de la fecha.
Pago: 50% con la confirmación del pedido y saldo contra entrega.

Esperando que el presente sea de vuestra conformidad, saludamos muy atte.

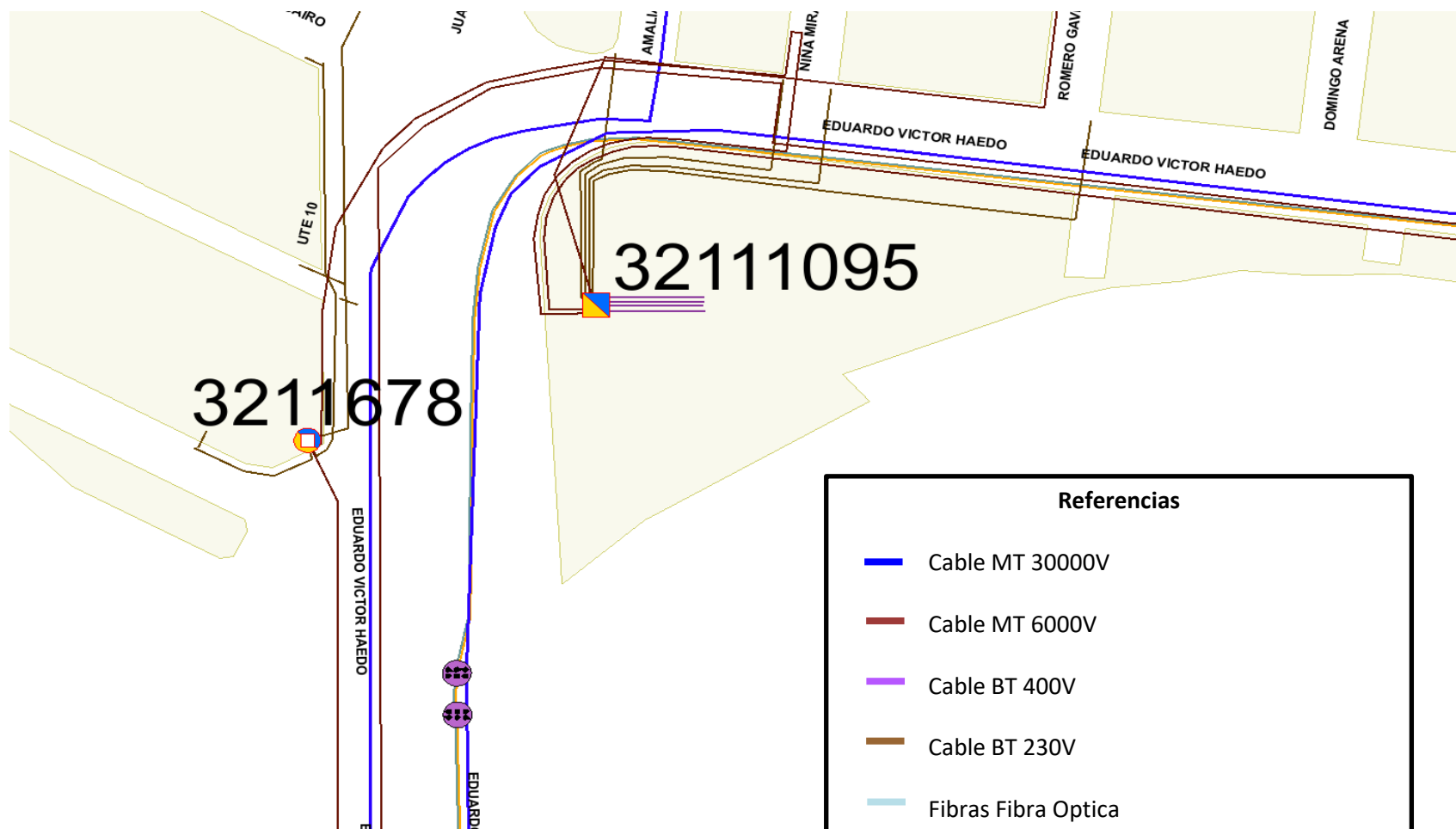
Diego Estoyanoff
Dpto. Comercial

Gabriela Gutiérrez
Gerente Comercial



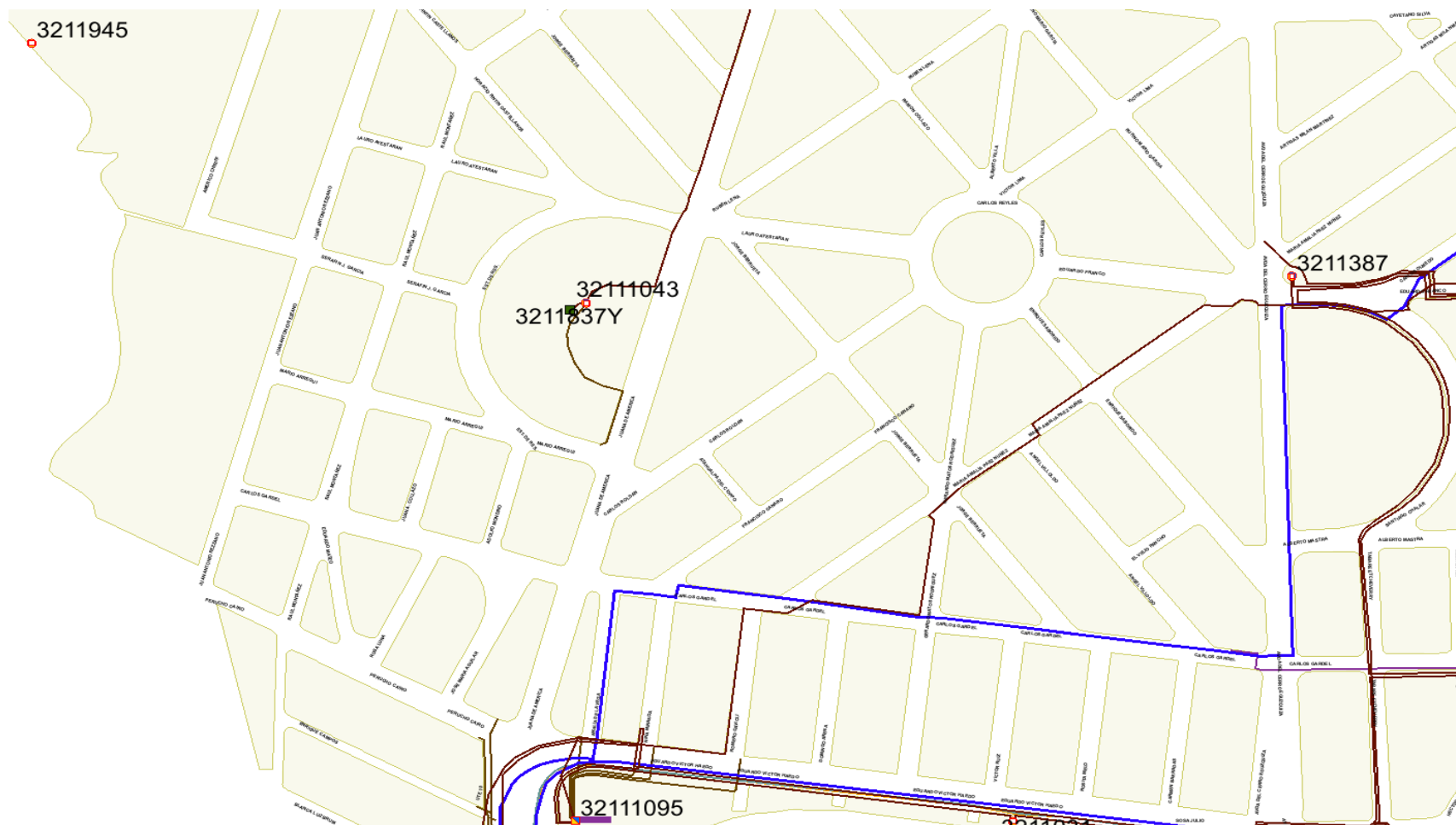
Referencias

- Cable MT 30000V
- Cable MT 6000V
- Cable BT 400V
- Cable BT 230V
- Fibras Fibra Optica
- Tramo Fibra Optica (puede ser punteada)
- Empalme Fibra Optica
- ▀ Subestación de piso
- ◻ Subestación aérea



Referencias

-  Cable MT 30000V
-  Cable MT 6000V
-  Cable BT 400V
-  Cable BT 230V
-  Fibras Fibra Optica
-  Tramo Fibra Optica (puede ser punteada)
-  Empalme Fibra Optica
-  Subestación de piso
-  Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 30000V

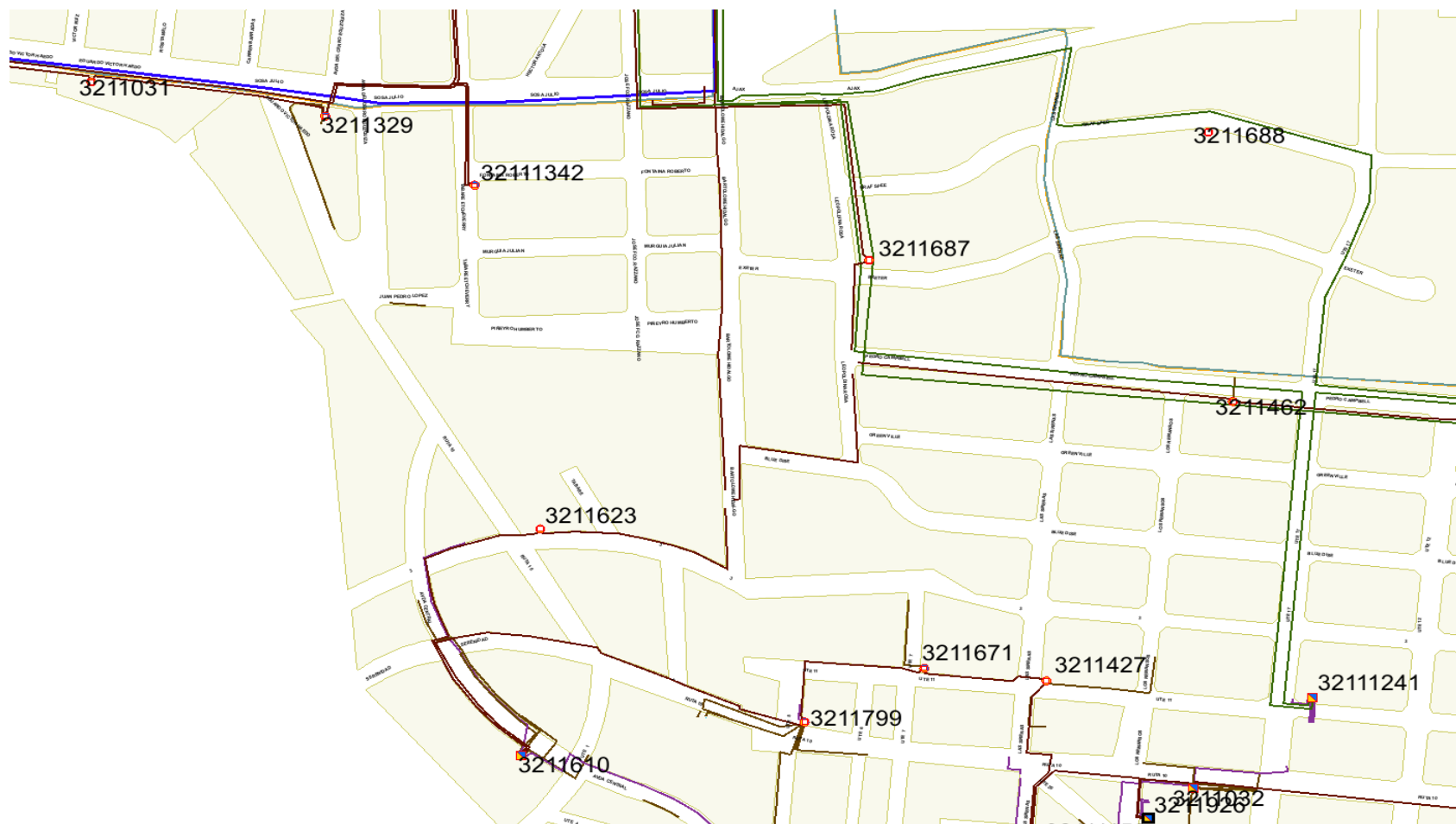
— Cable MT 6000V

— Cable BT 230V

— Fibras Fibra Optica

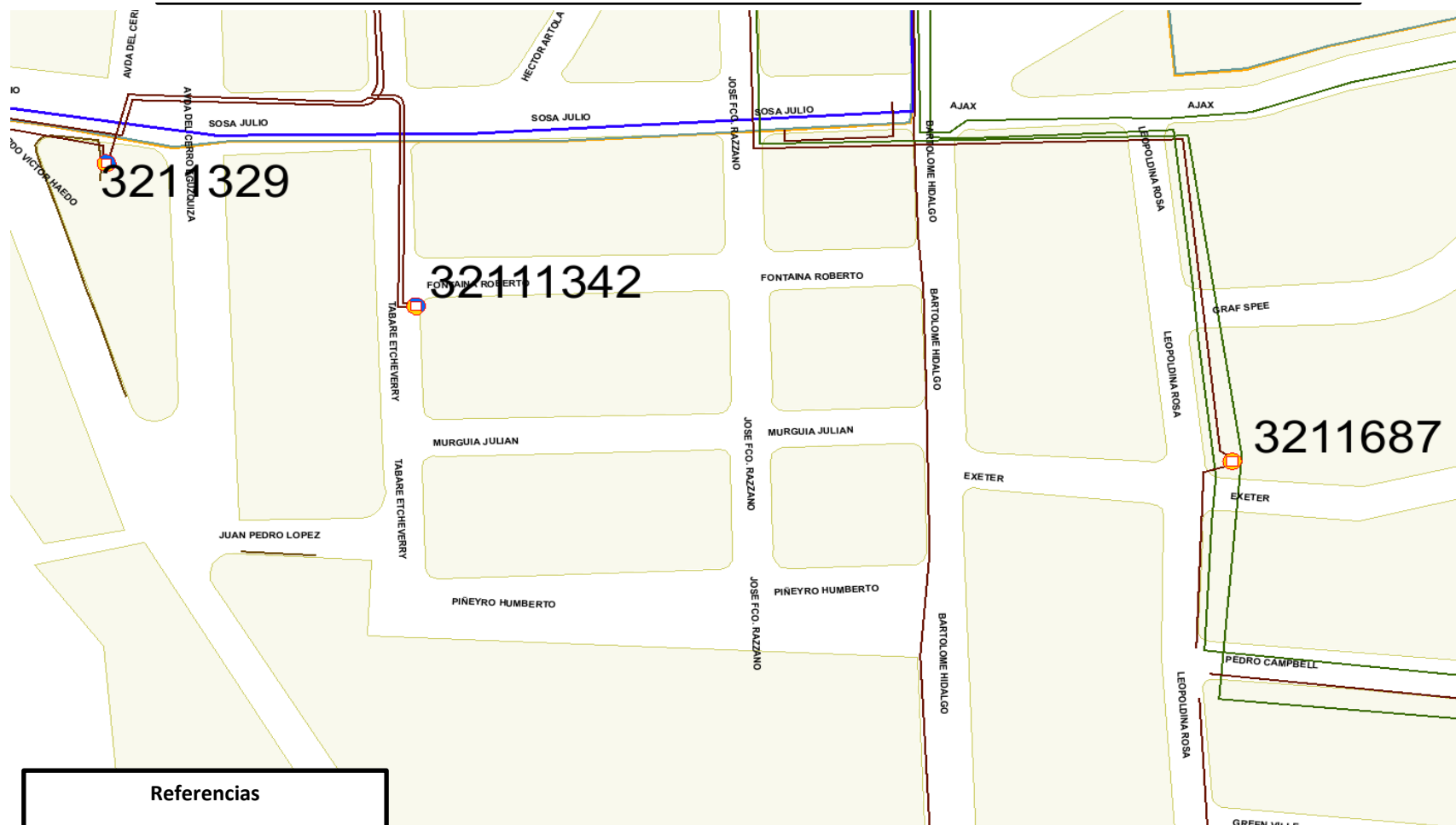
— Tramo Fibra Optica (puede ser punteada)

■ Subestación aérea



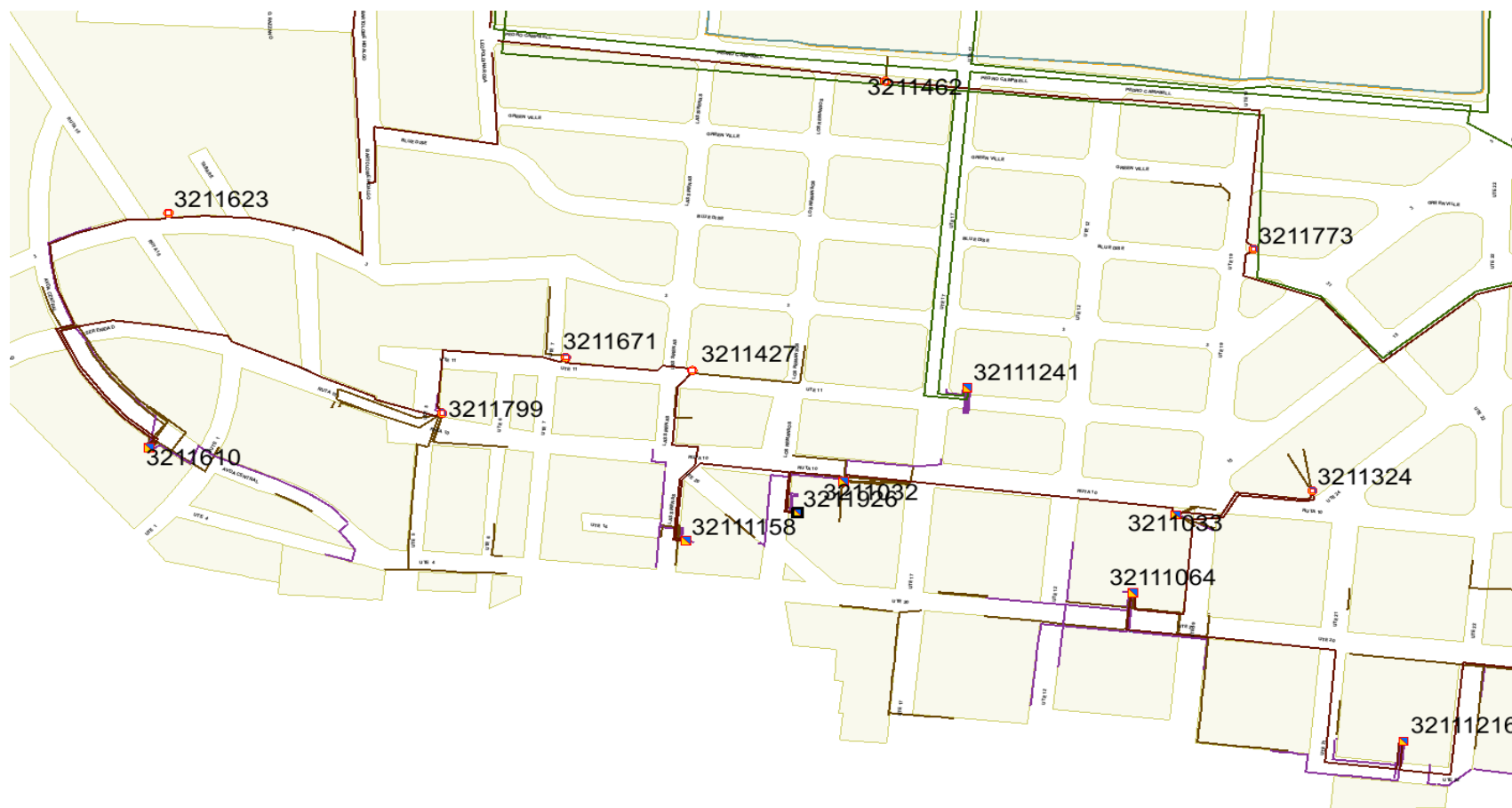
Referencias

- | | |
|---|---|
|  Cable MT 30000V |  Cable BT 230V |
|  Cable MT 15000V |  Fibras Fibra Optica |
|  Cable MT 6000V |  Tramo Fibra Optica (puede ser punteada) |
|  Cable BT 400V |  Subestación de piso |
| |  Subestación aérea |



Referencias

- Cable MT 30000V
- Cable MT 15000V
- Cable MT 6000V
- Cable BT 230V
- Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 15000V

— Cable MT 6000V

— Cable BT 400V

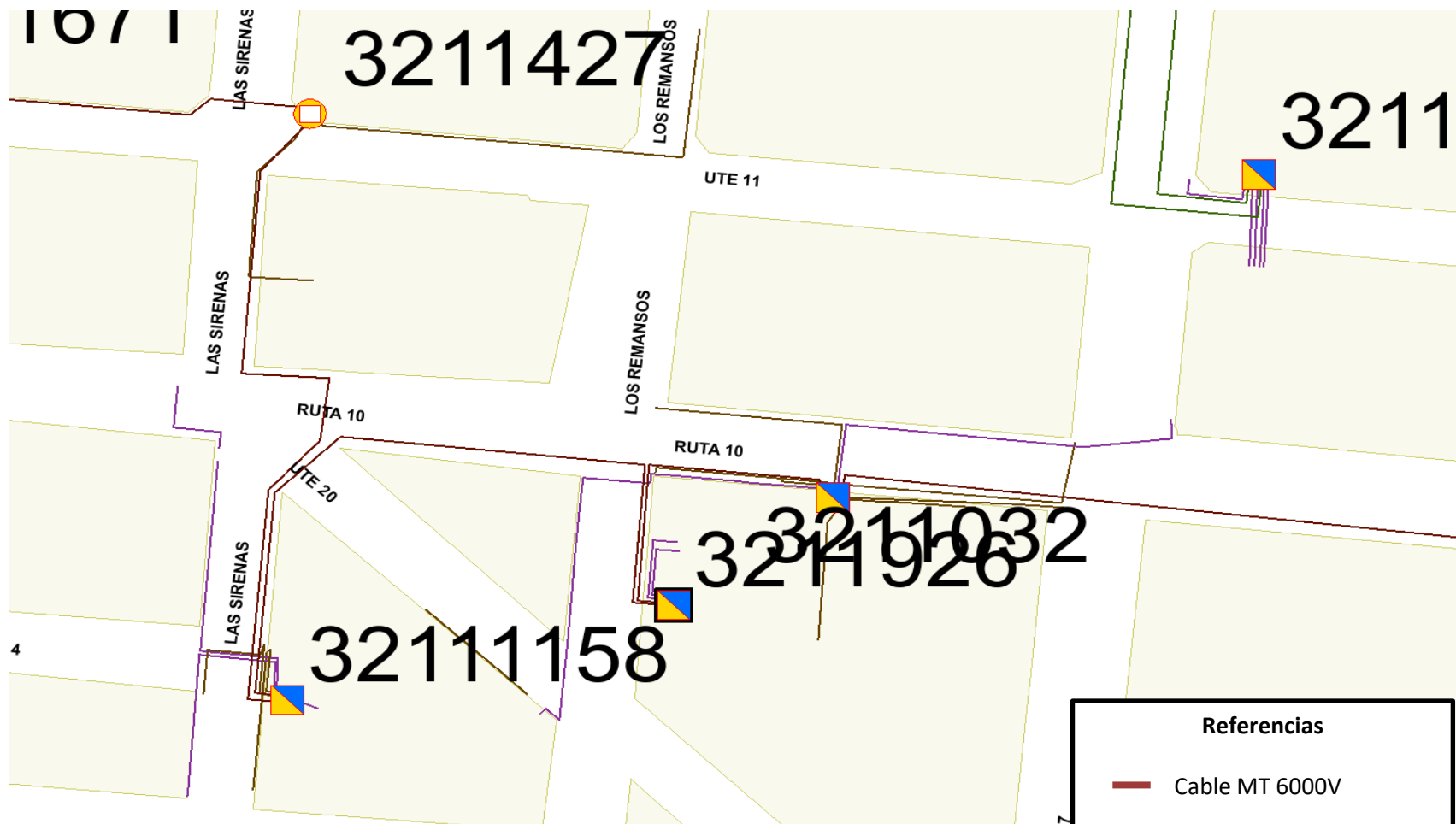
— Cable BT 230V

— Fibras Fibra Optica

— Tramo Fibra Optica (puede ser punteada)

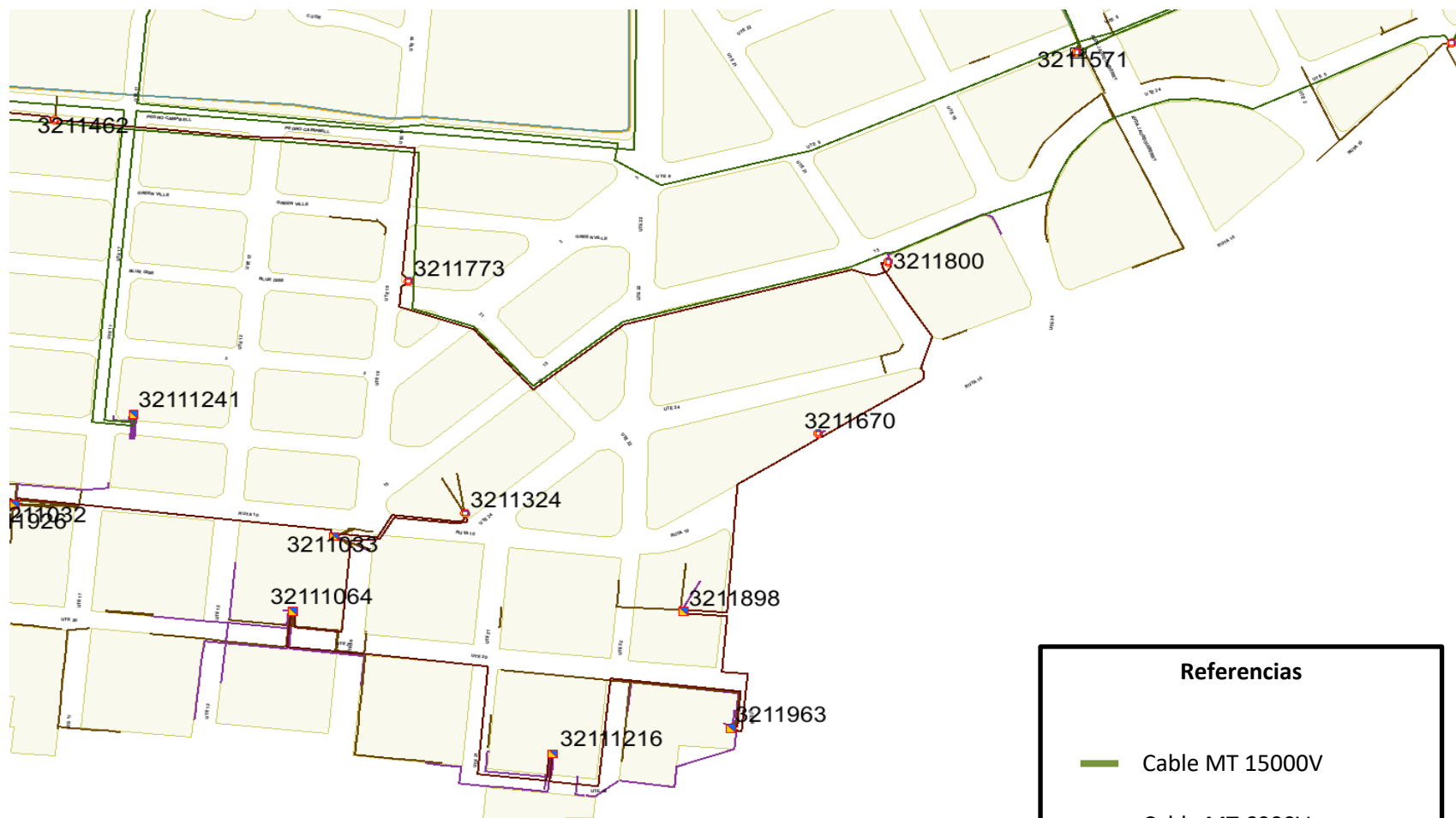
■ Subestación de piso

○ Subestación aérea



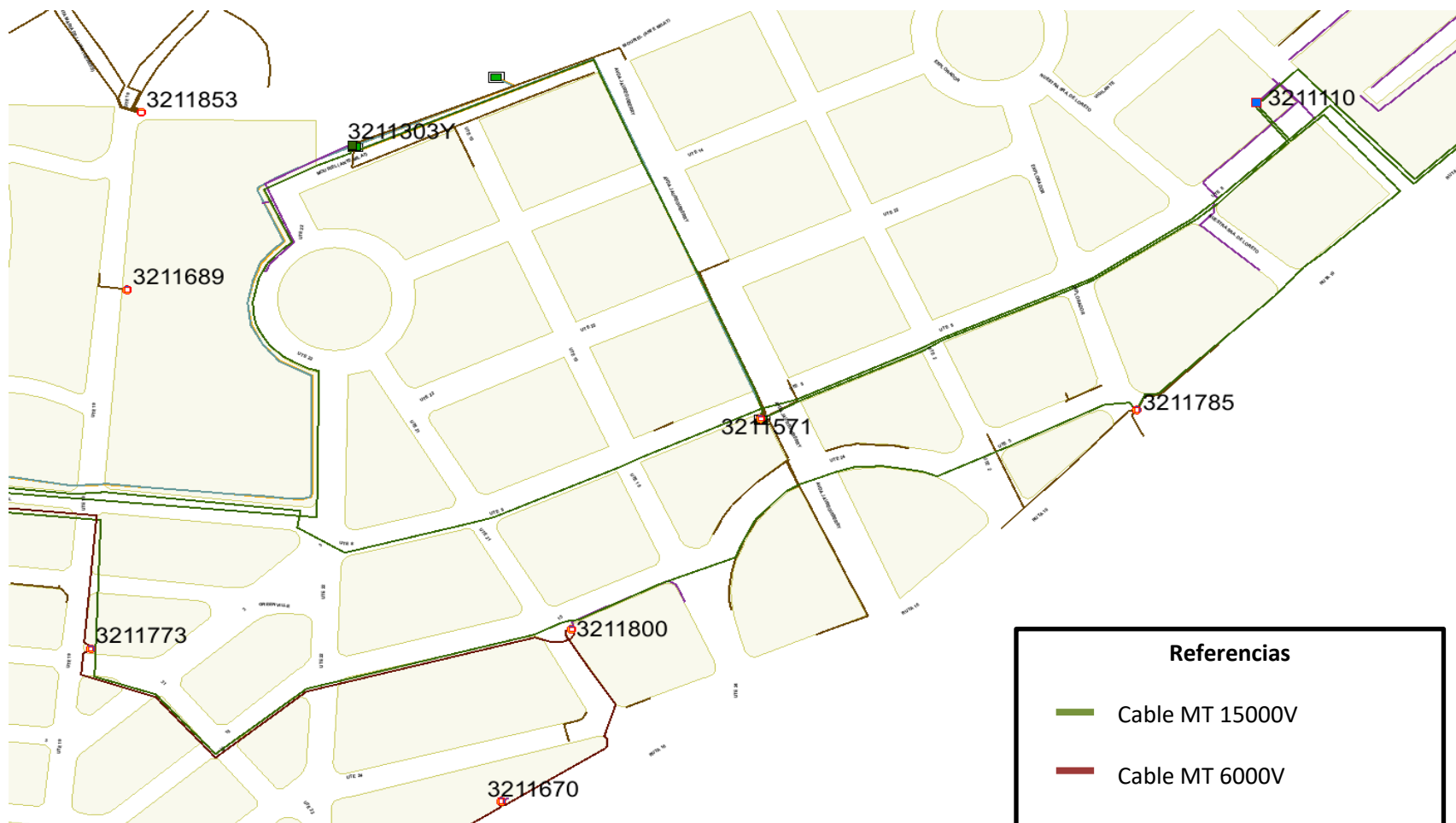
Referencias

- Cable MT 6000V
- Cable BT 400V
- Cable BT 230V
- Subestación de piso
- Subestación aérea



Referencias

- Cable MT 15000V
- Cable MT 6000V
- Cable BT 400V
- Cable BT 230V
- Subestación de piso
- Subestación aérea



Referencias	
	Cable MT 15000V
	Cable MT 6000V
	Cable BT 400V
	Cable BT 230V
	Caja terminal Fibra Óptica
	Subestación de piso
	Subestación aérea



Referencias

-  Cable MT 15000V
-  Cable MT 6000V
-  Cable BT 400V
-  Cable BT 230V
-  Caja terminal Fibra Óptica
-  Subestación de piso
- 



Referencias

 Cable MT 30000V

 Cable MT 15000V

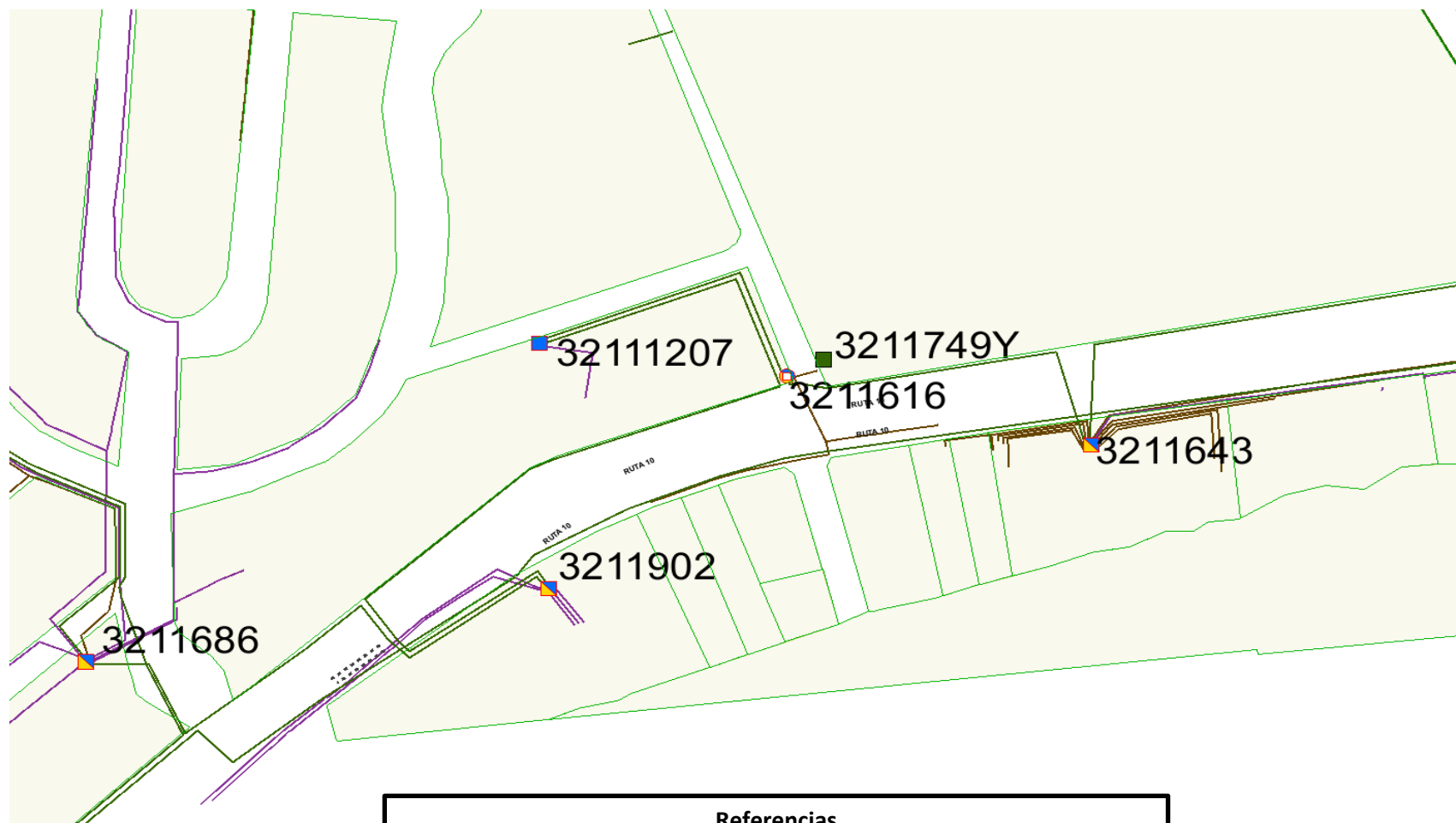
 Cable BT 400V

 Cable BT 230V

 Cable sin tensión

 Subestación de piso

 Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 15000V

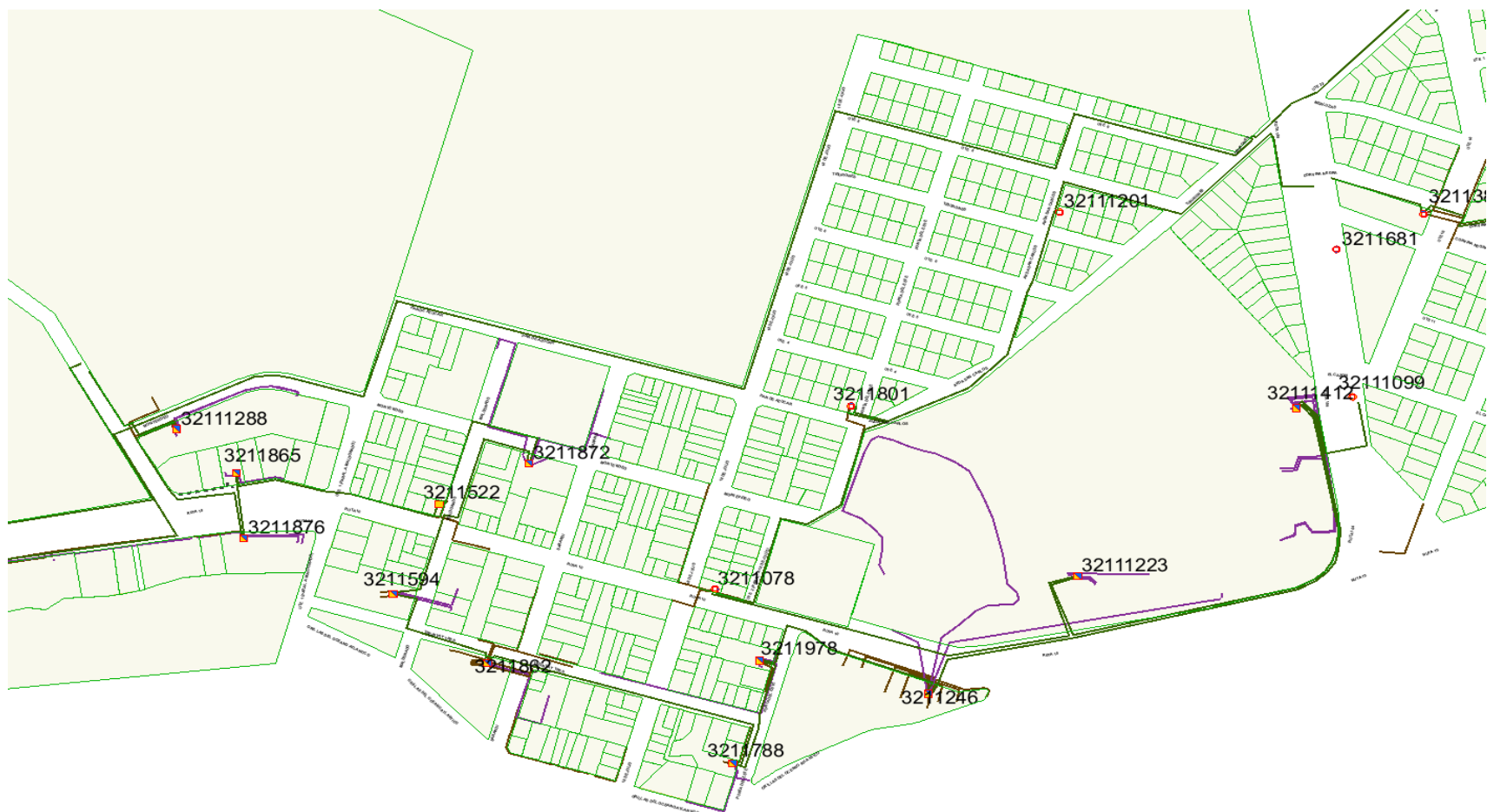
— Cable BT 400V

— Cable BT 230V

--- Cable sin tensión

■ Subestación de piso

■ Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 15000V

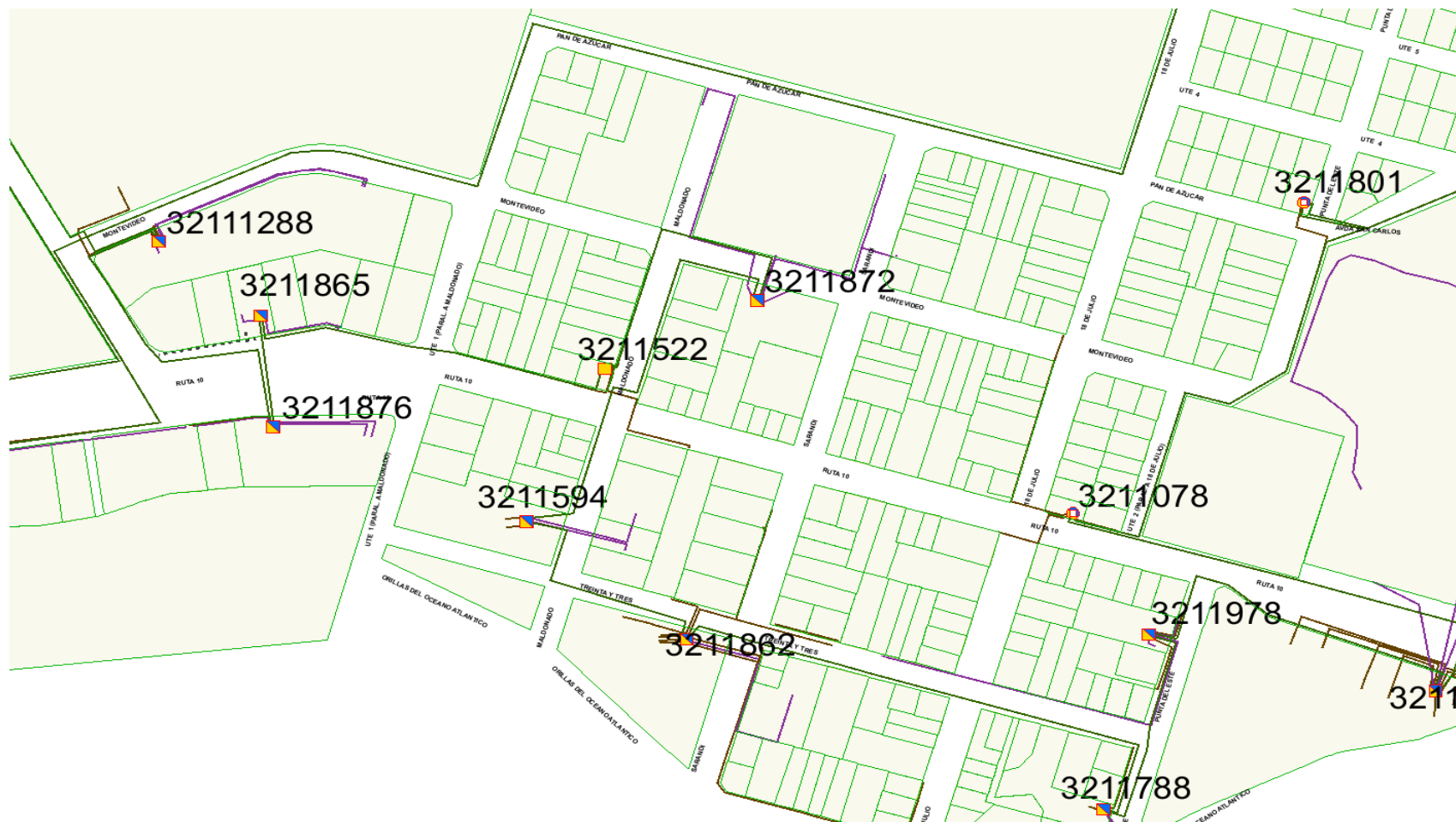
— Cable BT 400V

— Cable BT 230V

--- Cable sin tensión

Subestación de piso

Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 15000V

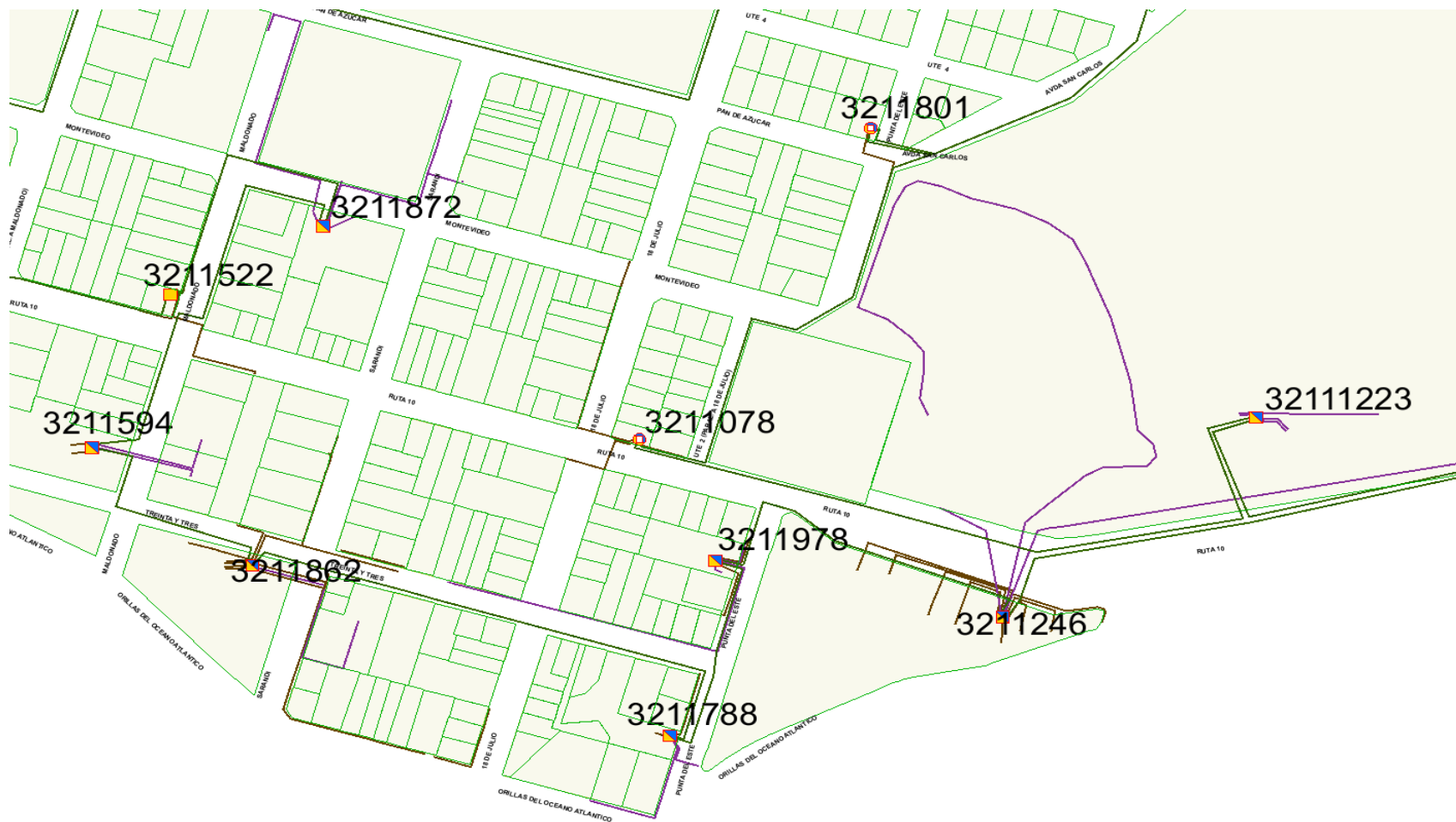
--- Cable sin tensión

— Cable BT 400V

Subestación de piso

— Cable BT 230V

Subestación aérea



Referencias

— Cable MT 15000V

— Cable BT 400V

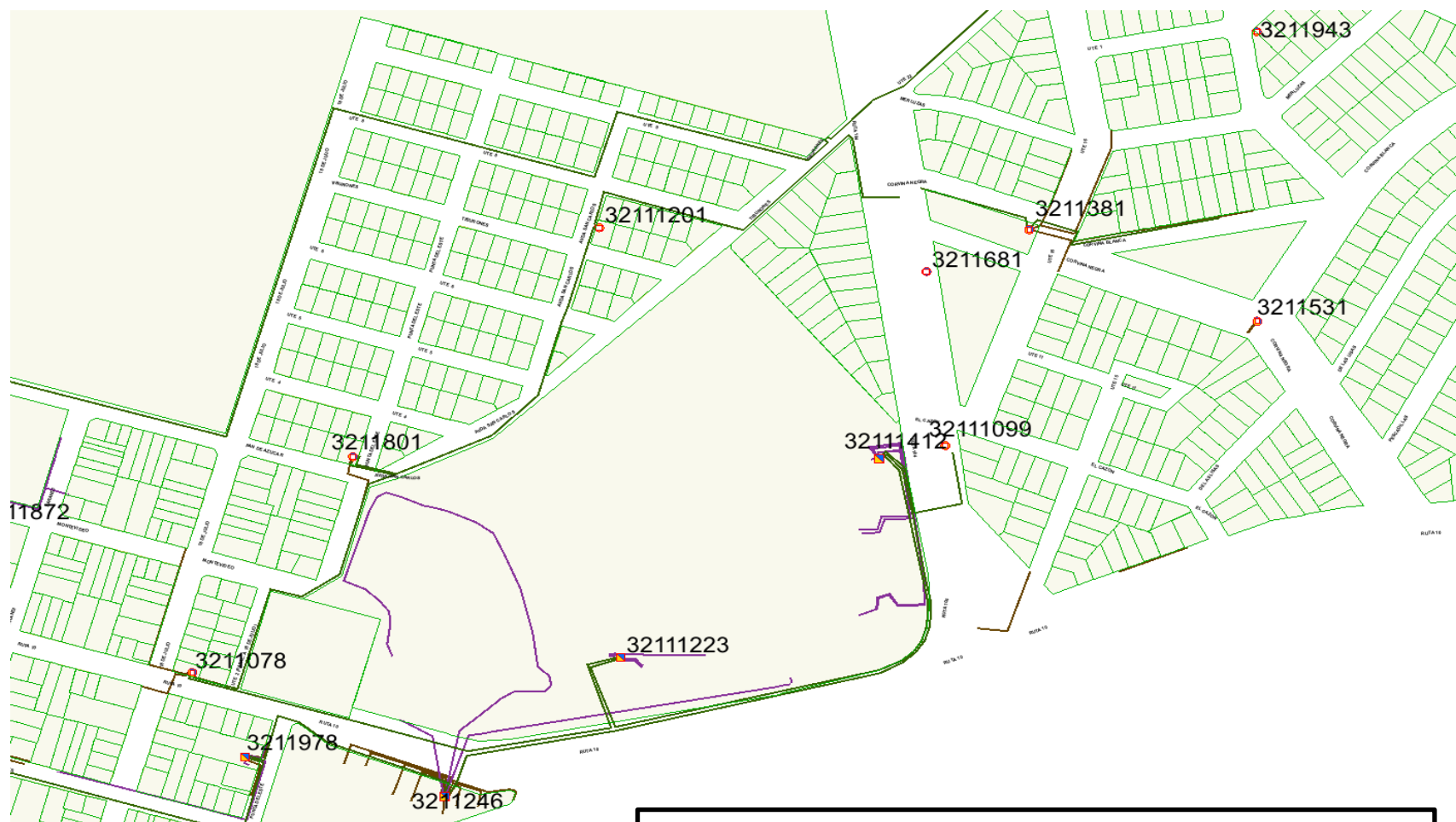
— Cable BT 230V



Subestación de piso



Subestación aérea





Referencias

— Cable MT 15000V

— Cable BT 400V

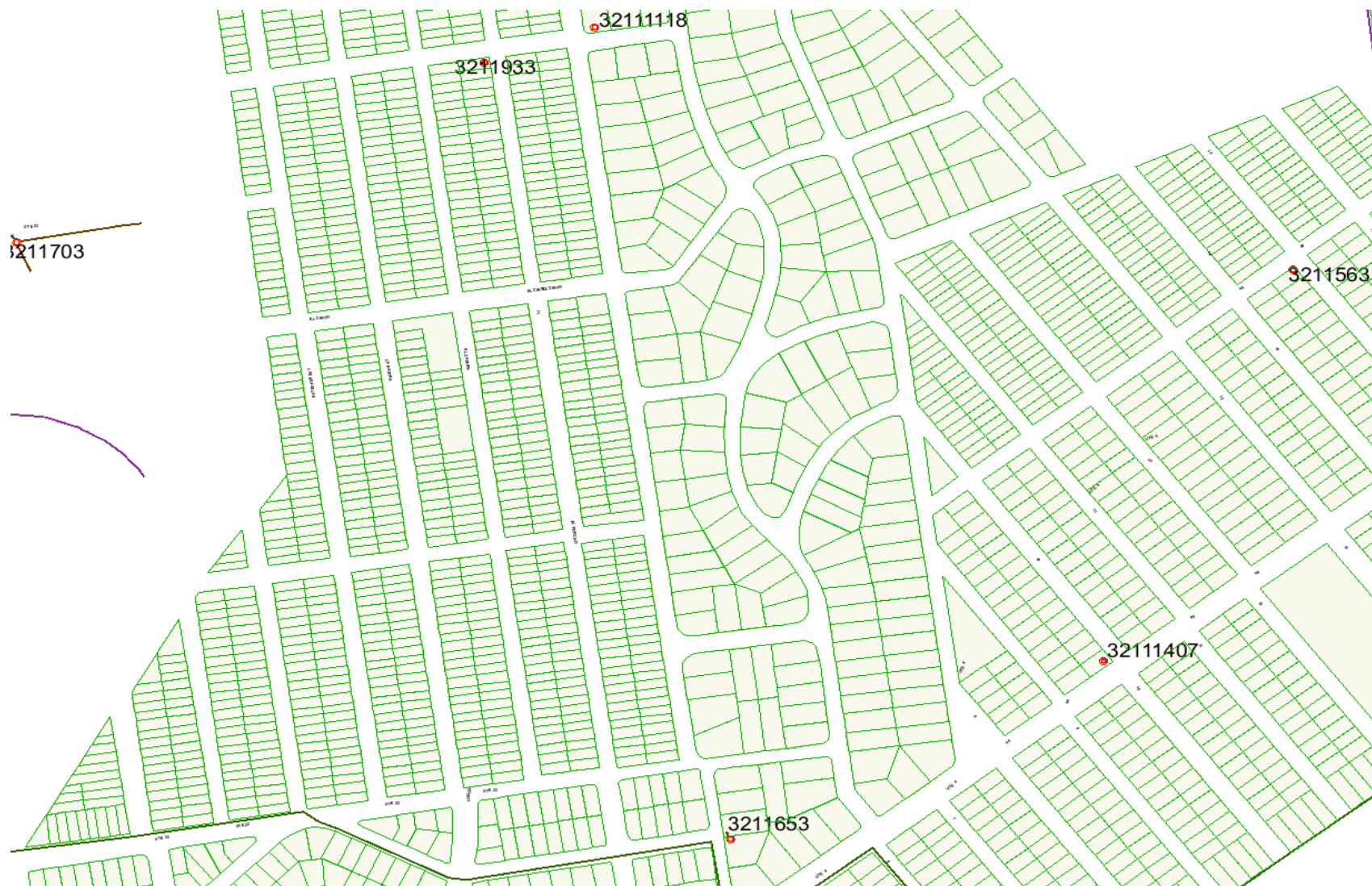
— Cable BT 230V



Subestación de piso



Subestación aérea



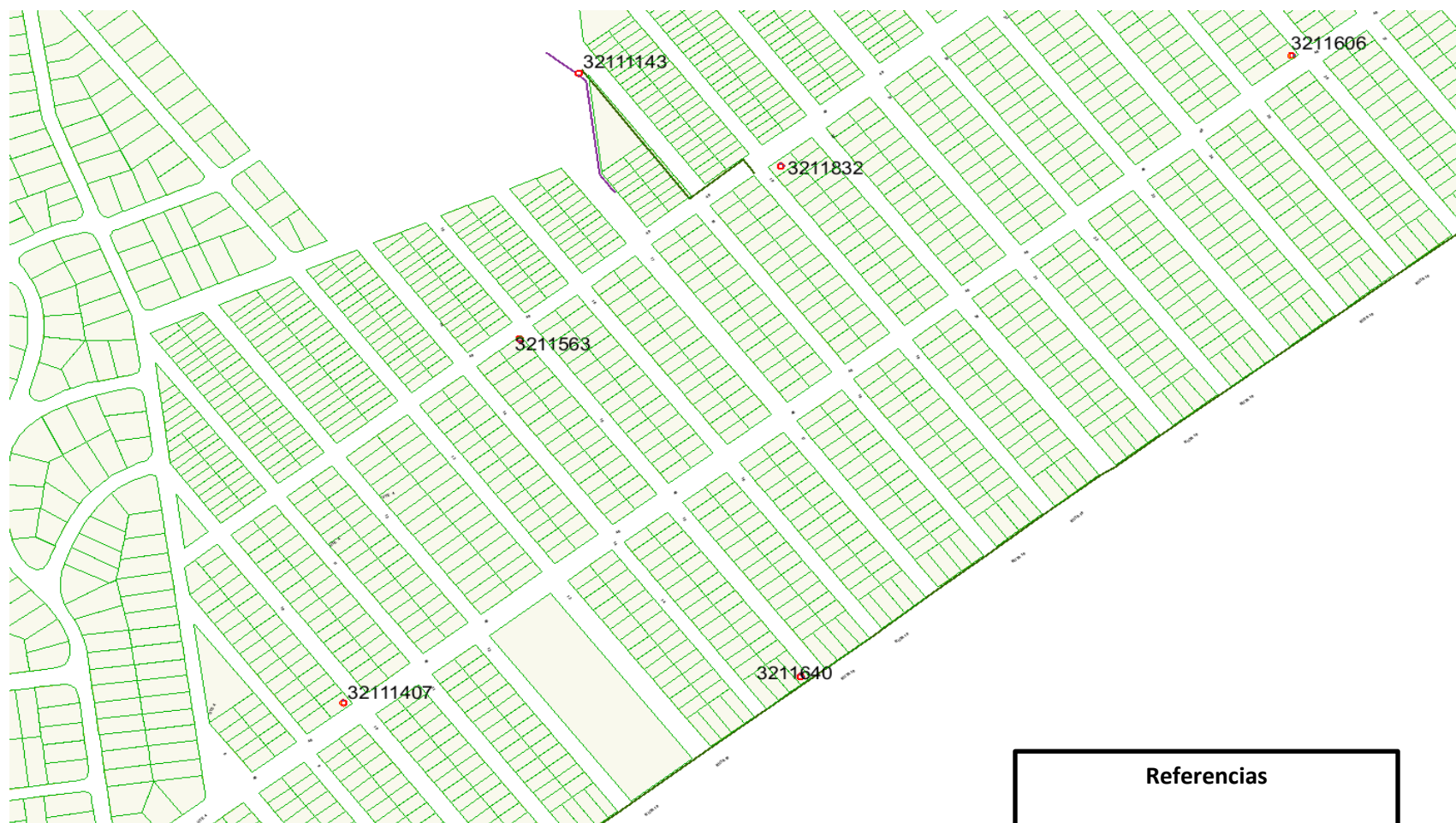
Referencias

— Cable MT 15000V



Subestación aérea

No se registran redes subterráneas en la zona especificada. De igual forma, **se recomienda hacer cateos.**



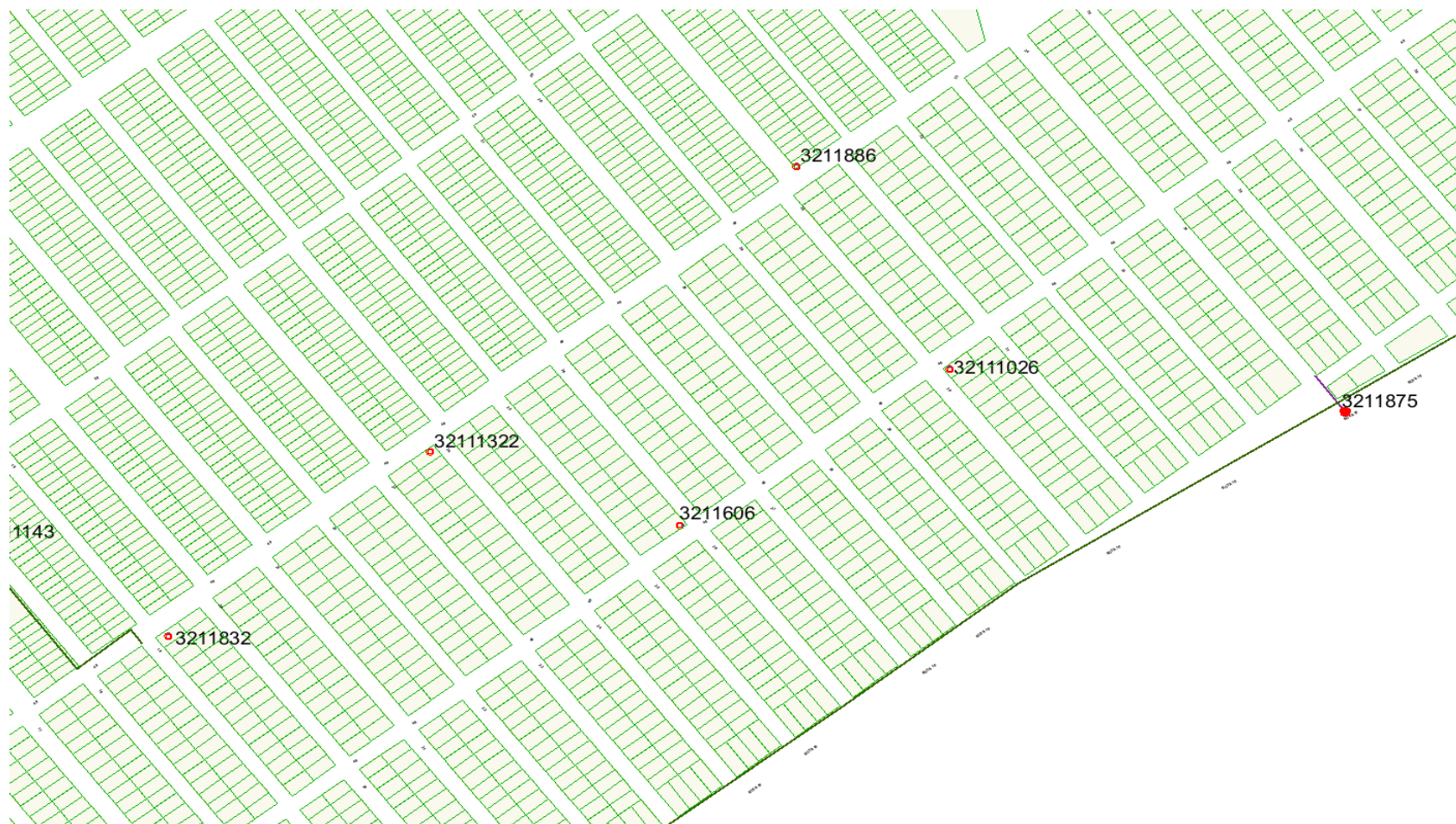
No se registran redes subterráneas en la zona especificada. De igual forma, **se recomienda hacer cateos.**

Referencias

 Cable MT 15000V

 Cable BT 400V

 Subestación aérea



No se registran redes subterráneas en la zona especificada. De igual forma, **se recomienda hacer cateos.**

Referencias

— Cable MT 15000V

— Cable BT 400V



Subestación aérea



No se registran redes subterráneas en la zona especificada. De igual forma, **se recomienda hacer cateos.**

Referencias

-  Cable MT 15000V
-  Cable BT 400V
-  Subestación aérea



No se registran redes subterráneas en la zona especificada. De igual forma, **se recomienda hacer cateos.**

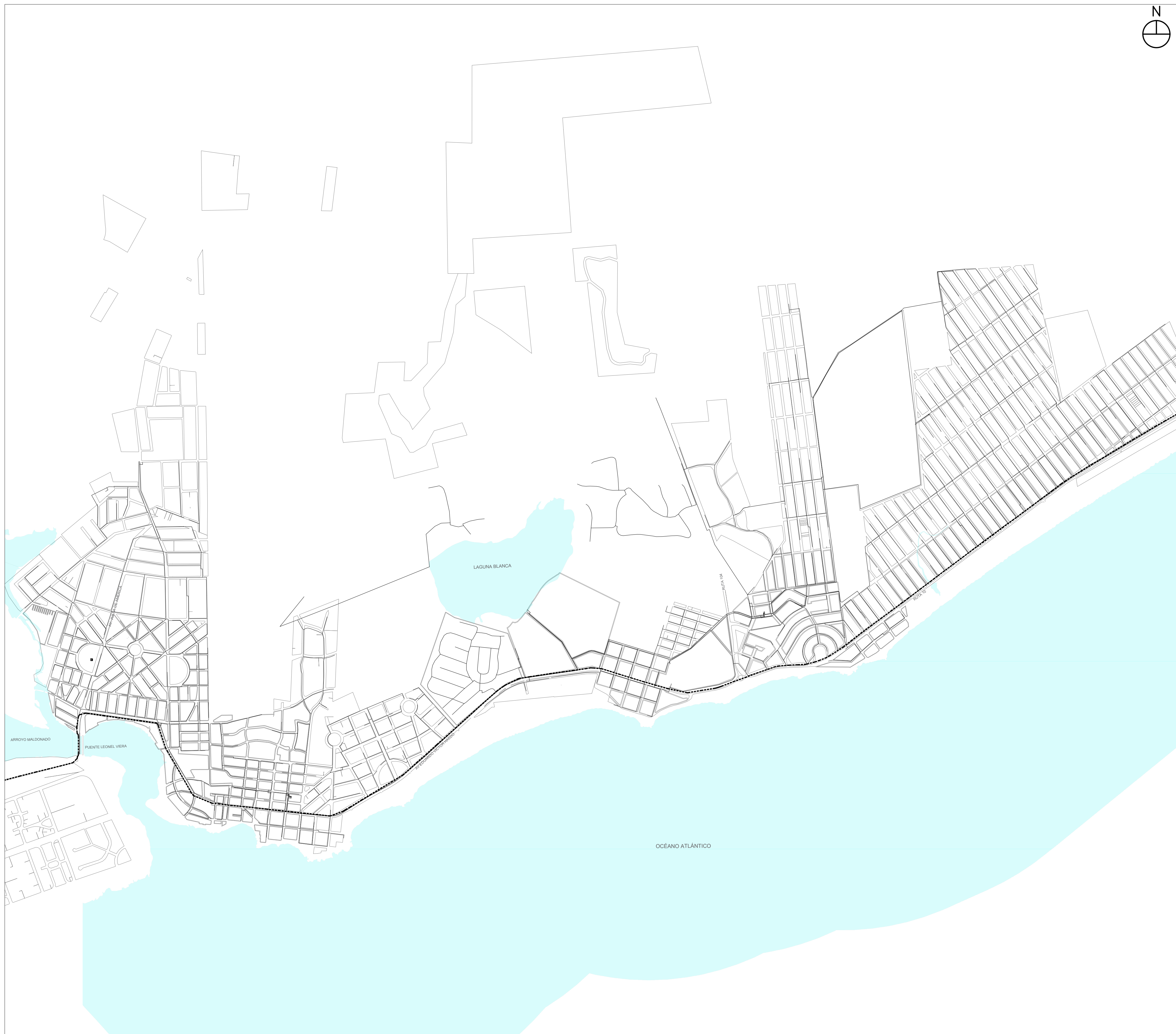
Referencias

— Cable MT 15000V

— Cable BT 400V

◻ Subestación aérea

ESCALA: 1/15000



ESC.: 1/60.000

[illegible]

1. LAS TUBERÍAS DE AGUA POTABLE PRESENTAN DIÁMETROS QUE VAN DESDE 35 MM A 355 MM
2. EN ETAPA DE PROYECTO EJECUTIVO SE DEBERÁ RELEVAR LAS PROFUNDIDADES DE LAS TUBERÍAS QUE SE ENCUENTRAN CERCANAS DE LA TRAZA DEL INTERCEPTOR PROYECTADO

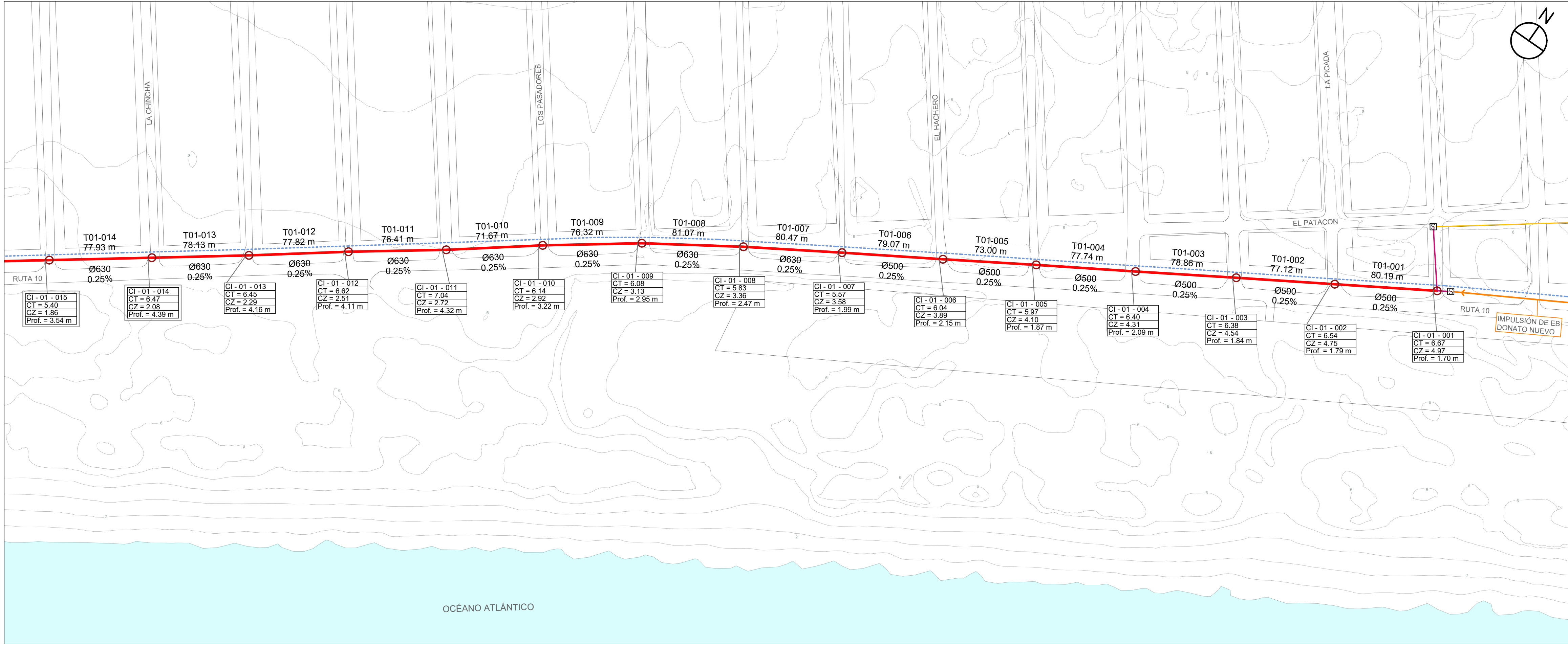


ANTEPROYECTO INTERCEPTOR COSTERO PRINCIPAL ZONA ESTE

TUTORES	GABRIEL DÍAZ JULIETA LÓPEZ	FECHA: SEPTIEMBRE 2023
---------	-------------------------------	---------------------------

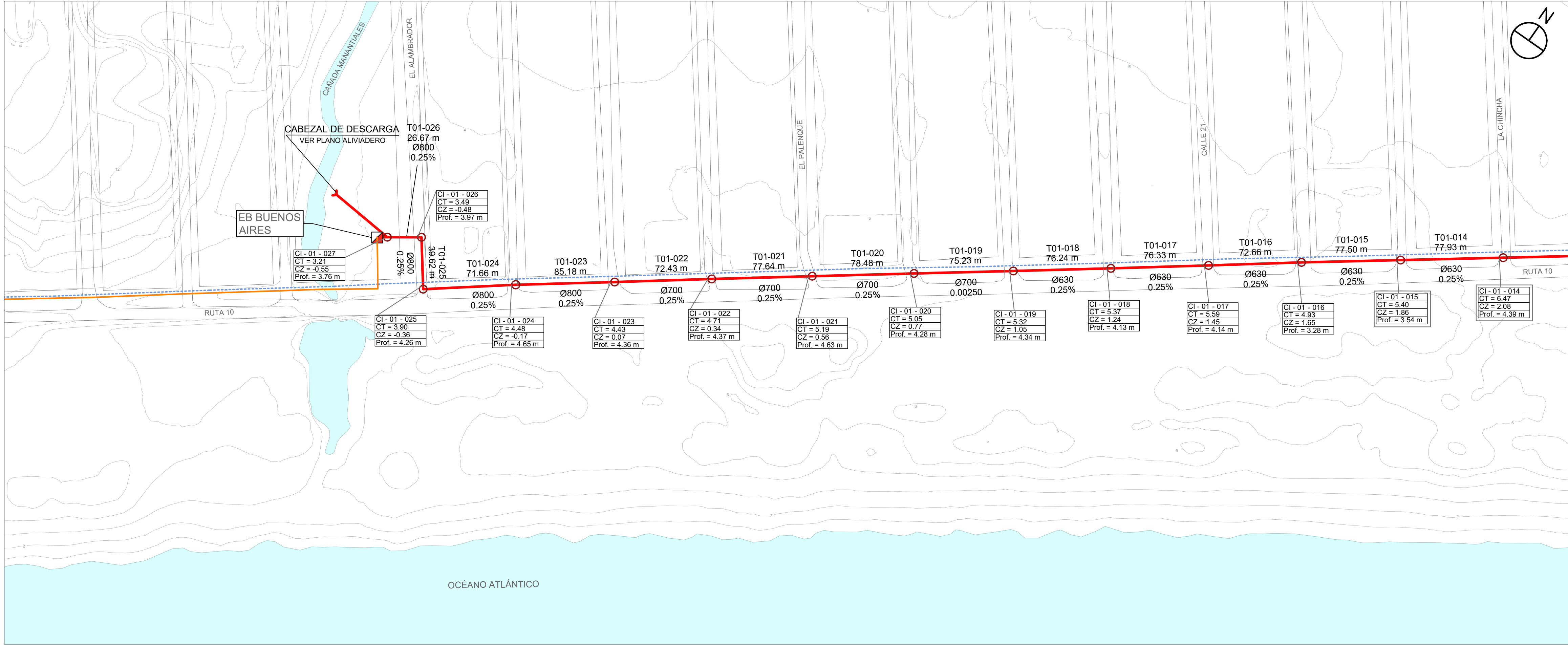
PLANIMETRÍA TRAMO 1 - SECCIÓN 1

ESCALA: 1/2000



PLANIMETRÍA TRAMO 1 - SECCIÓN 2

ESCALA: 1/2000



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
	COLECTOR SECUNDARIO
	OLEODUCTO ANCAP
	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
	IMPULSION SECUNDARIA PROYECTADA
	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
	CÁMARA DE INSPECCIÓN RECTANGULAR
	CÁMARA SACRIFICIO
	ESTACIÓN DE BOMBEO A ELIMINAR
	ESTACIÓN DE BOMBEO PRINCIPAL
	ESTACIÓN DE BOMBEO SECUNDARIA
	ESTACIÓN DE BOMBEO PARTICULAR
	PLANTA DE TRATAMIENTO

NOTAS

- LONGITUD DE RED (L = 1915 m)
 - PVC 500 mm - L = 466 m
 - PEAD 630 mm - L = 923 m
 - PEAD 710 mm - L = 304 m
 - PEAD 800 mm - L = 223 m
- LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
- EL MATERIAL DE LAS TUBERÍAS, A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SERÁN DE:
 - PVC, SERIE 20, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4435 HASTA 500 MM DE DIÁMETRO
 - PEAD, SDR 26, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4427 PARA DIÁMETROS SUPERIORES A 500 MM
- LOS REGISTROS SERÁN DE SECCIÓN CIRCULAR DE 1,2 M DE DIÁMETRO CUANDO LOS COLECTORES ADYACENTES SEAN MENORES A 710 MM. PARA DIÁMETROS DE COLECTORES MAYORES O IGUALES A 710 MM SE COLOCARÁN REGISTROS ESPECIALES DE SECCIÓN CUADRADA DE LADO 1,2 M
- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA.
- COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
- LOS COLECTORES IRÁN EMPLAZADOS POR ACERA.
- LA TRAZA PLANIMÉTRICA DEL INTERCEPTOR SE UBICARÁ POR LO MENOS A 1 METRO DE DISTANCIA DEL PERÍMETRO DEL OLEODUCTO.
- EN INTERSECCIONES PUNTUALES ENTRE EL INTERCEPTOR Y EL OLEODUCTO DEBERÁ RESPETARSE UNA DISTANCIA MÍNIMA DE 0,3 METROS ENTRE LA COTA LOMO Y LA COTA DE ZAMPEADO RESPECTIVAMENTE. ADEMÁS SERÁ NECESARIO COLOCAR UNA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO POR ENCIMA DEL OLEODUCTO A 0,22 METROS.
- EN ETAPA DE PROYECTO EJECUTIVO SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP EL CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA DEL INTERCEPTOR.

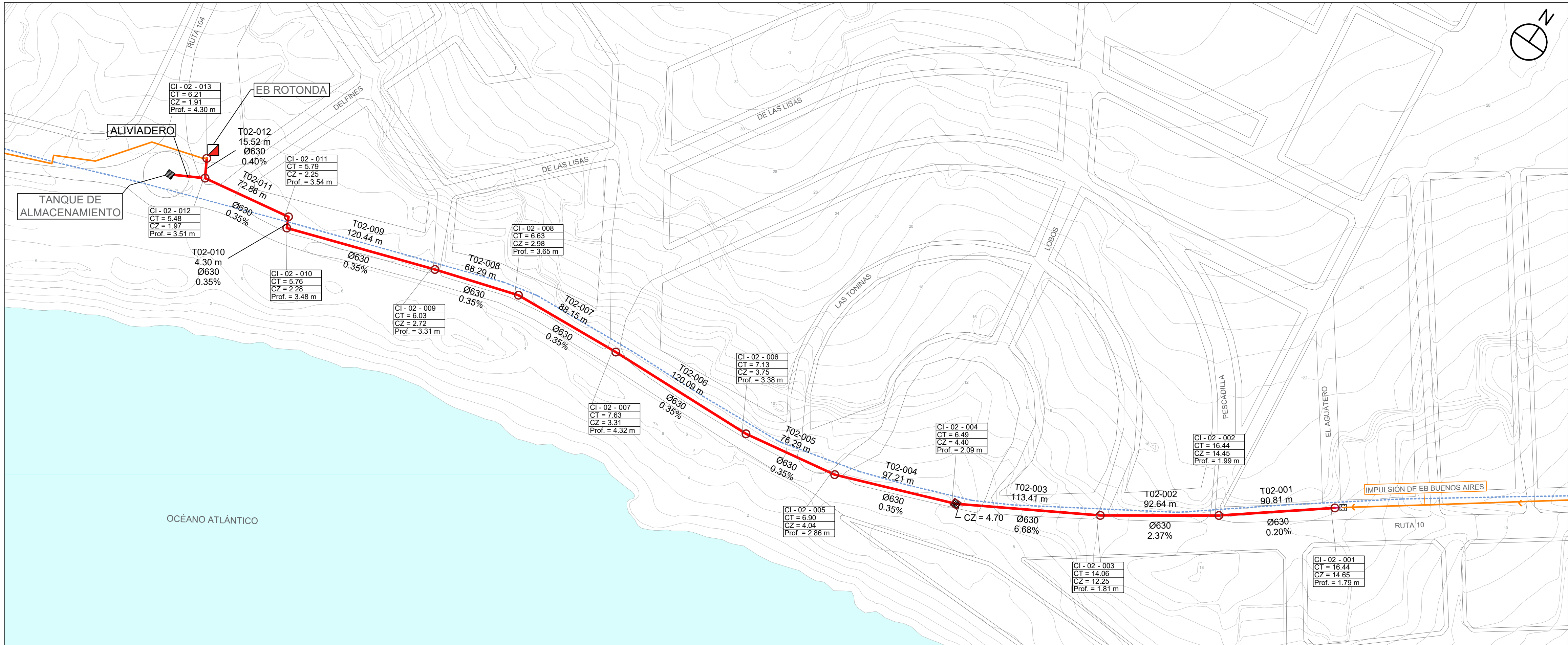


FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR
PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA - AMBIENTAL
ANTEPROYECTO INTERCEPTOR COSTERO PRINCIPAL ZONA ESTE

PLANO: PLANIMETRÍA TRAMO 01		LÁMINA: IC 1/4
AUTORES	LUCAS PIAGGIO AGUSTÍN VESPERONI	ESCALA: 1:2000
TUTORES	GABRIEL DÍAZ JULIETA LÓPEZ	FECHA: MAYO 2024

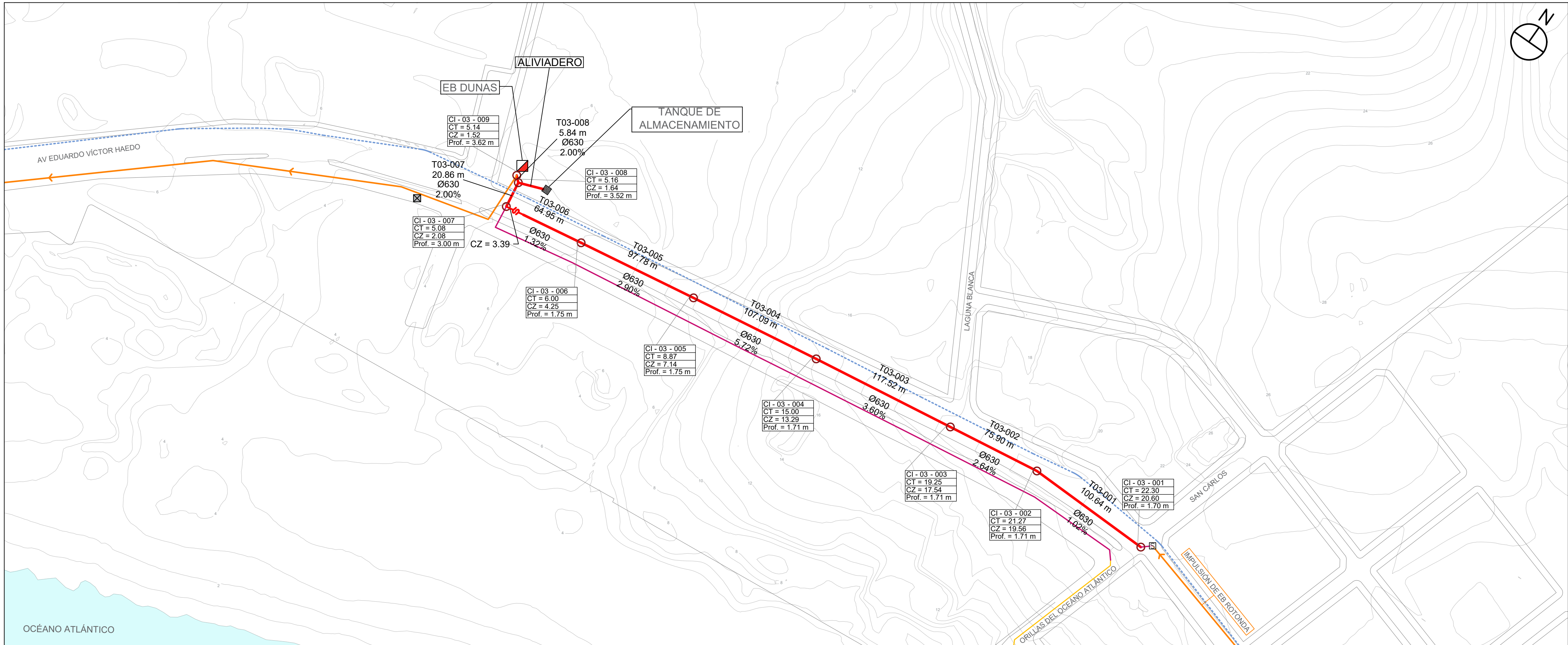
PLANIMETRÍA TRAMO 2

ESCALA: 1/2000



PLANIMETRÍA TRAMO 3

ESCALA: 1/2000



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
	COLECTOR SECUNDARIO
	OLEODUCTO ANCAP
	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
	IMPULSION SECUNDARIA PROYECTADA
	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
	CÁMARA DE INSPECCIÓN RECTANGULAR
	CÁMARA SACRIFICIO
	ESTACIÓN DE BOMBEO A ELIMINAR
	ESTACIÓN DE BOMBEO PRINCIPAL
	ESTACIÓN DE BOMBEO SECUNDARIA
	ESTACIÓN DE BOMBEO PARTICULAR
	PLANTA DE TRATAMIENTO
	CÁMARA DE INSPECCIÓN ESPECIAL
	SALTO CON SIFÓN

NOTAS

- T02: LONGITUD DE RED (L = 960 m)
- PEAD 630 mm - L = 960 m

T03: LONGITUD DE RED (L = 590 m)
- PVC 630 mm - L = 590 m
- LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
- EL MATERIAL DE LAS TUBERÍAS, A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SERÁN DE:

- PEAD, SDR 26, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4427 PARA DIÁMETROS SUPERIORES A 500 MM
- LOS REGISTROS SERÁN DE SECCIÓN CIRCULAR DE 1,2 M DE DIÁMETRO CUANDO LOS COLECTORES ADYACENTES SEAN MENORES A 710 MM. PARA DIÁMETROS DE COLECTORES MAYORES O IGUALES A 710 MM SE COLOCARÁN REGISTROS ESPECIALES DE SECCIÓN CUADRADA DE LADO 1,2 M (LA CÁMARA CI-03-007 SERÁ DE SEGUNDA CATEGORÍA YA QUE PRESENTA UN SALTO DE 1,3 M)
- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA.
- COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
- LOS COLECTORES IRÁN EMPLAZADOS POR ACERA PARA EL TRAMO 2 E IRÁN EMPLAZADOS POR EJE DE CALLE PARA EL TRAMO 3.
- LA TRAZA PLANIMÉTRICA DEL INTERCEPTOR SE UBICARÁ POR LO MENOS A 1 METRO DE DISTANCIA DEL PERÍMETRO DEL OLEODUCTO.
- EN INTERSECCIONES PUNTUALES ENTRE EL INTERCEPTOR Y EL OLEODUCTO DEBERÁ RESPETARSE UNA DISTANCIA MÍNIMA DE 0,3 METROS ENTRE LA COTA LOMO Y LA COTA DE ZAMPEADO RESPECTIVAMENTE. ADEMÁS SERÁ NECESARIO COLOCAR UNA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO POR ENCIMA DEL OLEODUCTO A 0,22 METROS.
- EN ETAPA DE PROYECTO EJECUTIVO SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP EL CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA DEL INTERCEPTOR.
- LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO SERÁN CIRCULARES DE 30 METROS DE DIÁMETRO Y PROFUNDIDAD VARIABLE A DEFINIR EN PROYECTO EJECUTIVO



FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR
PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA - AMBIENTAL
ANTEPROYECTO INTERCEPTOR COSTERO PRINCIPAL ZONA ESTE

PLANO: PLANIMETRÍA TRAMO 02 Y 03		LÁMINA: IC 2/4
AUTORES	LUCAS PIAGGIO AGUSTÍN VESPERONI	ESCALA: 1:2000
TUTORES	GABRIEL DÍAZ JULIETA LÓPEZ	FECHA: MAYO 2024

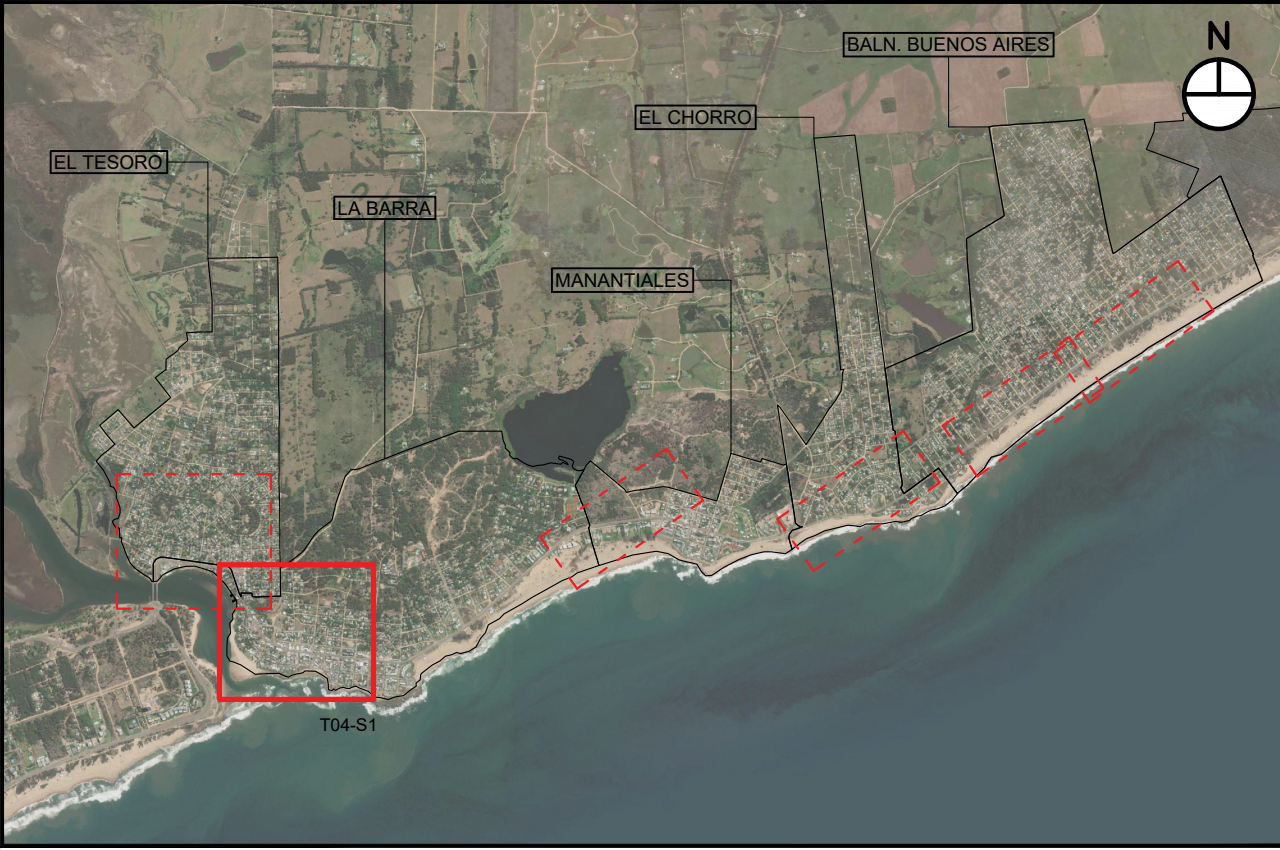
PLANIMETRÍA TRAMO 4 - SECCIÓN 1

ESCALA: 1/2000



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

—	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
—	COLECTOR SECUNDARIO
- - - - -	OLEODUCTO ANCAP
—	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
—	IMPULSION SECUNDARIA PROYECTADA
○	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
□	CÁMARA DE INSPECCIÓN RECTANGULAR
⊞	CÁMARA SACRIFICIO
⊞	ESTACIÓN DE BOMBO A ELIMINAR
⊞	ESTACIÓN DE BOMBO PRINCIPAL
⊞	ESTACIÓN DE BOMBO SECUNDARIA
⊞	ESTACIÓN DE BOMBO PARTICULAR
⊞	PLANTA DE TRATAMIENTO
⊞	CÁMARA DE INSPECCIÓN ESPECIAL

NOTAS

- LONGITUD DE RED (L = 2533 m)
 - READ 710 mm - L = 1168 m
 - PEAD 800 mm - L = 1365 m
- LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
- EL MATERIAL DE LAS TUBERÍAS, A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SERÁN DE:
 - PVC, SERIE 20, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4435 HASTA 500 MM DE DIÁMETRO
 - PEAD, SDR 26, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4427 PARA DIÁMETROS SUPERIORES A 500 MM
- LOS REGISTROS SERÁN DE SECCIÓN CIRCULAR DE 1,2 M DE DIÁMETRO CUANDO LOS COLECTORES ADYACENTES SEAN MENORES A 710 MM. PARA DIÁMETROS DE COLECTORES MAYORES O IGUALES A 710 MM SE COLOCARÁN REGISTROS ESPECIALES DE SECCIÓN CUADRADA DE LADO 1,2 M
- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA.
- COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
- LOS COLECTORES IRÁN EMPLAZADOS POR EJE DE CALLE.
- LA TRAZA PLANIMÉTRICA DEL INTERCEPTOR SE UBICARÁ POR LO MENOS A 1 METRO DE DISTANCIA DEL PERÍMETRO DEL OLEODUCTO.
- EN INTERSECCIONES PUNTUALES ENTRE EL INTERCEPTOR Y EL OLEODUCTO DEBERÁ RESPETARSE UNA DISTANCIA MÍNIMA DE 0,3 METROS ENTRE LA COTA LOMO Y LA COTA DE ZAMPEADO RESPECTIVAMENTE. ADEMÁS SERÁ NECESARIO COLOCAR UNA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO POR ENCIMA DEL OLEODUCTO A 0,22 METROS.
- EN ETAPA DE PROYECTO EJECUTIVO SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP EL CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA DEL INTERCEPTOR.

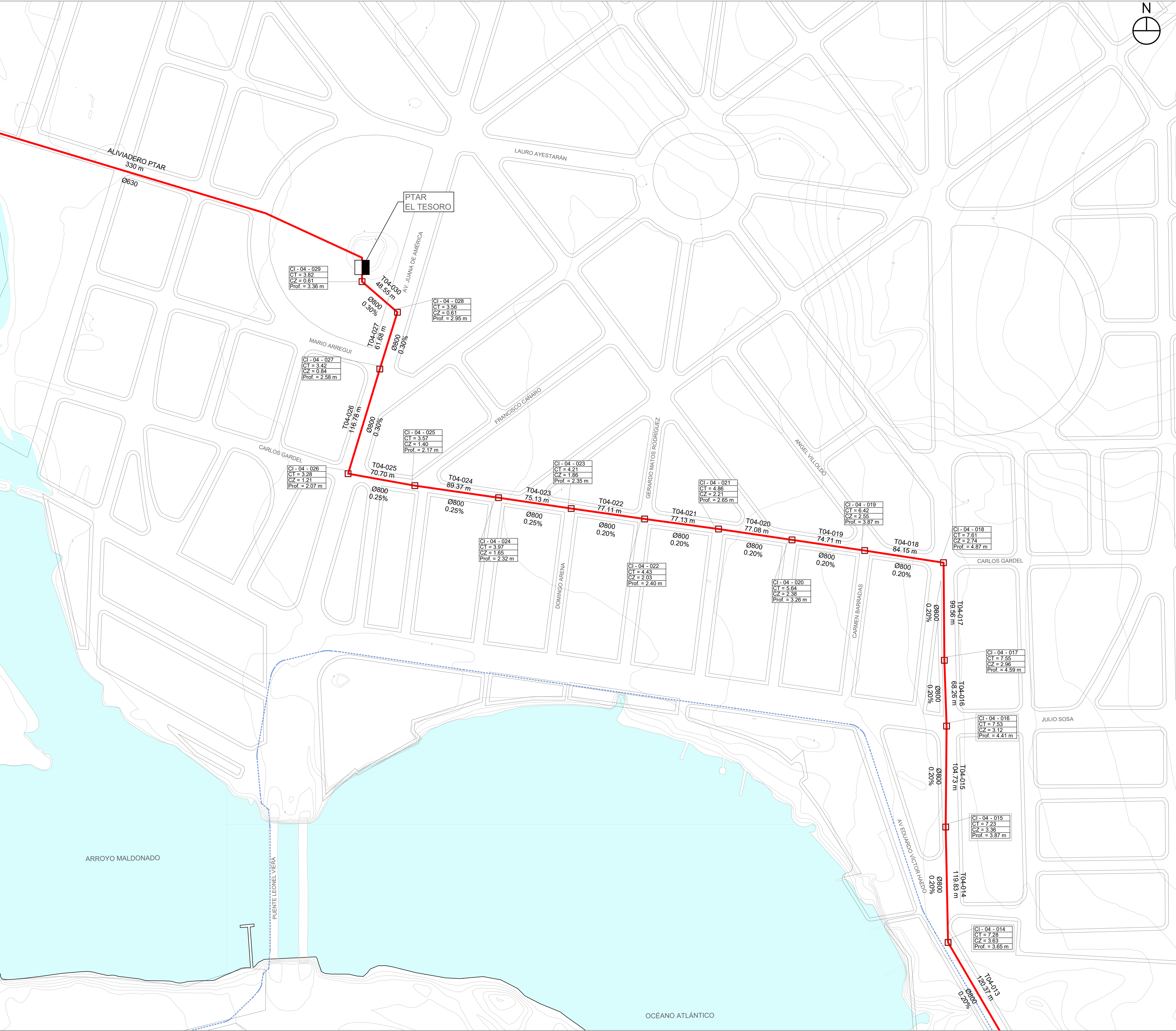


FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR
PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA - AMBIENTAL
ANTEPROYECTO INTERCEPTOR COSTERO PRINCIPAL ZONA ESTE

PLANO: PLANIMETRÍA TRAMO 04		LÁMINA: IC 3/4
AUTORES	LUCAS PIAGGIO AGUSTÍN VESPERONI	ESCALA: 1:2000
TUTORES	GABRIEL DÍAZ JULIETA LÓPEZ	FECHA: MAYO 2024

PLANIMETRÍA TRAMO 4 - SECCIÓN 2

ESCALA: 1/2000



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

—	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
—	COLECTOR SECUNDARIO
- - - - -	OLEODUCTO ANCAP
—	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
—	IMPULSION SECUNDARIA PROYECTADA
○	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
□	CÁMARA DE INSPECCIÓN RECTANGULAR
⊞	CÁMARA SACRIFICIO
⊞	ESTACIÓN DE BOMBEO A ELIMINAR
⊞	ESTACIÓN DE BOMBEO PRINCIPAL
⊞	ESTACIÓN DE BOMBEO SECUNDARIA
⊞	ESTACIÓN DE BOMBEO PARTICULAR
■	PLANTA DE TRATAMIENTO

NOTAS

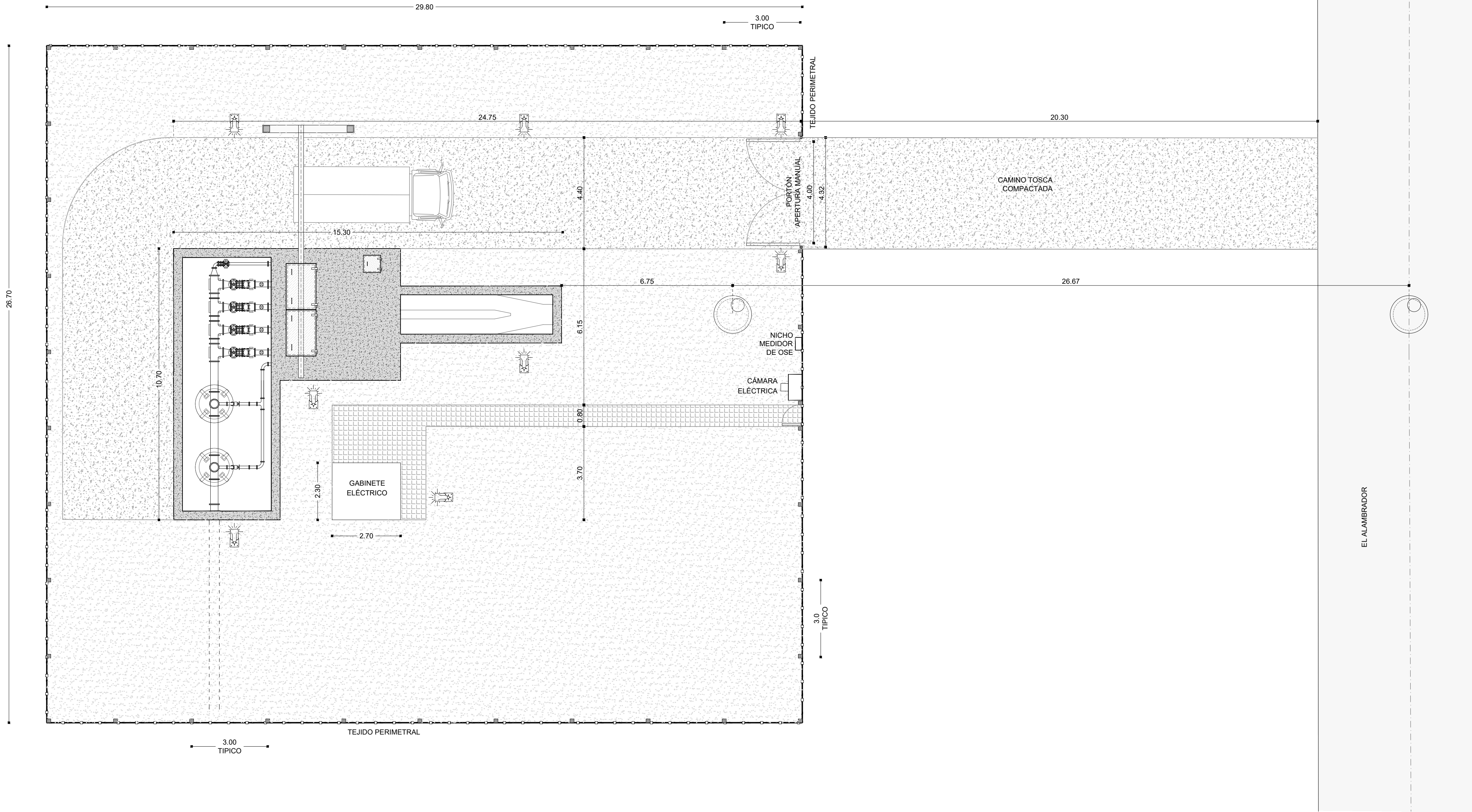
- LONGITUD DE RED (L = 2533 m)
 - READ 710 mm - L = 1168 m
 - PEAD 800 mm - L = 1365 m
- LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
- EL MATERIAL DE LAS TUBERÍAS, A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SERÁN DE:
 - PVC, SERIE 20, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4435 HASTA 500 MM DE DIÁMETRO
 - PEAD, SDR 26, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4427 PARA DIÁMETROS SUPERIORES A 500 MM
- LOS REGISTROS SERÁN DE SECCIÓN CIRCULAR DE 1,2 M DE DIÁMETRO CUANDO LOS COLECTORES ADYACENTES SEAN MENORES A 710 MM. PARA DIÁMETROS DE COLECTORES MAYORES O IGUALES A 710 MM SE COLOCARÁN REGISTROS ESPECIALES DE SECCIÓN CUADRADA DE LADO 1,2 M
- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA.
- COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
- LOS COLECTORES IRÁN EMPLAZADOS POR EJE DE CALLE.
- LA TRAZA PLANIMÉTRICA DEL INTERCEPTOR SE UBICARÁ POR LO MENOS A 1 METRO DE DISTANCIA DEL PERÍMETRO DEL OLEODUCTO.
- EN INTERSECCIONES PUNTUALES ENTRE EL INTERCEPTOR Y EL OLEODUCTO DEBERÁ RESPETARSE UNA DISTANCIA MÍNIMA DE 0,3 METROS ENTRE LA COTA LOMO Y LA COTA DE ZAMPEADO RESPECTIVAMENTE. ADEMÁS SERÁ NECESARIO COLOCAR UNA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO POR ENCIMA DEL OLEODUCTO A 0,22 METROS.
- EN ETAPA DE PROYECTO EJECUTIVO SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP EL CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA DEL INTERCEPTOR.



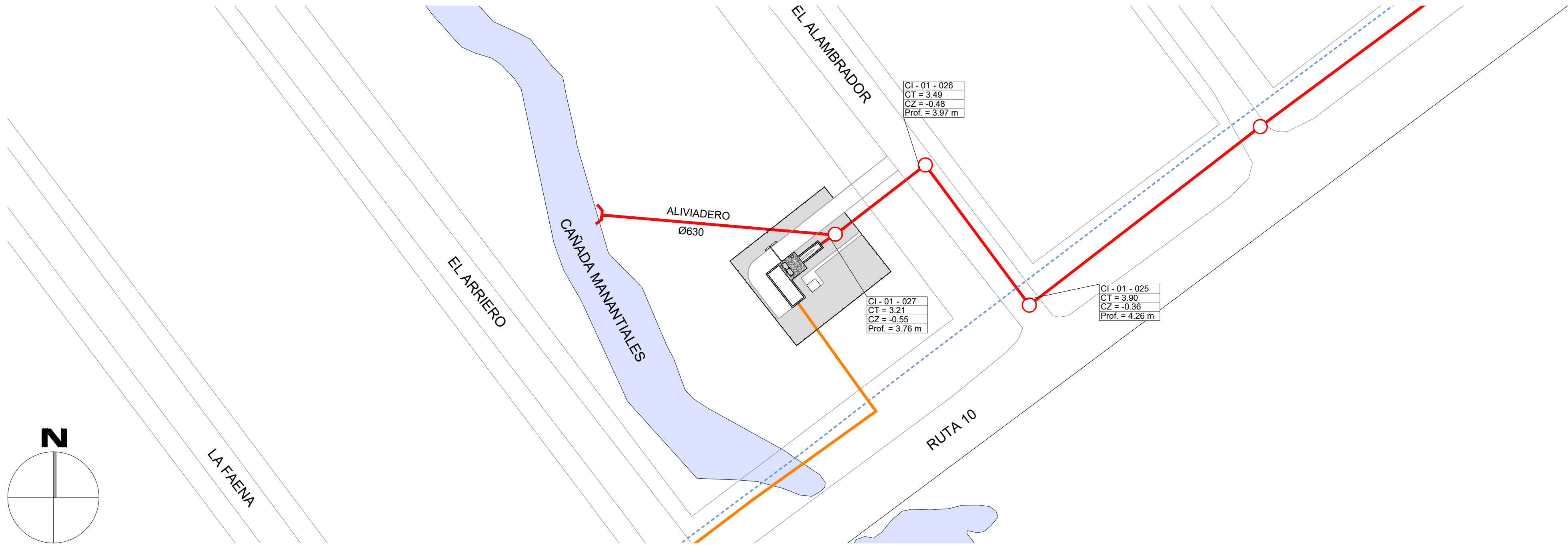
FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR
PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA - AMBIENTAL
ANTEPROYECTO INTERCEPTOR COSTERO PRINCIPAL ZONA ESTE
DEPARTAMENTO DE MALDONADO

PLANO: PLANIMETRÍA TRAMO 04		LÁMINA: IC 4/4
AUTORES	LUCAS PIAGGIO AGUSTÍN VESPERONI	ESCALA: 1:2000
TUTORES	GABRIEL DÍAZ JULIETA LÓPEZ	FECHA: MAYO 2024

PLANTA IMPLANTACIÓN
escala 1.100



PLANTA UBICACIÓN
escala 1.750



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
	OLEODUCTO ANCAP
	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
	ESTACIÓN DE BOMBEO BS AS.
	LÍNEA DE IMPULSIÓN
	TOSCA COMPACTADA
	PASTO
	VEREDA, BALDOSAS CALCAREA 0.20x0.20m

NOTAS

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EXPRESAMENTE
- TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE EN OBRA.
- LA DISTANCIA ENTRE POSTES INTERMEDIOS NO SERÁ MAYOR A 3.00m.
- LA DISTANCIA ENTRE POSTES REFUERZOS NO SERÁ MAYOR A 15.00m

DATOS LÍNEA DE IMPULSIÓN

- MATERIAL: PEAD
- LONGITUD: 792 m
- DIÁMETRO: Ø400 mm.

DATOS LÍNEA DE GRAVEDAD

- MATERIAL: PEAD
- LONGITUD: 2 m
- DIÁMETRO: Ø630 mm.

DATOS ESTACIÓN DE BOMBEO

- CAUDAL: 227 L/s
- ALTURA MANOMÉTRICA EQUIPOS DE BOMBEO: 35 mca
- MÚLTIPLE DE IMPULSIÓN: FUNDICIÓN DÚCTIL SERIE PN 10 SEGÚN NORMAS ISO 2531 E ISO 4179 CON JUNTA BRIDADA



FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR

PROYECTO DE GRADO DE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL HIDRÁULICA AMBIENTAL

PROYECTO EJECUTIVO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

PLANTA IMPLANTACIÓN Y UBICACIÓN DE LA
ESTACIÓN DE BOMBEO

LÁMINA:
EB 1/5

AUTORES

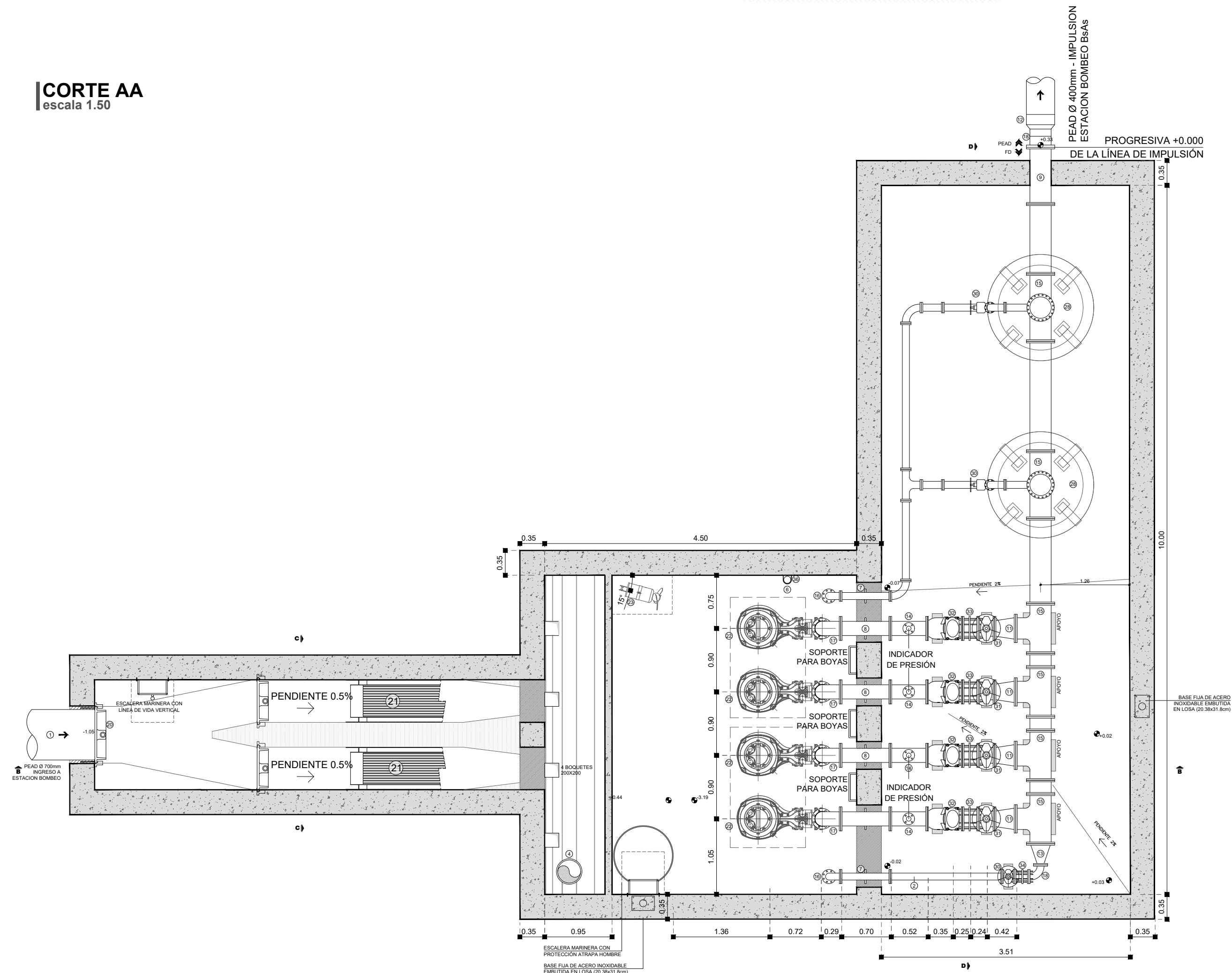
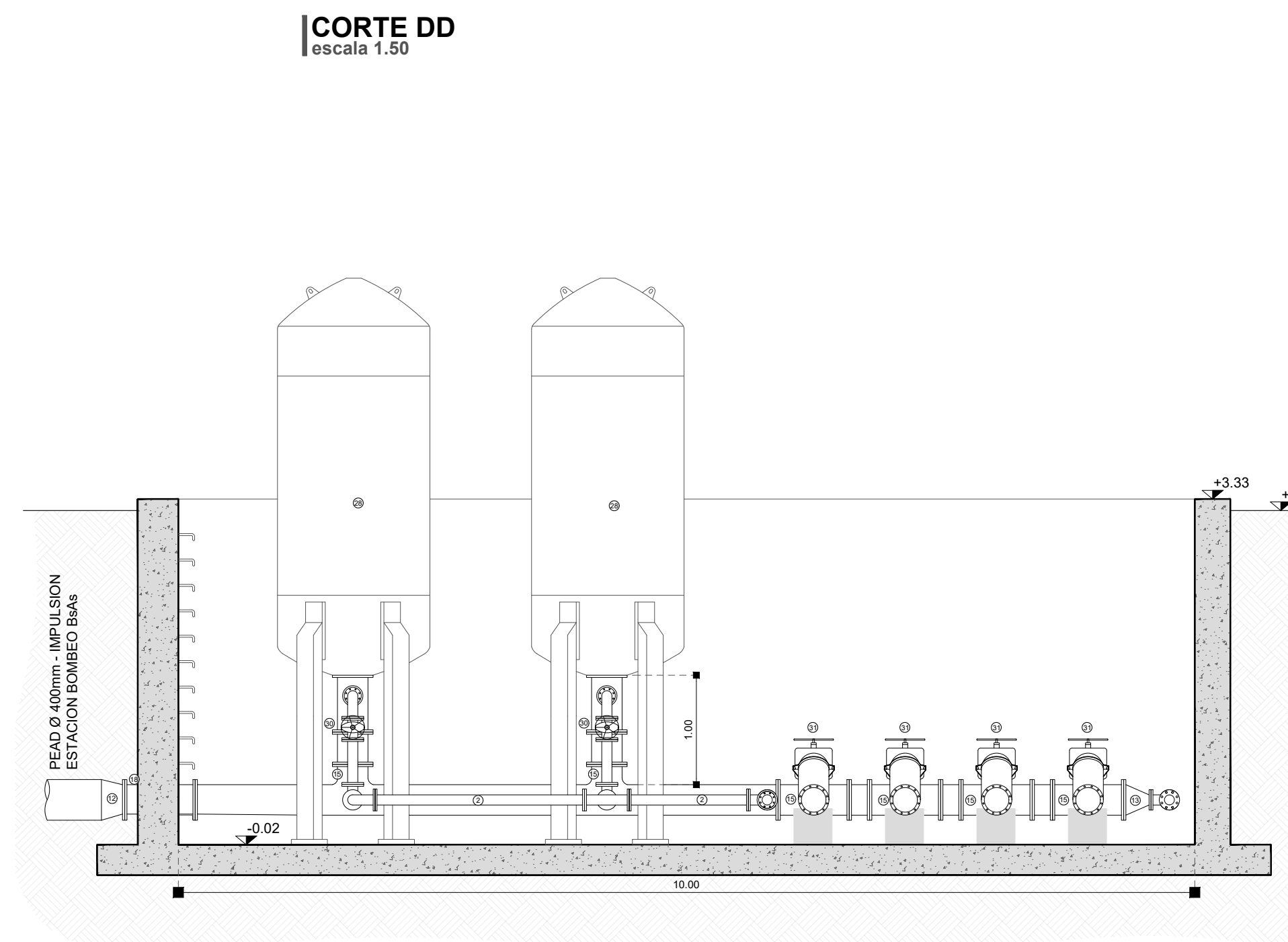
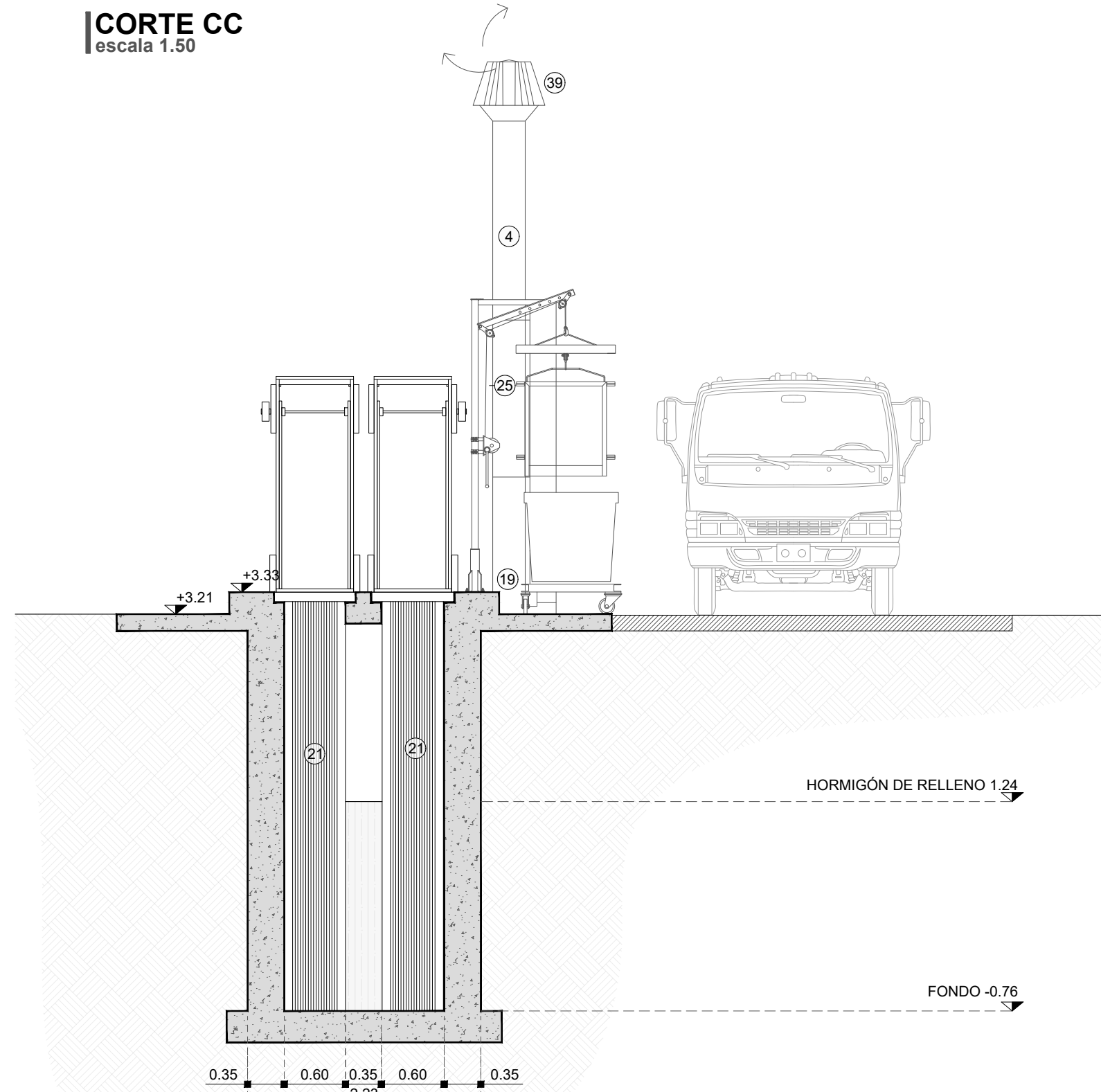
LUCAS PIAGGIO
AGUSTÍN VESPERONI

ESCALA:
INDICADAS

TUTORES

GABRIEL DÍAZ
JULIETA LÓPEZ

FECHA:
MAYO 2024



ESC.: 1/60.000



SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	CANTIDAD
CANERÍA		
1	COLECTOR DE INGRESO PEAD DN 800	1 u.
2	CANERÍA DE VACIADO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN Y TANQUES HIDRONEUMÁTICOS DN 100 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
3	CANERÍA DE IMPULSIÓN BOMBAS DN 200 FUNCIÓN DÚCTIL	4 u.
4	CANERÍA DE VENTILACIÓN DN 315 - PVC CON PROTECCIÓN UV	1 u.
5	CANERÍA DE DRENAJE DN 90 PVC	1 u.
6	CAÑO PVC DN 100 PARA SENSOR DE NIVEL CONTÍNUO	7 m.
7	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 100 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
8	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 200 FUNCIÓN DÚCTIL	4 u.
9	PASAMUROS CON ANCLAJE Y BRIDAS DN 300 FUNCIÓN DÚCTIL	2 u.
10	PIEZA DE TRANSICIÓN EXCÉNTRICA DN 200 / dn 100 FUNCIÓN DÚCTIL	2 u.
11	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 300 / dn 200 FUNCIÓN DÚCTIL	3 u.
12	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 400 PEAD / dn 300 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
13	PIEZA DE TRANSICIÓN DN 300 / dn 100 FUNCIÓN DÚCTIL	3 u.
14	TEE DN 200 / dn 50 FUNCIÓN DÚCTIL	2 u.
15	TEE DN 300 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
16	CODO 90° DN 100 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
17	CODO 90° DN 200 FUNCIÓN DÚCTIL	1 u.
18	ADAPTADOR BRIDA PEAD DN 300	1 u.

EQUIPOS MECÁNICOS Y ELECTROMECÁNICOS		
19	BASE PARA PESCANTE GIRATORIO	1 u.
20	COMPUERTA DN 800 C/ACCIONAMIENTO MANUAL	1 u.
21	REJILLA MECÁNICA	2 u.
22	ELECTROBOMBA SUMERGIBLE. CAUDAL: 76 l/s, h: BBEO: 35 mca	4 u.
23	AGITADOR SUBMERSIBLE POTENCIA EN EL EJE: 2.5 KW	1 u.
24	MONORRIEL INYER, CARRIO Y POLIPASTO MANUAL 850 Kg	1 u.
25	PESCANTE PARA AGITADOR (cap: 150 Kg)	1 u.
26	SENSOR DE NIVEL CONTINUO PIEZORESISTIVO	1 u.
27	SENSOR DE NIVEL TIPO BOYA	6 u.
28	TANQUE HIDRONEUMÁTICO VOL.: 4 m3	2 u.

VÁLVULAS & ACCESORIOS		
29	CADENA DE IZAJE EN ACERO INOX. (Cap:850kg)	1 u.
30	VÁLVULA ESCLUSAS EXTR. BRIDADOS DN 100	1 u.
31	VÁLVULA ESCLUSAS EXTR. BRIDADOS DN 200	4 u.
32	VÁLVULA DE RETENCIÓN A BOLA EXTR. BRIDADOS DN 200	4 u.
33	JUNTA DE DESMONTAJE AUTOPORTANTE EXTR. BRID. DN 100	4 u.
34	JUNTA DE DESMONTAJE AUTOPORTANTE EXTR. BRID. DN 200	1 u.
35	ABRAZADERA PARA CAÑO DN 200 DE FUNDICIÓN DÚCTIL	1 u.
36	ABRAZADERA PARA CAÑO DE PVC DN 100	1 u.
37	PERDENTAL CON VOLANTE PARA COMPUERTAS	3 u.
38	SOPORTE PARA CADENA DE IZAJE EN ACERO INOX. AISI 304	1 u.
39	EXTRACTOR CILÍNDRICO DN 300	1 u.

 HORMIGÓN ARMADO

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EXPRESAMENTE
- TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE EN OBRA.
- LA DISTANCIA ENTRE POSTES INTERMEDIOS NO SERÁ MAYOR A 3.00m.
- LA DISTANCIA ENTRE POSTES REFUERZOS NO SERÁ MAYOR A 15.00m

- MATERIAL: PEAD
- LONGITUD: 792 m
- DIÁMETRO: Ø400 mm.

- CAUDAL: 228 L/s.
- ALTURA MANOMÉTRICA EQUIPOS DE BOMBEO: 35 mca
- MÚLTIPLE DE IMPULSIÓN: FUNDICIÓN DUCTIL SERIE PN 10 SEGÚN NORMAS ISO 2531 E ISO 4179 CON JUNTA BRIDADA
- BOMBAS MARCA FLYGT NP 3301 HT 3~ 458
- MOTOR: N3301.180 35-25-4AA-W 55 KW



PROYECTO DE GRADO DE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL HIDRÁULICA
AMBIENTAL

PROYECTO EJECUTIVO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

PLANTA Y CORTES DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

LÁMINA:	EB 2/5
---------	--------

AUTORES

LUCAS PIAGGIO
AGUSTÍN VESPERONI

ESCALA:
INDICADAS

TUTORES

GABRIEL DÍAZ
JULIETA LÓPEZ

FECHA:
MAYO 2024



	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
	OLEODUCTO ANCAP
	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
	CÁMARA SACRIFICIO
	ESTACIÓN DE BOMBEO BS AS.
	VÁLVULA DE AIRE
	CRUCE DE CALLE
	CODO 1/4 - 90°
	CAMBIO DE PENDIENTE (CP)

1. LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA
2. LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
3. EL MATERIAL DE LA TUBERÍA, SERÁ DE PEAD
4. COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
5. EL OLEODUCTO DE ANCAP SE ENCUENTRA A 1 m DE DISTANCIA EN PLANIMETRÍA Y A 0,3 m ALTURA ENTRE LOS BORDES EXTERIORES. EN OBRA SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA.

Diagrama de un sistema de drenaje en un muro de contención. El diagrama muestra una sección transversal de un muro con varias capas de relleno y una tubería de drenaje. Las etiquetas en español indican: SUPERFICIE EXISTENTE (top left), RELLENO FINAL 90% PROCTOR NORMAL (top layer), RELLENO DE ZANJA 90% PROCTOR NORMAL (middle layer), CINTA DE ADVERTENCIA (warning tape), CAÑERÍA IMPULSIÓN DE PEAD Ø355 (drainage pipe), RELLENO FINO (fine fill), and RELLENO GRANULAR (granular fill). Las dimensiones indicadas son: 0.45 m for the top layer, H for the middle layer, 0.30 m for the bottom layer, and Ø 355 for the pipe diameter. A small 'az' label is at the bottom center.

- NOTAS:**
- LA SUPERFICIE DEBERÁ SER RECONSTRUIDA DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
 - TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
 - LA DISTANCIA "A2" CORRESPONDE A LA DISTANCIA MÍNIMA LIBRE ENTRE LAS PAREDES DE LA ZANJA A LA ALTURA DEL INTRADO DE LA CAÑERÍA DE SER NECESARIO ENTUBIMIENTO, SE EFECTUARÁ EL SOBRE ANCHO CORRESPONDIENTE.
 - EL SUELO UTILIZADO PARA RELLENO DEBERÁ CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
 - TAPADA MÍNIMA SIN PROTECCIÓN ES DE 1.40 m.
 - LA TUBERÍA DE IMPULSIÓN SERÁ DE PEAD PE 400 SDR 17 SEGÚN NORMA: ISO 4427.



PROYECTO DE GRADO DE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL HIDRÁULICA
AMBIENTAL

PROYECTO EJECUTIVO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

PLANIMETRÍA Y PERFIL DE LÍNEA DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

LÁMINA:
EB 5/5

AUTORES

LUCAS PIAGGIO
AGUSTÍN VESPERON

ESCALA:
INDICADAS

TUTORES

GABRIEL DÍAZ
JULIETA LÓPEZ

FECHA:
MAYO 2024

escala 1.25



escala 1.25



escala 1.25



escala 1.25

**escala 1.25**

escala 1.25

escala 1.25



escala 1.25

ESC.: 1/60.000



1. LAS PROFUNDIDADES, ALTURA DEL TABIQUE y DIÁMETROS SON VARIABLES, DEPENDEN DE CADA REGISTRO:



PROYECTO DE GRADO DE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL HIDRÁULICA
AMBIENTAL

PROYECTO EJECUTIVO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

LÁMINA:
EB 4/5

LUCAS PIAGGIO
AGUSTÍN VESPERON

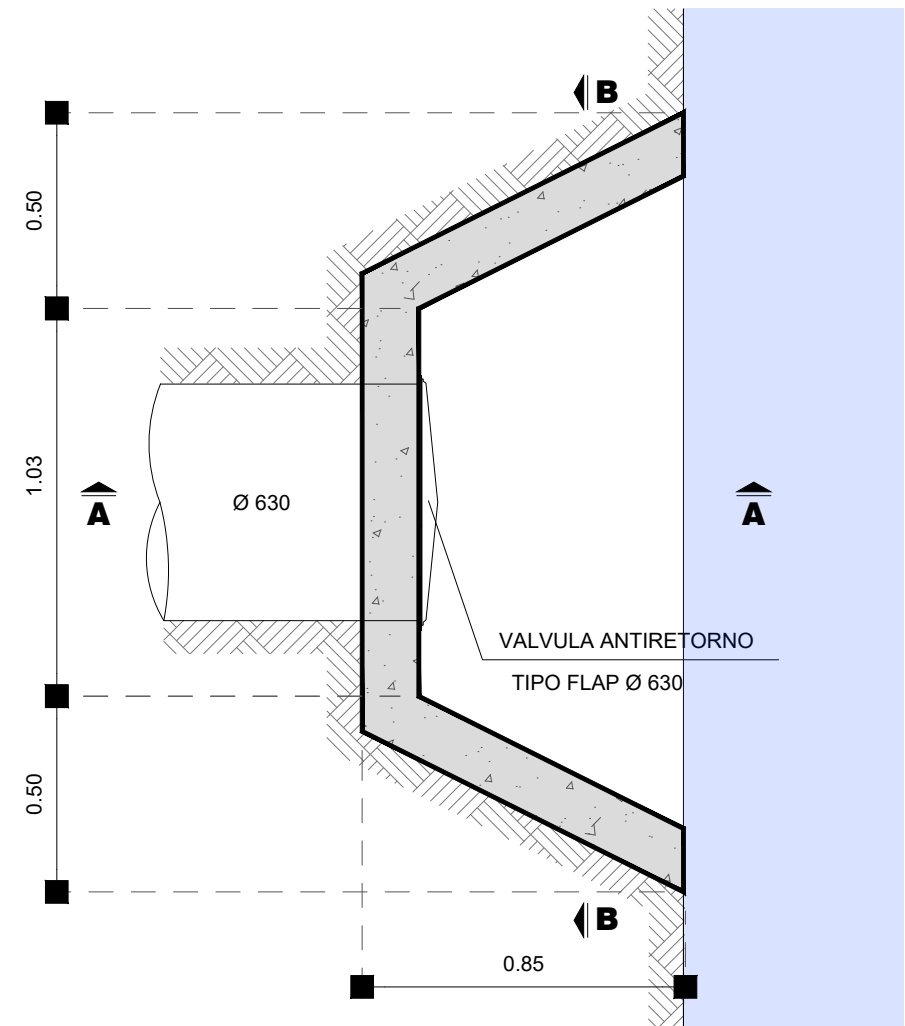
ESCALA:
INDICADAS

GABRIEL DÍAZ
JULIETA LÓPEZ

FECHA:
MAYO 2024

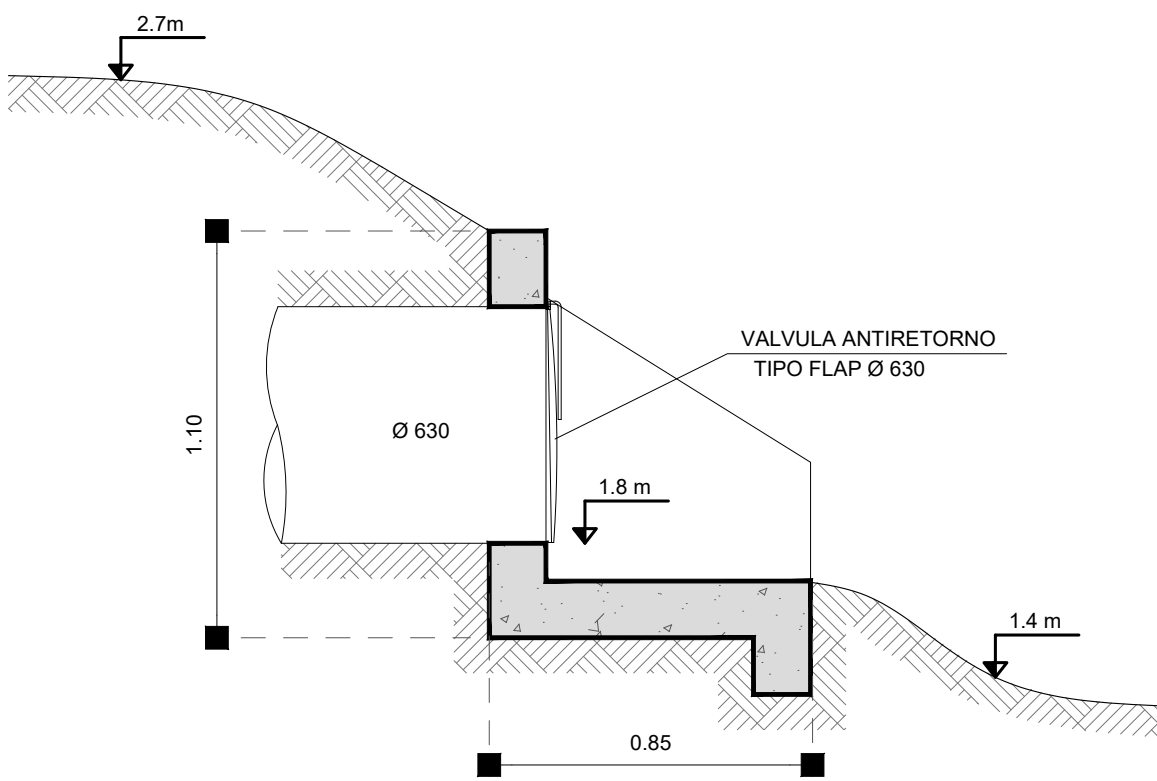
DESCARGA ALIVIADERO - PLANTA

escala 1.20



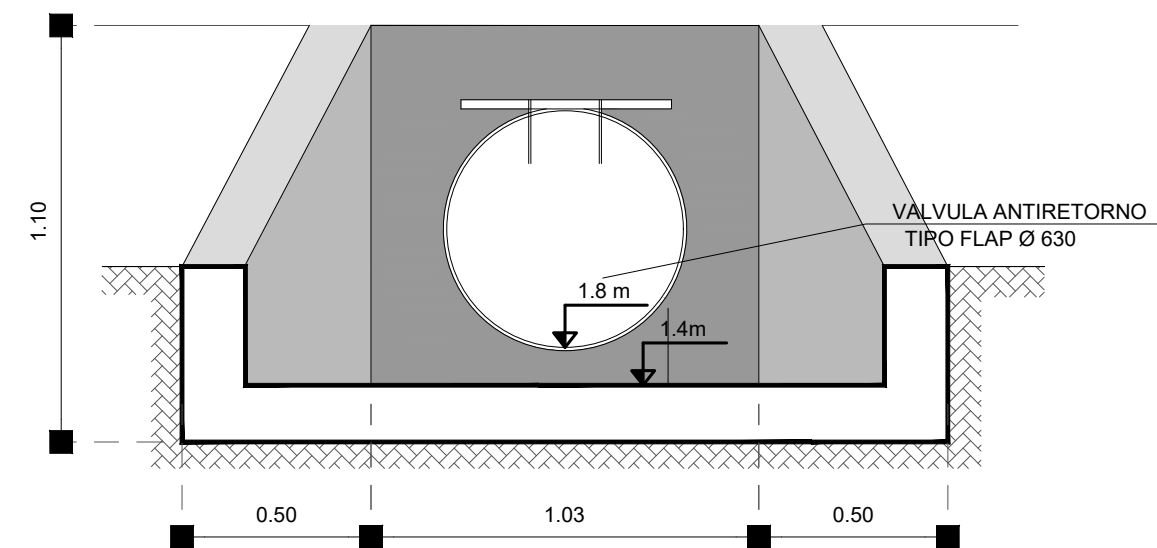
DESCARGA ALIVIADERO - CORTE AA

escala 1.20



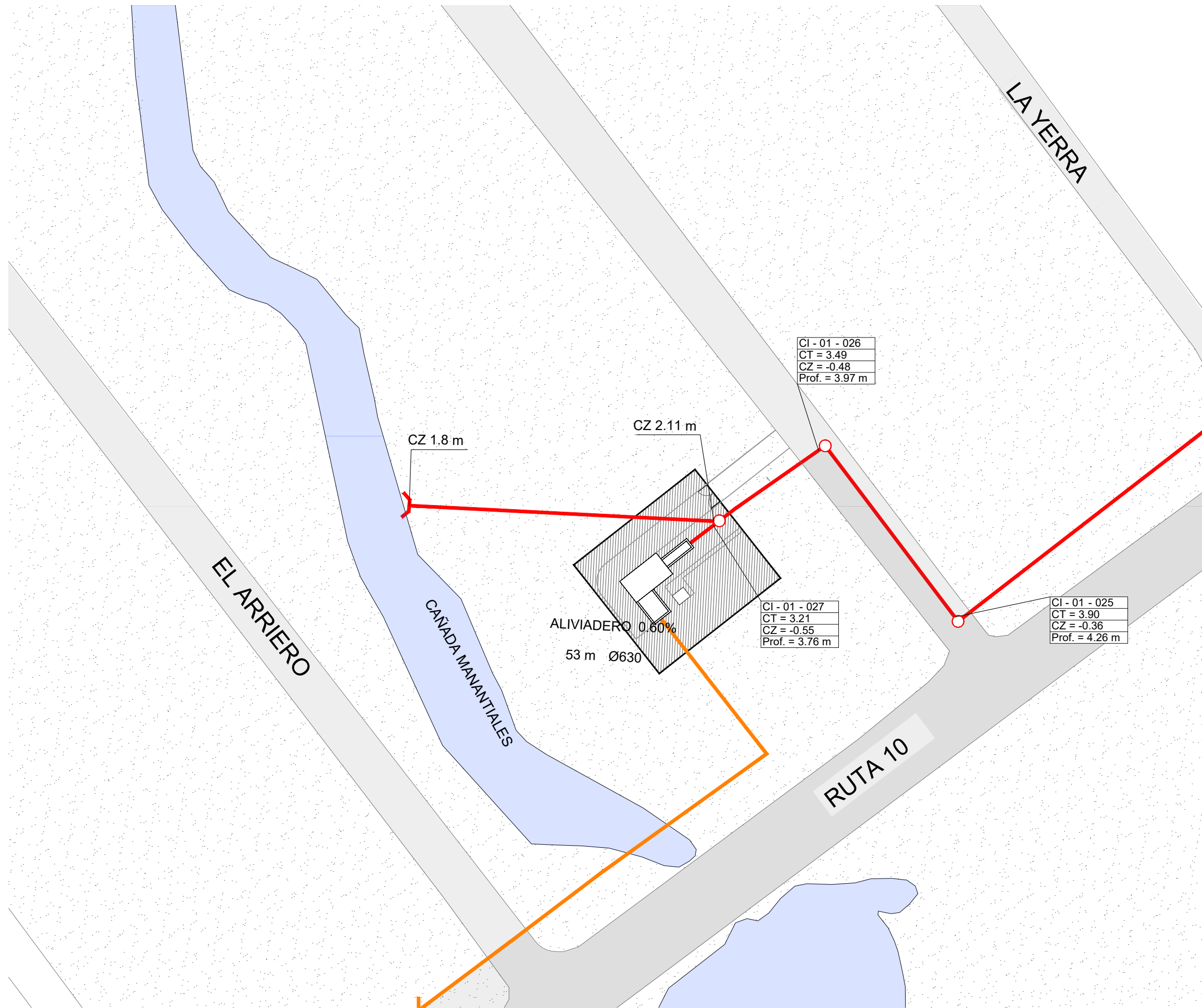
DESCARGA ALIVIADERO - CORTE BB

escala 1.20



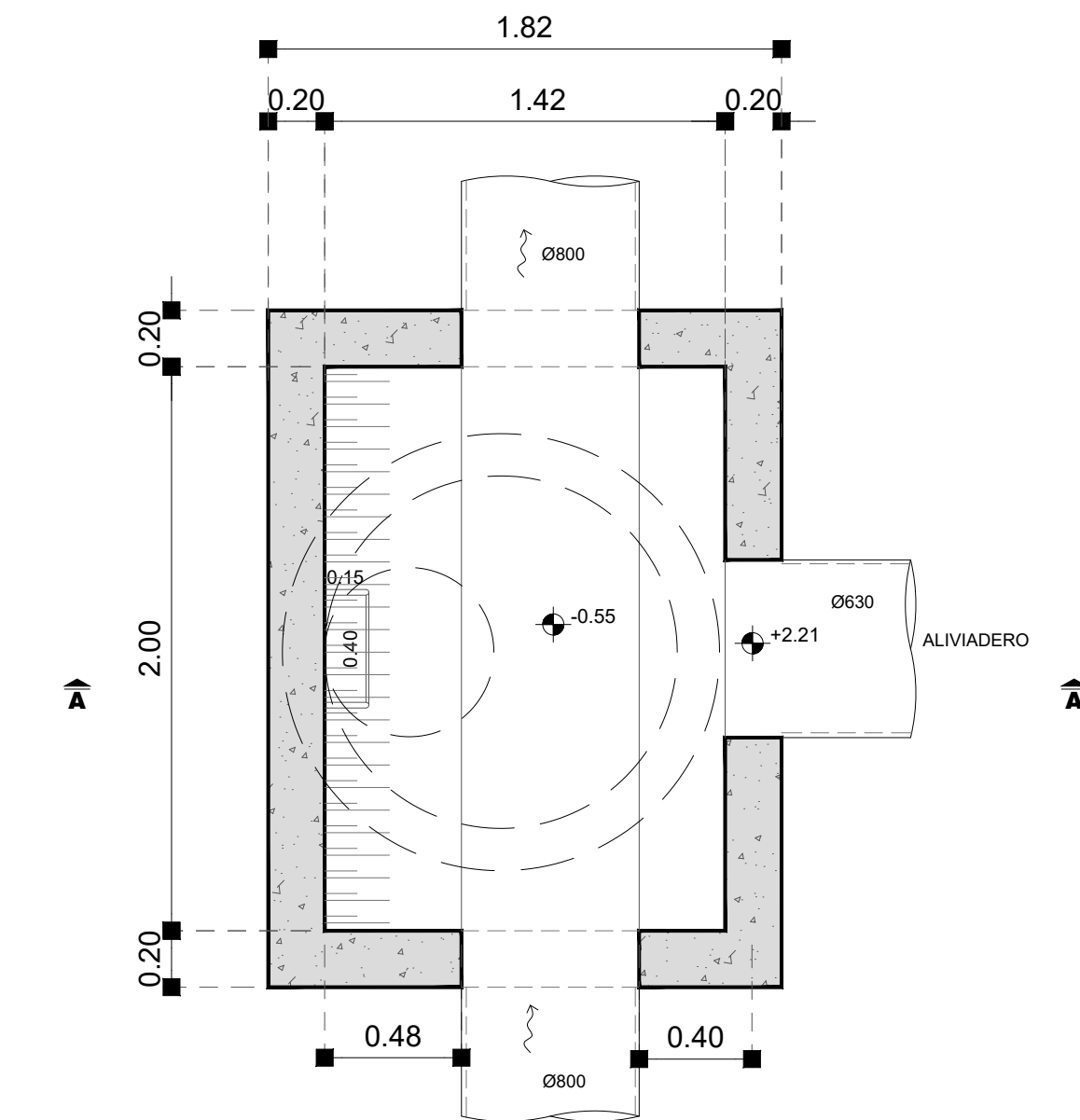
PLANTA ALIVIADERO

escala 1.500



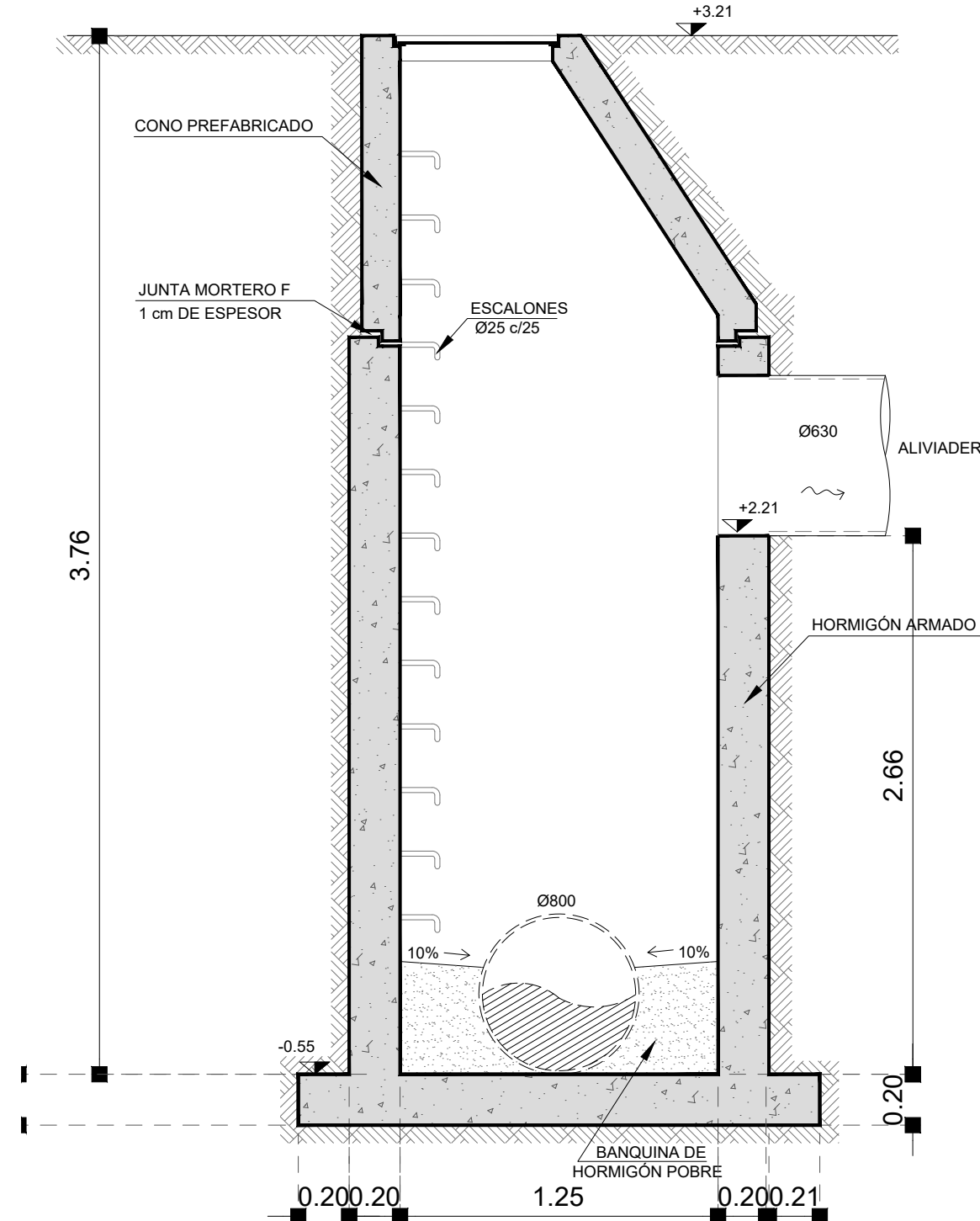
CÁMARA CON ALIVIADERO - PLANTA

escala 1.25



CÁMARA CON ALIVIADERO - CORTE AA

escala 1.25



UBICACIÓN: MALDONADO

ESC.: 1/60.000



REFERENCIAS

—	COLECTOR PRINCIPAL PROYECTADO
—	OLEODUCTO ANCAP
—	IMPULSION PRINCIPAL PROYECTADA
○	CÁMARA DE INSPECCIÓN CIRCULAR
▲	ESTACIÓN DE BOMBEO BS AS.
■	HORMIGÓN POBRE
■	HORMIGÓN DE ARMADO

NOTAS

- LOS DIÁMETROS SON NOMINALES (EXTERIORES) EXPRESADOS EN MILÍMETROS.
- EL MATERIAL DE LAS TUBERÍAS, A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SERÁN DE:
 - PVC, SERIE 20, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4435 HASTA 500 MM DE DIÁMETRO
 - PEAD, SDR 26, SEGÚN NORMA UNIT-ISO 4427 PARA DIÁMETROS SUPERIORES A 500 MM
- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS Y SE AJUSTARÁN EN OBRA.
- COTAS EXTRAÍDAS DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO DEL IDEUY.
- EN OBRA SE DEBERÁ COORDINAR CON ANCAP EL CATEO DEL OLEODUCTO A FIN DE CONFIRMAR LA TRAZA DEL INTERCEPTOR.



FACULTAD DE INGENIERIA, UDELAR

PROYECTO DE GRADO DE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL HIDRÁULICA AMBIENTAL

PROYECTO EJECUTIVO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES

ALIVIADERO DE ESTACIÓN DE BOMBEO BUENOS AIRES Y TRAMO T01

LÁMINA:
EB 3/5

AUTORES

LUCAS PIAGGIO
AGUSTÍN VESPERONI

ESCALA:
INDICADAS

TUTORES

GABRIEL DÍAZ
JULIETA LÓPEZ

FECHA:
MAYO 2024