

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

FACULTAD REGIONAL RAFAELA

Departamento de Ingeniería Civil

ASIGNATURA

PROYECTO FINAL

**EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN ZONA
OESTE EN LA LOCALIDAD DE HERSILIA.**

AUTOR

BREGY ALEJANDRO RAÚL

RAFAELA (SF), Septiembre 2023

**EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN ZONA OESTE EN LA LOCALIDAD DE
HERSILIA.**

PROYECTO FINAL ELABORADO POR:

BREGY ALEJANDRO RAÚL

BAJO LA DIRECCIÓN DE:

ING. CIVIL MARCO BOIDI

Y LA CODIRECCIÓN DE:

ING. CIVIL FIORELA MORERO

RESUMEN

En este proyecto se abordó la problemática de evacuación de aguas residuales en el sector oeste de la localidad de Hersilia, con los fines de mejorar la calidad de vida, higiene y salud de los habitantes y disminuir la contaminación que se produce sobre el medio ambiente.

Para ello, se hizo una presentación de la problemática actual, se caracterizó la localidad geográfica y demográficamente, se evaluó la extensión de la red de cloacal existente y realizó un relevamiento topográfico de la zona en cuestión.

Con los datos existentes relevados, siguiendo criterios básicos para el diseño de obras sanitarias y considerando normas vigentes para tal caso, se desarrollaron dos propuestas de anteproyectos para la misma problemática, de manera tal, de poder comparar costos, la viabilidad de cada anteproyecto, y optar por el desarrollo de la más factible.

Además, se verificó el funcionamiento de cada uno de los componentes existentes de la red, lo cual originó una serie de conclusiones, propuestas, y recomendaciones que hacen a la mejora del funcionamiento de la red.

Finalmente se determinaron los costos del proyecto y se realizó el estudio de impacto ambiental del proyecto en cuestión.

El trabajo realizado dejó en evidencia, que este proyecto es viable económicamente y favorable para el medio ambiente.

Palabras claves: Efluentes cloacales, Extensión de red cloacal, Hersilia, Dimensionamiento de red cloacal, Verificación de red cloacal existente, Estudio de impacto ambiental.

AGRADECIMIENTOS

A Meli por el inmensurable apoyo, su infinita paciencia y consejos.

A Clara, Elena y Blas, personas que aparecieron en este proceso, y con su inocencia, fundaron la base más sólida de la familia.

A Félix y Dora, por sus justas palabras y predisposición en los momentos más difíciles del proceso.

A la familia.

A los amigos de Hersilia.

A los amigos de la Facu.

A los profesores y profesionales de la UTN, Facultad Regional Rafaela.

A la UTN Facultad Regional Rafaela.

A la educación Pública de la República Argentina.

PRÓLOGO

La ingeniería sanitaria surge a raíz de problemáticas ambientales ocurridas debido a la aparición de los primeros asentamientos o ciudades, producto del desarrollo del estilo de vida sedentario por parte del hombre.

A raíz de este comportamiento, comienzan a aparecer inconvenientes, como la escasez de agua para saciar las necesidades de aseo y consumo. Es por eso que el hombre empezó a generar grandes volúmenes de agua para satisfacer esta necesidad. Al mismo tiempo se comenzó a generar considerables volúmenes de agua residual, los cuales eran destinados a pozos que contaminaban la napa freática con agentes patógenos y materia orgánica.

A mediados del siglo XIX, en Europa y Asia, la proliferación de epidemias como el cólera, derivadas de dicha actividad, acabó con la vida de gran cantidad de pobladores. En Argentina, a principios del siglo XX, las grandes ciudades se vieron golpeadas por caso de fiebre amarilla y colera, produciendo centenares de víctimas.

Producto de estas grandes epidemias se tomaron medidas para evacuar y trasladar el agua residual generadas por los centros urbanos hasta un cuerpo receptor, o bien derivarlas a zonas de bajo impacto para la sociedad.

Con el tiempo, y con el desarrollo de la ingeniería sanitaria, se comenzaron a desarrollar sistemas de desagües cloacales, al igual que sistemas de tratamientos de estas aguas para impactar de menor manera en el ambiente en donde se vierta para su disposición final.

En el caso de la localidad de Hersilia, ya cuenta con una red de recolección de agua residual funcional desde el año 1994.

Lo que se propone en el siguiente informe es realizar un estudio planialtimétrico de la localidad, para luego proyectar un sistema de red cloacal en la zona en donde no se presta el servicio antes mencionado, y corroborar el correcto funcionamiento de cada una de las partes componentes de la red general, de tal manera que la amplitud de la red propuesta no implique problemas de funcionamiento en la red ya existente.

Finalmente se realiza el estudio de impacto ambiental y evaluación económica de la red propuesta.

ÍNDICE

CAPITULO 1. PROBLEMÁTICA.....	1
1.1. Análisis del problema.....	1
1.2. Principio de funcionamiento de pozos absorbentes y realidad local.....	3
1.3. Aspectos técnicos de los pozos absorbentes de la localidad.....	3
CAPITULO 2. CARACTERIZACIÓN DE LA LOCALIDAD.....	7
2.1. Ubicación geográfica.....	7
2.2. Flora y Fauna.....	8
2.3. Actividad económica.....	8
2.3.1. Explotación agrícola-ganadera.....	9
2.3.2. Industria.....	9
2.4. Infraestructura.....	9
2.4.1. Agua potable.....	9
2.4.2. Desagües cloacales.....	9
2.4.3. Sistema de gestión de residuos sólidos.....	11
CAPITULO 3. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	13
3.1. Población.....	13
3.2. Periodo de diseño.....	15
3.3. Proyección poblacional.....	16
3.3.1. Proyección poblacional por el método de tasas medias anuales decrecientes.....	17
3.4. Caudales de diseño.....	20
3.4.1. Dotación media de agua.....	21
3.4.2. Caudales de diseño en diferentes periodos.....	23
3.5. Caracterización de los líquidos cloacales.....	27
CAPITULO 4. RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO Y GEOTÉCNICO.....	29
4.1. Puntos fijos o puntos de cambio.....	29
4.2. Características geotécnicas de la localidad.....	30
CAPITULO 5. CUERPOS RECEPTORES.....	33
5.1. Cuenca del Río Salado.....	33
5.2. Cuenca Inferior del Río Salado.....	33
5.3. Subcuenca del Arroyo Las Conchas y Canal Principal número 4.....	35
CAPITULO 6. ALTERNATIVA DE REDES Y DIMENSIONADO.....	41
6.1. Redes colectoras.....	41
6.2. Trazado de red.....	41

6.3. Selección del material de los caños.....	41
6.4. Diámetros.....	41
6.5. Ubicación de las colectoras.....	42
6.6. Cálculo hidráulico.....	43
6.7. Tapada sobre los caños instalados.....	43
6.8. Conexiones domiciliarias.....	43
6.9. Verificación de autolimpieza de la tubería.....	43
6.10. Fórmulas utilizadas para la elaboración de hoja de cálculo.....	44
6.11. Evaluación y comparativa de redes.....	46
CAPITULO 7. DIMENSIONAMIENTO DE ESTACIÓN ELEVADORA, RED IMPULSORA Y VERIFICACIÓN DE ESTACIÓN ELEVADORA EXISTENTE.....	49
7.1. Consideraciones para el dimensionado de cámara o fosa húmeda de bombeo para la propuesta 2.....	49
7.2. Elección de bomba.....	50
7.2.1. Caudal de diseño.....	50
7.2.2. Cañerías de impulsión y bombas.....	51
7.2.3. Verificación de la bomba.....	52
7.2.4. Verificación autolimpieza.....	52
7.2.5. Verificación de golpe de ariete.....	53
7.2.6. Curva de funcionamiento del sistema.....	53
7.2.7. Cálculo de pozo de bombeo.....	54
7.3. Diseño geométrico de cámara o fosa húmeda para la propuesta 2.....	55
7.3.1. Dimensionado geométrico de cámara o fosa húmeda para la propuesta 2.....	55
7.3.2. Niveles de parada y refrigeración del motor.....	56
7.3.3. Línea piezométrica y energía de estación elevadora en funcionamiento.....	58
7.4. Verificaciones de funcionamiento de la nueva estación elevadora.....	61
7.4.1. Verificación de sección en conductos de descarga.....	61
7.4.2. Verificación de la frecuencia de arranque de la bomba para caudales mínimos y máximos.....	62
7.4.3. Análisis de tiempos con caudales máximos.....	63
7.4.4. Análisis de tiempos con caudales mínimos.....	64
7.5. Consideraciones generales de diseño.....	64
7.5.1. Cámara de aspiración.....	64
7.5.2. Cámara seca.....	64
7.5.3. Instrumentación en la estación de bombeo.....	65

7.5.4. Breve explicación del funcionamiento PLC (Programmable Logic Controller- Controlador Lógico Programable-).	65
7.6. Verificación del dimensionado de la cámara o fosa húmeda existente.	67
7.6.1. Análisis de tiempos con caudales máximos.	68
7.6.2. Análisis de tiempos con caudales mínimos.	69
CAPITULO 8. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EXISTENTE EN LA LOCALIDAD DE HERSILIA	71
8.1. Sistema de tratamiento de agua residual existente.	71
8.2. Tratamiento biológico de aguas residuales.	71
8.2.1. Objetivo del tratamiento biológico.	71
8.2.2. Fuentes de energía y de carbono.	72
8.2.3. Tipos de metabolismo microbiano	73
8.2.4. Procesos de tratamiento biológico.	74
8.2.5. Estanques facultativos.	74
8.2.6. Análisis y diseño de la laguna de estabilización facultativa.	77
8.3. Datos climáticos de la región y verificación del dimensionado de las lagunas o estanques de estabilización.	78
8.4. Mejoras a realizar en instalaciones de tratamiento.	87
CAPITULO 9. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	89
9.1. Costo unitario de mano de obra.	89
9.2. Costo unitario de maquinaria a emplear.	91
9.2.1. Costos fijos.	91
9.2.2. Costos variables	93
9.2.3. Costo operativo	93
9.3. Costo de materiales.	96
9.4. Red cloacal.	97
9.5. Costo de las diferentes propuestas.	97
9.6. Conclusión sobre costos-costos.	101
9.7. Consideración de coeficiente de resumen para determinación de precio final de obra.	101
CAPITULO 10. GESTIÓN DE RIESGO E IMPACTO AMBIENTAL	103
10.1. Fórmula de categorización.	104
10.2. Elaboración de la matriz.	108
10.2.1. Explicación del uso de la matriz semicuantitativa “Prognos II”.	109
10.3. Análisis cuantitativo de los impactos.	110
10.4. Análisis de resultados.	110

CONCLUSIÓN.....	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117
ANEXO I.....	119
ANEXO II.....	131
ANEXO III.....	135
ANEXO IV.....	231
ANEXO V.....	251
ANEXO VI.....	271

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- Zona Oeste de Hersilia.	2
Figura 1.2- Esquema de Disposición Óptima de Pozos Absorbentes.	4
Figura 1.3- Disposición de Muro "Panal de Abejas" en el Interior de un Pozo Ciego.	5
Figura 2.1- Ubicación de Hersilia en la Prov. de Santa Fe.	7
Figura 2.2- Ubicación de Hersilia en el Dpto. San Cristóbal.	8
Figura 2.3- Distribución de Obras de Toma de Agua.	10
Figura 2.4- Tanque de Agua Potable de la Localidad de Hersilia.	10
Figura 2.5- Ubicación de Planta Elevadora.	11
Figura 2.6- Ubicación de Lagunas Estabilizadoras.	12
Figura 2.7- Ubicación de Basural a Cielo Abierto.	12
Figura 3.1- Variación Poblacional de Hersilia.	13
Figura 3.2- Imagen Aérea de Hersilia en 2010.	14
Figura 3.3- Imagen Aérea de Hersilia 2019.	14
Figura 3.4- Variación Poblacional de Prov. de Santa Fe.	17
Figura 3.5- Variación Poblacional de la Nación Argentina.	17
Figura 3.6- Variación Poblacional de Hersilia Proyectada.	20
Figura 3.7- Fragmento Informe IPEC 2007.	23
Figura 4.1- Nivel Automático Pentax AP281.	29
Figura 4.2- Equipo de Trabajo para Relevamiento, Ayudante: Nicolás Gimenez.	30
Figura 5.1- Afluentes y Areas de Aportes de la Cuenca Inferior del Río Salado.	34
Figura 5.2- Zonificación de la Cuenca Inferior del Río Salado.	36
Figura 5.3- Trayectoria del Canal N° 4 desde Hersilia hasta su Desembocadura en A° Las Conchas.	37
Figura 5.4- Mapa de Recursos Hídricos de la Prov. de Santa Fe.	38
Figura 5.5- Cuencas y Regiones Hídricas de la Prov. de Santa Fe.	39
Figura 5.6- Subcuencas y Regiones Hídricas de la Prov. de Santa Fe.	40
Figura 6.1- Detalle, Nomenclaturas de Partes del Caño.	45
Figura 7.1- Sección Mínima de Fosa Húmeda.	50
Figura 7.2- Curva de Trabajo de Bomba Seleccionada.	54
Figura 7.3- Predimensionamiento de Fosa Húmeda.	55
Figura 7.4- Esquema Bomba GRUNDFOS.	57
Figura 7.5- Niveles de Parada.	58
Figura 7.6- Esquema SLV.80.100.22.EX.4.50D.C.	59
Figura 7.7- Línea de Energía y Línea Piezométrica, según Parámetros de Trabajo.	60
Figura 7.8- Esquema de Funcionamiento de PLC.	67

Figura 8.1- Esquema de Predio de Sistema de Tratamiento de Agua Residual.	72
Figura 8.2- Representación Esquemática de un Estanque de Estabilización Facultativo. ...	77
Figura 8.3- Valores del Término kt de la ecuación Wehner y Wilhelm respecto al Porcentaje Remanente para Diversos Factores de Dispersión.	80
Figura 8.4- Temperaturas Máximas, Mínimas, Medias y Precipitaciones.	81
Figura 8.5- Temperatura Promedio por Hora.....	81
Figura 8.6- Humedad Relativa.	82
Figura 8.7- Salida y Puesta del Sol.	82
Figura 8.8- Horas de Luz Natural y Crepúsculo.....	83
Figura 8.9- Velocidad de Vientos.	83
Figura 8.10- Dirección de los Vientos.....	84
Figura 8.11- Obtención de kt con un 20% de Porcentaje Remanente y una Dispersión de 50%.	85

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1- Datos censales de Hersilia	13
Tabla 3-2- Periodos de diseño CoFAPyS (1993).....	15
Tabla 3-3- Detalle de periodos de diseños proyectados	19
Tabla 3-4- Consumos estimados de una vivienda	21
Tabla 3-5- Indicadores de gestión de los operadores	22
Tabla 3-6- Resumen de caudales de diseño	24
Tabla 3-7- Coeficiente picos para el cálculo de caudales mínimos y máximos	24
Tabla 3-8- Coeficientes picos para Hersilia.	24
Tabla 3-9- Caudales de diseño para Hersilia	25
Tabla 3-10- Detalle de utilización de Caudales de diseño según CoFAPyS (1993).	26
Tabla 3-11- Composición típica del agua residual domestica bruta	27
Tabla 3-12- Tipos y número de microorganismos típicamente presentes en las aguas residuales domesticas brutas.....	28
Tabla 4-1- Compensación de cotas	31
Tabla 4-2- Compensación de cotas	31
Tabla 5-1- Área de aporte de subcuencas a la cuenca inferior del Río Salado.....	35
Tabla 6-1- Espesores de pared de tubos clase 4.....	42
Tabla 6-2. Pendientes Autolimpieza	44
Tabla 7-1- Diámetros de tubos plásticos.....	51
Tabla 8-1- Clasificación general de los microorganismos atendiendo a sus fuentes de energía y de carbono.....	73
Tabla 8-2- Aceptores de electrones en las reacciones bacterianas normalmente presentes en el agua residual.	74
Tabla 8-3- Principales procesos biológicos para el tratamiento de agua residual	75
Tabla 8-4- Parámetros típicos de diseño para estanques de estabilización.....	79
Tabla 8-5- Estadísticas climatológicas de la Ciudad de Ceres.....	80
Tabla 8-6- Valores de coeficientes cinéticos típicos para la digestión anaeróbica de algunos sustratos a una temperatura de 20°C.....	85
Tabla 9-1- Detalle de aportes considerados que conforman el costo unitario	89
Tabla 9-2- Costo Unitario Horario de mano de obra	90
Tabla 9-3- Variables costos de maquinaria.....	91
Tabla 9-4- Costo horario de amortización.....	91
Tabla 9-5- Costo horario financiero	92
Tabla 9-6- Costo horario de seguro	92
Tabla 9-7- Costo operativo	93

Tabla 9-8- Costo horario de mantenimiento.....	94
Tabla 9-9- Costo variables.....	95
Tabla 9-10- Costo Unitario Horario de Maquinaria.....	96
Tabla 9-11- Costo unitario de materiales	96
Tabla 9-12- Costo-costo de propuesta 1.....	97
Tabla 9-13- Costo- costo de propuesta 2- Rubro 1	98
Tabla 9-14 - Costo- costo de propuesta 2- Rubro 2.....	99
Tabla 9-15- Costo- costo de propuesta 2- Rubro 3 y costo final	100
Tabla 9-16- Precio final de obra y coeficiente de resumen	101
Tabla 10-1- Extracto de tabla de clasificación internacional de actividades.....	105
Tabla 10-2- Extracto de tabla de clasificación internacional de actividades.....	105
Tabla 10-3- Valoración según tipo de riesgo	106
Tabla 10-4- Valores según la envergadura del proyecto.....	106
Tabla 10-5- Valores según la zona de emplazamiento y servicios presentes en el lugar del proyecto.....	107
Tabla 10-6- Esquema de la matriz a utilizar.....	110
Tabla 10-7- Discriminación de los impactos según sus características.....	111
Tabla 10-10- Cómputo de impacto	112
Tabla 10-11- Total de casilleros analizados y porcentaje de impacto	113
Tabla 10-12- Discriminación de impactos	113

ANEXOS

ANEXO I- Detalle de red cloacal existente:

- Plano 01- Red cloacal existente.
- Plano 02- Red cloacal existente. Detalle boca de registro.
- Plano 03- Red cloacal existente. Detalle conexiones domiciliarias.
- Plano 04- Detalle lagunas de estabilización.
- Plano 05- Detalle estación de bombeo existente.

ANEXO II- Topografía:

- Plano 06- Ubicación de puntos fijos y curvas de nivel.

ANEXO III: Dimensionamiento de red cloacal:

- Plano 07- Propuesta 1. Red cloacal.
- Plano 08- Propuesta 2. Red cloacal.
- Plano detalle de Aguas Santafesinas S.A.- Ancho de zanjas.
- Plano 09- Detalle de Zanjeo.
- Plano 10- Detalle de zanjeo.
- Planialtimetrías de Propuesta 1 y Propuesta 2 respectivamente para evaluación de costos.
- Dimensionamiento cloaca máxima propuesta 1.
- Dimensionamiento cloaca máxima propuesta 2.
- Verificación tirante máximo propuesta 1.
- Verificación tirante máximo propuesta 2.

ANEXO IV- Estación elevadora:

- Características de la bomba de impulsión Grundfos seleccionada según dimensionamiento
- Plano 11- Ubicación de nueva estación de elevadora para Propuesta 2.
- Plano 12- Detalle de estación elevadora según Propuesta 2.
- Plano 13- Detalle de estación elevadora según Propuesta 2.

ANEXO V- Cómputos y Costos:

- Planillas de costos unitarios.

ANEXO VI- Matriz Prognos II.

- Matriz 1.
- Matriz 2.

CAPITULO 1. PROBLEMÁTICA

1.1. Análisis del problema

El presente trabajo nace a raíz de un problema sanitario observado en la localidad de Hersilia.

En los últimos años, se ha ejecutado la construcción de una cantidad considerable de viviendas sociales, las cuales ya se encuentran habitadas. A esto se han sumado numerosos lotes que han sido adjudicados en planes de desarrollo territorial por parte del gobierno local. Cabe destacar que todo este desarrollo que ha llevado adelante la entidad gubernamental se llevó a cabo en predios propios, los cuales se encontraban dentro del ejido urbano, pero fuera del sistema de recolección de aguas residuales.

Los predios de las viviendas sociales que se han ejecutado, al igual que la mayoría de los lotes que fueron negociados para el desarrollo territorial tienen entre 200 m² y 300 m² de superficie, predominando las medidas de 10 metros de frente por 20 de fondo, 15 metros de frente por 20 de fondo y raras excepciones cuyas medidas pueden ser superiores.

En Figura 1.1 se puede observar la zona oeste de la localidad de Hersilia, la cual carece de servicio de cloacas. En la misma figura se enmarcaron los predios a los que se hace referencia anteriormente, en rojo son los loteos con viviendas sociales ya habitadas, en amarillo son viviendas en proceso de construcción y en celeste figuran dos grandes loteos para el desarrollo territorial, los cuales tienen una medida de 10 metros de frente por 20 metros de fondo cada lote.

La disposición final de efluentes generados por estas viviendas, es en pozos absorbentes o comúnmente llamados pozos negros o ciegos.

Las obras de toma de agua para el abastecimiento de las viviendas, para saneamiento y no consumo humano, se realizan mediante perforación cuyas profundidades oscilan entre 10 y 15 metros en el mismo predio de las viviendas.

Esta convivencia entre pozos absorbentes y obras de toma de agua a escasa distancia entre ellos, es una de las razones que conlleva a reclamos constantes de vecinos en cuanto a percepción de olores y mala calidad del agua utilizada para la limpieza general de la vivienda. Otro reclamo que surge a raíz de una falta de planificación sanitaria es la impermeabilización de pozos absorbentes, haciendo que estos se llenen y deban ser desagotados mediante bombeo. Un relevamiento informal revela que, en pozos negros ya impermeabilizados, los vecinos deben desagotarlos de 3 a 5 veces anualmente, lo cual impacta considerablemente en la economía familiar.

El hecho de disponer las aguas negras en pozos absorbentes viene a raíz de una aparente conveniencia económica en el momento de la construcción de la vivienda y la tradición de saber realizar el sistema sin mayores inconvenientes, ignorando el peligro que implica la construcción de pozos por posibles desmoronamientos, sumado al respaldo que da el hecho de haberlo realizado siempre de esa manera sin generar problemas.

Si bien el sistema de pozos absorbentes es un sistema de comprobada efectividad, el contexto de ejecución de la obra no es la misma a como se realizaban hace tiempo.



Figura 1.1- Zona Oeste de Hersilia.

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

Tiempo atrás, los lotes tenían mayores dimensiones y la napa freática se encontraba a mayor profundidad. Al realizar excavación de 2,5 a 3 metros de profundidad no se encontraba con la napa. Además, en la mayoría de los casos, se realizaban cámaras sépticas previas al vertido final en los pozos negros, lo que provocaba que el agua domiciliaria llegue al mismo con un tratamiento anaeróbico previo.

Existe bibliografía que recomienda que la obra de toma de agua para abastecimiento de la vivienda y la obra de disposición final de aguas domiciliarias deben distar entre sí como mínimo 10 metros, lo cual, teniendo dimensiones considerables en lo que al lote respecta, se hacía realizable.

Hoy en día, el nivel de napa se encuentra más elevado conllevando a que si un pozo absorbente tiene más de dos metros de profundidad, las aguas domiciliarias son vertidas directamente en las aguas subterráneas. Debido a una cuestión de espacio y desconocimiento del método de tratamiento de efluente previo para su disposición final, se han suprimido las cámaras sépticas, además, dado las dimensiones de los lotes, es imposible respetar los 10 metros de distancia mínima entre obra de toma de agua y obra de disposición final de aguas domiciliarias.

Una alternativa a los pozos negros muy promovida es la realización de lechos filtrantes, pero considerando la dimensión de los terrenos, esta alternativa no es viable.

Dado que Hersilia cuenta con un sistema de red cloacal, se cree conveniente crear un proyecto de extensión de la misma, de esta manera se solucionará el problema de saneamiento local.

1.2. Principio de funcionamiento de pozos absorbentes y realidad local.

El pozo “negro, o “absorbente”, o “ciego” es un pozo cerrado, permeable y ventilado en el que los efluentes domiciliarios son dispuestos. Estos efluentes se acumulan y van infiltrándose paulatinamente en el suelo circundante a través de sus paredes y de su fondo.

El pozo actúa de manera diferente según el tipo de efluente recibido y el tipo de suelo en donde se encuentre emplazado.

En la mayoría de los casos de la localidad de Hersilia, recibe el agua domiciliaria directamente, sin ningún tipo de tratamiento previo, es por eso que el pozo no aporta casi nada a la depuración de los desechos que contiene el agua recibida. Dada esta situación, los líquidos se infiltran en el terreno hasta que las grasas impermeabilizan sus paredes; a partir de este punto el pozo comienza a funcionar solo como una cisterna de almacenamiento, lo cual implica un vaciamiento periódico.

El hecho de que el pozo absorbente reciba de esta manera los efluentes hace que haya escasa depuración, ya que la digestión anaeróbica será casi nula dado que los desechos no quedaran aislados del aire, ni contarán con el tiempo necesario de reposo para que las bacterias finalicen su tratamiento. Es por eso que es aconsejable, para la utilización de pozos absorbentes, anteponer una cámara séptica dimensionada en función a los caudales de agua domiciliaria generada y los tiempos necesarios para la actuación de las bacterias anaeróbicas, estas cámaras, por cuestión de espacio y desconocimiento de su función, se han dejado de construir.

En la Figura 1.2 se puede observar un detalle esquemático del sistema óptimo en cuestión.

La existencia de una cámara desgrasadora previa al vertido final del efluente también es una de las condiciones necesarias para el óptimo funcionamiento del sistema de disposición final. Si bien, en Hersilia, la ejecución de esta cámara no se perdió por completo, ya que la gran mayoría de las instalaciones sanitarias de las viviendas cuentan con ella, el desconocimiento y la falta de mantenimiento periódico de las mismas, hacen un funcionamiento deficiente de éstas, provocando al fin, el resultado no deseado, de que las grasas circulen a través de las cañerías hasta su disposición final en el pozo absorbente, logrando de esta manera, su impermeabilización.

1.3. Aspectos técnicos de los pozos absorbentes de la localidad.

Como se hizo mención previa, en su gran mayoría los pozos negros de la localidad carecen de una cámara séptica previa para el tratamiento de efluentes.

El diámetro de los pozos negros existentes oscila entre 1,5 y 2 metros, y tienen una profundidad de 2,5 a 3 metros, dependiendo de la profundidad del agua subterránea, ya que muchas veces se excava hasta encontrarla.

Las paredes de los pozos absorbentes se encuentran revestidas o calzadas con un muro perimetral de ladrillos comunes. Dicho muro se dispone en forma de “panal de abeja”, de esta manera actúa de forma de colador y evita desmoronamientos en el pozo una vez comenzado el vertido de los efluentes (Figura 1.3).

Finalmente se dispone de una tapa de hormigón armado de la manera más hermética posible, dejando una cámara de acceso al pozo negro para futuros desagotes y un caño de ventilación.

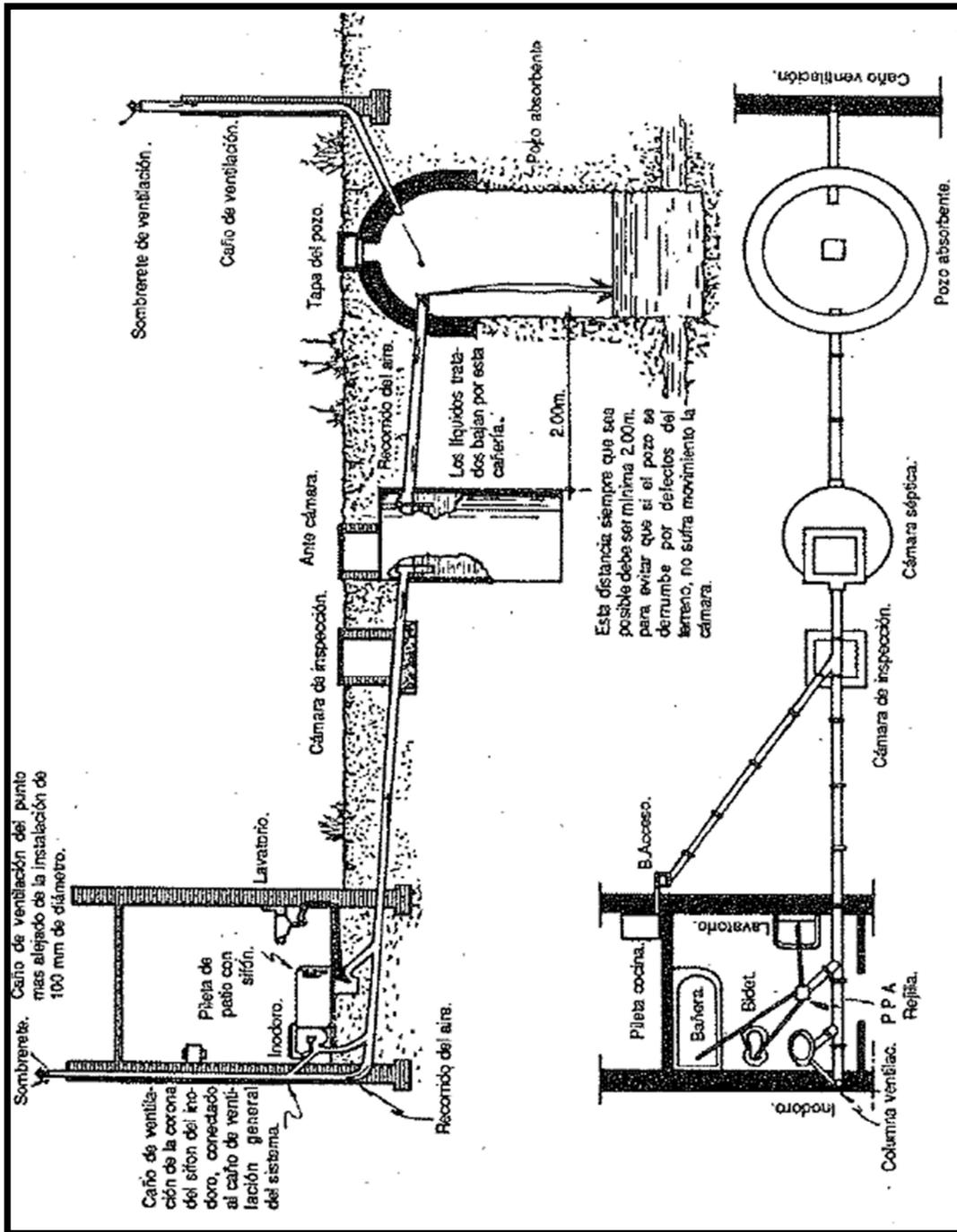


Figura 1.2- Esquema de Disposición Óptima de Pozos Absorbentes.

Nota. Reproducida de Instalaciones sanitarias 7º Edición (p. 161), por Ing. Nestor P. Cuadri, 2004, Cesarini Hermanos Editores.



Figura 1.3- *Disposición de Muro "Panal de Abejas" en el Interior de un Pozo Ciego.*

CAPITULO 2. CARACTERIZACIÓN DE LA LOCALIDAD

2.1. Ubicación geográfica.

Hersilia es una localidad argentina ubicada en el departamento San Cristóbal de la Provincia de Santa Fe, a 30° latitud sur y a 61°8' longitud oeste. Dista a 25 km del límite provincial con Santiago del estero y a 70 km del límite con la provincia de Córdoba.

La localidad de Hersilia se encuentra a la vera de la ruta nacional N°34, en el km 370. Además, también se encuentra atravesada por ferrocarril Bartolomé Mitre. A continuación, en la Figura 2.1 y Figura 2.2 se muestra la ubicación de la localidad en la provincia de Santa Fe y en el departamento San Cristóbal respectivamente.



Figura 2.1- Ubicación de Hersilia en la Prov. de Santa Fe.

Nota. Reproducido de Wikipedia, 2013, Wikipedia (<https://es.wikipedia.org/wiki/Hersilia>).

Licencia <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0>

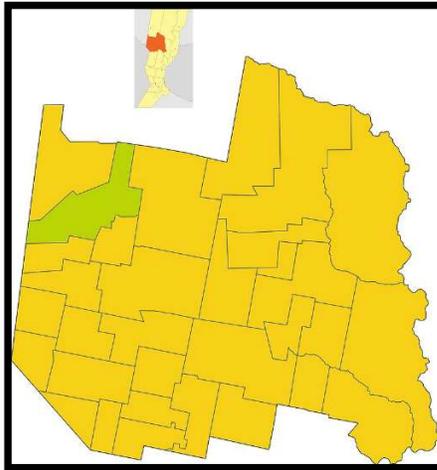


Figura 2.2- Ubicación de Hersilia en el Dpto. San Cristóbal.

Nota. Adaptado de Wikipedia, 2007, Wikipedia (<https://es.wikipedia.org/wiki/Hersilia>). Licencia <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0>

2.2. Flora y Fauna.

La localidad pertenece a una franja de transición o ecotono entre los ambientes chaqueños y pampeanos, por lo tanto, en la distribución de la vegetación, se confunden las comunidades arbóreas.

El paisaje predominante es el de la pradera y sabana.

Las especies representativas que se encuentran, aunque en escasa cantidad, son: algarrobo blanco, algarrobo negro, chañar, tala salada, molle, guayacán, ñandubay, palmera, caranday, tipas, espartillo, melilotus, gramilla rastrera, entre otras.

Además, hay ejemplares como palo borracho, eucaliptos, paraíso, plátano que son originarios de otras regiones.

Entre las especies de fauna autóctonas se puede encontrar: cuis, peludo, mulita de las pampas, zorro común, puma, vizcacha, zorrino, comadreja, hurón, ratón, perdiz, pato sirirí, zorzal, cotorra común, garza blanca, carpintero, ñandú, iguana, víboras culebras y yará, liebre europea y gorrión.

2.3. Actividad económica.

La principal actividad económica de Hersilia es la explotación agrícola ganadera. También hay una actividad industrial moderada debido a pequeñas plantas fabriles y emprendimientos locales.

Además, se desarrolla una importante actividad comercial que gira en torno a la actividad agropecuaria principalmente.

En los últimos años se ha desarrollado un significativo crecimiento de la apicultura, por lo que empieza a ganar consideración dentro de la actividad económica local.

La población laboral que no está vinculada a ninguna de estas actividades se dedica a la labor pública, ya sea a través de la Comuna de Hersilia, Escuelas, SAMCO, Comité de Cuencas, etc.

2.3.1. Explotación agrícola-ganadera.

Los sistemas de explotación que predominan en Hersilia son fundamentalmente ganaderos-mixtos, es decir, planteles de producción de carne vacuna de ciclo completo (cría e invernada).

En cuanto a los cultivos agrícolas la región es apta para el cultivo de sorgo granífero, maíz, lino, soja, melilotus, achicoria y forrajeros como la alfalfa, avena, moha, etc.

La mayor parte de la población laboral de Hersilia es absorbida por esta actividad.

2.3.2. Industria.

En lo referido a la actividad industrial, aunque no es la principal actividad económica de la localidad, podemos mencionar que Hersilia posee una planta fabril de herramientas BIASONNI, fábrica de mosaicos, ladrillos premoldeados, escobas, planta de producción de quesos y varios emprendimientos menores.

2.4. Infraestructura.

2.4.1. Agua potable.

La localidad cuenta con 8 perforaciones para la extracción de agua. Estas perforaciones tienen una profundidad de 15 metros, tomando el agua del acuífero Pampeano.

Tres de las perforaciones están ubicadas en el predio del corralón comunal, dos sobre calle Juan de Garay y tres más en frente al corralón comunal, en los terrenos pertenecientes al NCA (nuevo central argentino- Empresa ferroviaria), tal como se detalla en la Figura 2.3.

El tratamiento potabilizador que se le da al agua extraída es mediante una planta de ósmosis inversa. Como consecuencia de la falta de planificación al momento de realizar la obra, el aprovechamiento de la planta de ósmosis no es el óptimo, de cada 10.000 litros de agua, solo son aprovechados 3.600 litros debido al gran contenido de sales que las mismas contienen.

La planta actualmente se encuentra trabajando con una producción de 3600 litros/hora de agua potable, lo que hace imposible distribuirla a los ramales tendidos en la localidad, ya que esta cantidad no es suficiente para cubrir la demanda.

Cabe destacar que la red de cañería para la distribución de agua potable a las viviendas tiene un área de cobertura del 60 % de la localidad (zona este) y es distribuida a través de una red de gravedad. En la Figura 2.4, se puede distinguir el tanque de agua potable en desuso que debería ser el encargado de proveer de presión a la red.

Si bien, la cantidad de agua producida es insuficiente para distribuirla a la red de agua potable de la localidad, se han colocado “canillas comunitarias” o “bocas de expendio” en el corralón comunal para que los habitantes puedan servirse del agua necesaria.

2.4.2. Desagües cloacales.

El 60% del área urbana cuenta con servicio de desagües cloacales.

El sistema cuenta con un trazado de conductos principales y secundarios y con la intervención de una bomba impulsora ubicada en la intersección de la calle J. de Garay y Juan Pablo II, como se muestra en la Figura 2.5.



Figura 2.3- Distribución de Obras de Toma de Agua.

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)



Figura 2.4- Tanque de Agua Potable de la Localidad de Hersilia.

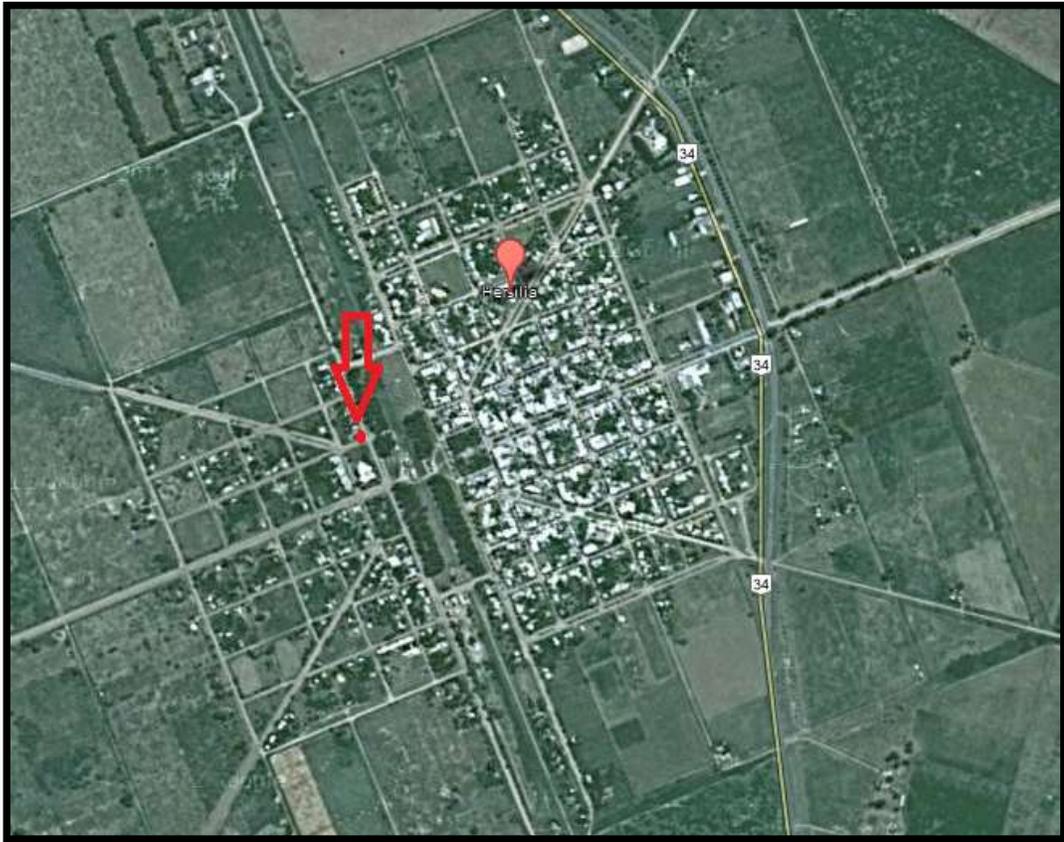


Figura 2.5- *Ubicación de Planta Elevadora.*

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

Una vez que los líquidos cloacales llegan a la estación elevadora, este los traslada hasta la planta de tratamientos de dichos efluentes.

El acondicionamiento de las aguas residuales para su disposición final se realiza mediante lagunas estabilizadoras. Estas lagunas se encuentran al sur de la localidad y se llega a ella a través de un camino rural, como se muestra en la Figura 2.6.

El presente trabajo se basó en la ampliación de esta red cloacal, por lo que en el mismo se detallara cada una de las partes componentes de la red.

En el anexo I se puede en detalle la red cloacal existente.

2.4.3. Sistema de gestión de residuos sólidos.

Al igual que la mayoría de las localidades pequeñas de la región, Hersilia cuenta con un basural a cielo abierto con eventuales quemas de residuos sólidos para disminuir los volúmenes de basura, sin efectuar una previa separación de material reciclable para su posterior procesamiento.

La recolección de residuos para su disposición final en el basural se realiza 3 veces por semana.

En la Figura 2.7 se detalla la ubicación del basural a cielo abierto.



Figura 2.6- *Ubicación de Lagunas Estabilizadoras.*

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)



Figura 2.7- *Ubicación de Basural a Cielo Abierto.*

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

CAPITULO 3. PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1. Población.

Los datos históricos de la población de la localidad de Hersilia, fueron obtenidos de los diferentes censos nacionales los cuales se detallan en la Tabla 3-1 y la Figura 3.1.

Tabla 3-1- Datos censales de Hersilia

Poblacion Total de Hersilia	
Año Censo	Habitantes
1960	3278
1970	2561
1980	3487
1991	3356
2001	3056
2010	3165

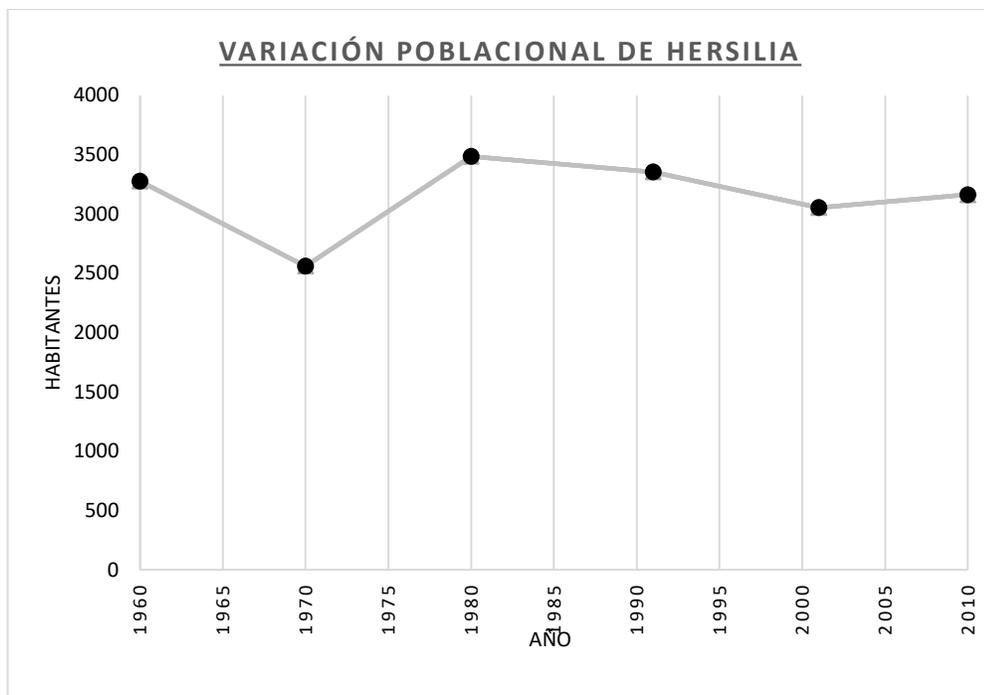


Figura 3.1- Variación Poblacional de Hersilia.

En la Figura 3.2 y Figura 3.3, se puede observar el avance del ejido urbano sobre la zona oeste de la localidad.



Figura 3.2- Imagen Aérea de Hersilia en 2010

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)



Figura 3.3- Imagen Aérea de Hersilia 2019.

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

3.2. Periodo de diseño.

Los periodos de diseños adaptados fueron los de Tabla 3-2.

Tabla 3-2- Periodos de diseño CoFAPyS (1993)

Descripción	Periodo estimado	Descripción
Obras Civiles	20 Años	
Equipos e Instalaciones Mecánicas y electromecánicas	10 años	Equipos de Bombeo, Aeradores, motores eléctricos y de combustión, etc
Equipos e Instalaciones electricas	Se debe adecuar al de los equipos vinculados	
Equipamiento auxiliar	Se debe adecuar al de los equipos vinculados	

Todos los periodos de diseño se tomaron en cuenta a partir de la puesta en marcha de la obra.

3.3. Proyección poblacional.

Para la proyección de población futura se consideró lo expuesto por Comisión Federal de Agua Potable y Saneamiento, (COFAPyS, 1993):

- a) La proyección demográfica se basará en la información obtenida de los censos nacionales de población y vivienda, complementada con la información confiable que puede recabarse de otras fuentes.
- b) Debido a que los límites geográficos de las localidades pueden variar entre censos, se deberá solicitar al Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INDEC) la información cartográfica y la población por fracción y radio de los distintos relevamientos y constatar que los datos de población de todos los censos correspondan a áreas geográficas iguales. Si se presentaran diferencias, deberán afectarse las correcciones necesarias de modo de hacer compatibles los datos censales anteriores con el área adoptada por el último censo.
- c) Los métodos a utilizar para efectuar la proyección podrán ser el de las tasas medias anuales decrecientes o el de la relación tendencia.
- d) El primer método es apto para localidades que han sufrido un aporte inmigratorio o un incremento poblacional que generan atracción demográfica tales como, por ejemplo, la instalación de parques industriales, mejores niveles de ingreso y/o calidad de vida, nuevas vías de comunicación, etc., y cuyo crecimiento futuro previsible sea de menor importancia.
- e) El segundo método se adapta mejor a localidades más asentadas y cuyo crecimiento futuro esté más relacionado con el crecimiento de la provincia y de país en se conjunto que con las condiciones locales.
- f) Para efectuar la proyección demográfica en todos los casos se dividirá al periodo de diseño total del proyecto (20 años) en dos subperiodos n_1 y n_2 años de duración cada uno, preferentemente iguales (10 años cada uno). El proyectista podrá adoptar subperiodos de distinta duración siempre que existan causas que justifiquen tal decisión. (Pág. N.2.1/2)

Los puntos a y b de las recomendaciones citadas anteriormente, fueron realizadas y verificadas conforme lo detalla CoPAFyS (1993).

En cuanto al método de proyección se comparó la variación poblacional de Hersilia, con la de la provincia de Santa Fe y con la de la Nación Argentina arrojando las tendencias observables en la Figura 3.4 y Figura 3.5 respectivamente.

Al comparar las gráficas de crecimiento demográficos a través de los años de la provincia de Santa Fe y de la República Argentina, se observó que, si bien hay una relación de tendencia de crecimiento entre ellas, no guardan ninguna similitud con la variación de población de Hersilia.

Se dedujo que el crecimiento poblacional de la localidad de Hersilia se encuentra estancado donde no se esperan grandes variaciones poblacionales, no guardando relación con el crecimiento de la Provincia ni Nación. Por ende, queda descartado la utilización del método de estimación poblacional de relación tendencia.

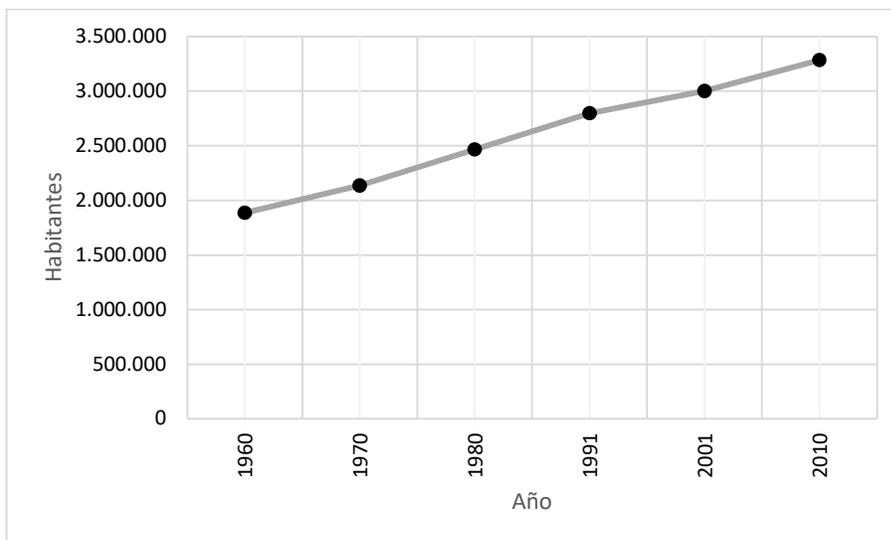


Figura 3.4- Variación Poblacional de Prov. de Santa Fe.

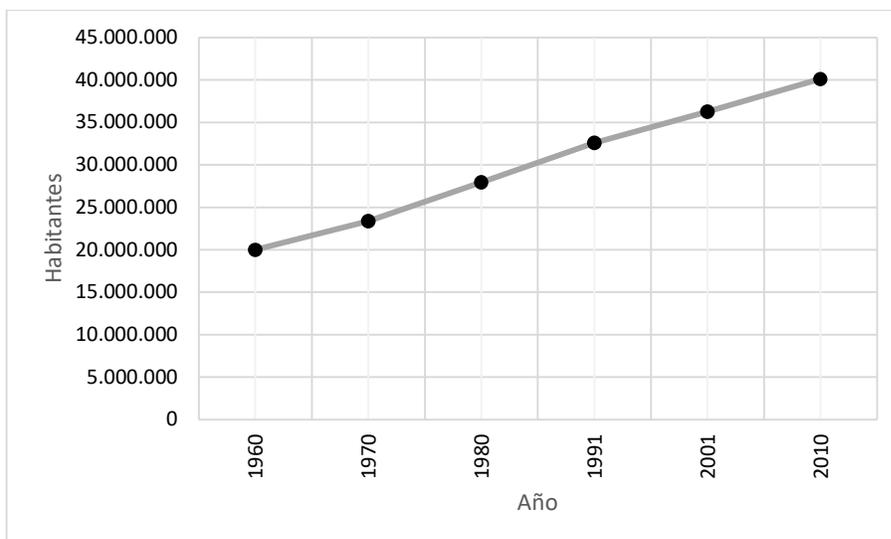


Figura 3.5- Variación Poblacional de la Nación Argentina.

3.3.1. Proyección poblacional por el método de tasas medias anuales decrecientes.

La tasa media anual para la proyección de la población se definió en base al análisis de las tasas medias anuales de los dos últimos periodos intercensales.

Se determinó las tasas medias anuales de variación poblacional de los dos últimos periodos intercensales:

$$i_1 = \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{1}{N_1}} - 1 \quad (3.1)$$

$$i_{II} = \left(\frac{P_3}{P_2} \right)^{\frac{1}{N_2}} - 1 \quad (3.2)$$

Siendo:

i_I = tasa media anual de variación de la población urbana de la localidad durante el penúltimo periodo intercensal.

i_{II} = tasa media anual de variación de la población urbana de la localidad durante el último periodo intercensal.

P_1 = población urbana de la localidad según el antepenúltimo censo nacional. Censo de 1991, población Hersilia= 3356 habitantes.

P_2 = población urbana de la localidad según el anteúltimo censo nacional. Censo de 2001, población Hersilia= 3056 habitantes.

P_3 = población urbana de la localidad según el último censo nacional. Censo de 2010, población Hersilia= 3165 habitantes.

N_1 = cantidad de años entre el penúltimo y antepenúltimo censo nacional= 10 años.

N_2 = Cantidad de años entre el ultimo y penúltimo censo nacional= 9 años.

$$i_I = \left(\frac{3056 \text{ Hab}}{3356 \text{ Hab}} \right)^{\frac{1}{10 \text{ años}}} - 1 = -9,32 \times 10^{-3} \quad (3.3)$$

$$i_{II} = \left(\frac{3165 \text{ Hab}}{3056 \text{ Hab}} \right)^{\frac{1}{9 \text{ años}}} - 1 = 3,9 \times 10^{-3} \quad (3.4)$$

Para estimar el intervalo comprendido entre el último censo y el año inicial del periodo de diseño, así como el primer subperiodo de n_1 años, se efectuó la proyección con la tasa media anual del último periodo intercensal de la siguiente manera:

$$P_a = P_3 * (1 + i_1)^{n_a} \quad (3.5)$$

$$P_0 = P_A * (1 + i_1)^{n_0} \quad (3.6)$$

$$P_{n1} = P_0 * (1 + i_1)^{n_1} \quad (3.7)$$

Donde:

P_a = Población Actual, expresada en número de habitantes, existente a la fecha de ejecución del proyecto.

P_0 = Población inicial prevista para el año de habilitación de la obra.

P_{n1} = Población al final del primer subperiodo de n_1 años.

$i_1 = i_{II}$

n_a = Cantidad de años entre el último censo y el año de ejecución del proyecto.

n_0 = Cantidad de años entre el de ejecución del proyecto y el año inicial del periodo de diseño.

n_1 = Cantidad de años del primer subperiodo de diseño.

A continuación, en la Tabla 3-3 se detallan los tiempos estimados de proyección de población teniendo en cuenta la ejecución de obra y periodos de diseño:

Tabla 3-3- Detalle de periodos de diseños proyectados

Año de inicio de actividades del proyecto	2019	$n_0 = 9$ años
Año inicial del periodo de diseño (final de obra)	2022	$n_1 = 3$ años
Año final del primer subperiodo de diseño	2032	$n_2 = 10$ años
Año final del segundo subperiodo de diseño	2042	$n_2 = 10$ años

En concordancia con estos datos se estimó la cantidad de habitantes:

$$P_a = 3165 \text{ hab} * (1 + 3,9 \times 10^{-3})^9 = 3278 \text{ habitantes} \quad (3.8)$$

$$P_0 = 3278 \text{ hab} * (1 + 3,9 \times 10^{-3})^3 = 3317 \text{ habitantes} \quad (3.9)$$

$$P_{n1} = 3317 * (1 + 3,9 \times 10^{-3})^{10} = 3449 \text{ habitantes} \quad (3.10)$$

La tasa media anual de proyección para el segundo subperiodo de n_2 (i_2) años se determinó comparando el promedio de las tasas históricas:

$$i_2 = \frac{i_I + i_{II}}{2} = \frac{-9,32 \times 10^{-3} + 3,9 \times 10^{-3}}{2} = -2,71 \times 10^{-3} \quad (3.11)$$

La norma indica que si $i_1 < i_{II}$, la proyección sobre el periodo n_2 se debe hacer con i_2 :

$$P_{n2} = P_{n1} * (1 + i_2)^{n_2} \quad (3.12)$$

$$P_{n2} = 3449 \text{ hab} * (1 + (-2,71 \times 10^{-3}))^{10} = 3357 \text{ habitantes} \quad (3.13)$$

La variación poblacional de Hersilia proyectada hasta 2042 se puede observar en la Figura 3.6.

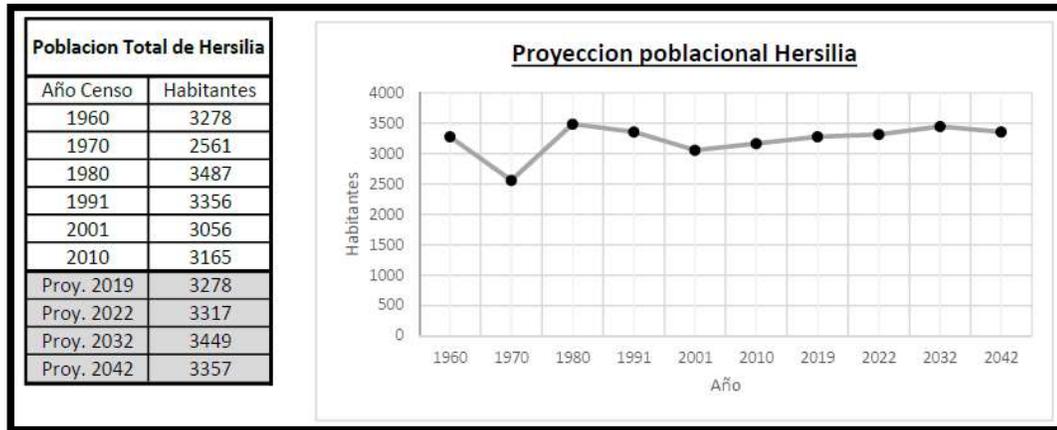


Figura 3.6- Variación Poblacional de Hersilia Proyectada.

3.4. Caudales de diseño.

Para el cálculo medio diario (Q_{Cn}) para el año n, se debe tuvo en cuenta los siguientes aportes:

- Caudales originados en el vuelco de los usuarios domésticos y de pequeños comercios e industrias.
- Caudales debidos a la infiltración en las cañerías y cámaras, salvo que se demuestre la inexistencia de los mismos.
- Caudales volcados por grandes usuarios (descargas concentradas).

$$Q_{Cn} = Q'_{Cn} + I_n + \Sigma Q_{CSn} \quad (3.14)$$

Siendo:

Q'_{Cn} = caudal medio diario para el año n, debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios e industrias y sanitarios de edificios públicos y grandes establecimientos (m^3/d).

I_n = caudal aportado por la infiltración para el año n, en m^3/d .

ΣQ_{CSn} = sumatoria de los caudales medios diarios aportados por los grandes usuarios, para el año n.

En el caso de Hersilia, se trata de una localidad residencial, si bien no hay ninguna ordenanza o normativa que reglamente el tipo de desarrollo inmobiliario en la zona a abastecer de servicios cloacales, se prevé que en la misma solo se desarrollará una actividad residencial de igual características a la zona ya abastecida por el servicio actualmente, por ende, se descarta el termino correspondiente a los caudales aportados por los grandes usuarios.

Haciendo referencia al caudal aportado por la infiltración, según COFAPyS (1993), en el capítulo 8.13 de la Norma nos indica que cuando el tipo de junta de las cañerías sea flexible, en cualquiera de sus formas (aros de goma), no se considerarán aportes por infiltración a las colectoras. Si bien se descarta la posibilidad de que se produzca infiltración por la junta de los caños colectoras, se considera un 10% de aumento del volumen generado por usuarios domésticos en consideración del agua que ingresa al sistema cloacal por boca de registro los días que se producen precipitaciones.

Teniendo en cuenta lo antes mencionado la expresión se redujo a:

$$Q_{Cn} = Q'_{Cn} + 0,1 * Q'_{Cn} \quad (3.15)$$

El caudal medio diario doméstico se determinó con la siguiente expresión:

$$Q'_{Cn} = P_{Sn} * q_{Cn} = P_{Sn} * \phi * \delta_{Cn} \quad (3.16)$$

Siendo:

P_{Sn} = Población a servir con cloacas al final del año n.

q_{Cn} =Vuelco medio diario per cápita para el año n ($m^3/hab*d$).

ϕ =Coeficiente de retorno de agua al sistema cloacal.

δ_{Cn} = Dotación media de agua para el año n ($m^3/hab*d$).

El valor del coeficiente de retorno de agua al sistema cloacal en forma generalizada puede variar entre 0,80 a 0,85, representando la proporción de agua consumida que regresa por el sistema cloacal. En este caso tratándose de una población chica e interpretando que para el dimensionamiento del sistema serán más influyentes los valores de caudales mínimos generados que los máximos que se podrían generar, se adoptó 0,80.

3.4.1. Dotación media de agua.

Se asignó un consumo promedio por habitante una vez conocida la población de diseño.

Se entiende por dotación, a la cantidad media anual en litro por día que consume cada persona. Tal volumen surge de la suma del consumo doméstico, comercial, público, pérdidas y desperdicios.

A continuación, en la Tabla 3-4 se presenta una tabla con los consumos típicos en una vivienda:

Tabla 3-4- Consumos estimados de una vivienda

Elementos	Dotacion
Beber-Cocinar	50 l
Lavado- Ropa	45 l
Retretes	20 l
Ducha	75 l
Desperdicio	20 l
Total	200 l/(hab*dia)

Nota. Adaptado de Dotación domestica de agua, Ing. Marco Boidi, 2014, Unidad 4 “Abastecimiento de agua potable”, Catedra Ingeniería Sanitaria, UTN FRRa (p. 10)

Seguidamente se cita la Tabla 3-5 con indicadores de gestión de los operadores de empresas de servicios de abastecimiento de agua potable en Argentina, según la Dirección Nacional de Agua Potable y Saneamiento (2017):

Tabla 3-5- Indicadores de gestión de los operadores

Cuadro 9. Indicadores de gestión de los operadores

Sigla	Provincia	Año	Población en área de prestación Habitantes	Empleados por conexión N°/1000 conexiones	Micro - medición %	Dotación de consumo lts./hab./día	Agua no contabilizada pérdidas %	Cobrabilidad morosidad Meses de facturación
AySA	CABA-AMBA	2014	10,773,366	3.22	21%	336	42%	3.57
ASSA	Santa Fe	2014	1,915,431	2.39	27%	N.D.	N.D.	3.37
Aguas Cordobesas	Córdoba	2012	1,339,995	1.33	30%	272	17%	2.34
AySAM	Mendoza	2014	1,129,307	2.71	66%	N.D.	N.D.	4.47
CoSAySa	Salta	2014	1,112,145	2.97	22%	361	40%	4.96
OSMGP	Buenos Aires	2012	792,603	2.83	20%	298	40%	3.45
AdCSapem	Catamarca	2011	200,100	4.86	35%	397	47%	N.D.
Cooperativa Trelew	Chubut	2011	100,101	4.33	0%	253	23%	1.24
SAMEEP	Chaco	2014	926,727	5.40	47%	N.D.	45%	11.05
SAT	Tucumán	2014	1,544,023	N.D.	2%	N.D.	N.D.	4.02
Aguas de Santiago	Santiago del Estero	2010	452,844	2.17	3%	312	N.D.	N.D.
Adlandes	Jujuy	2010	622,161	4.22	68%	N.D.	59%	N.D.
Promedio con AySA				3.31	29%	318	35%	4.28
Promedio sin AySA				3.32	29%	316	34%	4.36

Fuente: Lentini y García Larumbe (BID, 2015)

Nota. Reproducido de Indicadores de gestión de los operadores, Presidencia de la Nación Argentina, Ministerio del Interior Obras Públicas y Viviendas, Secretaría de Obras Públicas, Subsecretaría de Recursos Hídricos, Dirección Nacional de Agua Potable y Saneamiento, 2017, Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento segunda versión, (p. 33)

Como se observa, no existen datos en el informe para la provincia de Santa Fe.

Continuando la investigación, en un informe realizado en 2007 por el Instituto Provincial de Estadística y Censos de la Provincia de Santa Fe (IPEC, 2007) sobre la situación de ASSA en la Provincia se concluye lo citado en la Figura 3.7.

Dotaciones medias diarias por localidad.

La provincia de Santa Fe (sólo las 15 localidades en donde tiene la concesión ASSA) tuvo una media de consumo diario por persona de 440 litros en el 2005. Estos valores están muy por encima de la media internacional (establecida en 250 litros). Si se comparan las 15 localidades abastecidas por ASSA, la ciudad de Rosario es la que más líquido por habitante consume, casi 520 litros diarios, en tanto la localidad de menor consumo es Capitán Bermúdez, con 179 litros por persona por día.

Figura 3.7- Fragmento Informe IPEC 2007.

Nota. Reproducido de Dotaciones medias diarias por localidad, Instituto Provincial de Estadística y Censos, Subsecretaría de Planeamiento y Gestión de la Provincia de Santa Fe, 2007, Estadísticas Mensuales ISSN 0323-7991, (p. 81)

De dicho informe se destaca la gran variedad dotacional que existe entre las ciudades grandes y las ciudades pequeñas de la provincia, la cual se puede deber a un gran desperdicio y pérdidas existentes en las grandes poblaciones y a un abastecimiento restringido en poblaciones más pequeñas. Esta variación de dotación deja un saldo promedio entre las 15 localidades en las que interviene ASSA, 440 litros por persona por día.

Como conclusión de la investigación, dada la gran variabilidad que existe en la provincia de Santa Fe, y descartando la tabla de valores típicos de consumo de agua por encontrarse alejado de los valores medidos empíricamente, para el presente informe la dotación que se adoptó es de 316 l/(día*persona).

Dicho valor concluyente se obtiene del Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento 2017. Este valor corresponde al promedio desconsiderando los datos de AySA, lo cual se creyó conveniente. Además, el valor promedio obtenido está en concordancia con los 312 l/(día*persona) de Aguas de Santiago, de Santiago del Estero, comparable con la localidad de Hersilia, por su geografía y clima, además de la cercanía regional.

3.4.2. Caudales de diseño en diferentes periodos.

Los caudales máximos y mínimos se determinaron de la siguiente manera según el año correspondiente:

$$Q_{An} = \beta * Q'_{Cn} \quad (3.17)$$

$$Q_{Bn} = \beta_1 * Q'_{Cn} \quad (3.18)$$

$$Q_{Dn} = \alpha_1 * Q'_{Cn} \quad (3.19)$$

$$Q_{En} = \alpha * Q'_{Cn} \quad (3.20)$$

Los caudales se resumen en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6- Resumen de caudales de diseño

VARIABLE	CANTIDAD	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
Φ	0,80	Adimensional	Coefficiente de retorno de agua al sistema cloacal
δ_{cn}	0,32	$m^3/(\text{hab} \cdot \text{día})$	Dotación diaria por habitante
q_{cn}	0,25	$m^3/(\text{hab} \cdot \text{día})$	Vuelco a la red cloacal medio diario por habitante
l	10,00	%	Infiltración
n	10,00	Años	Año 2032
P_{s10}	3449,00	Hab.	Proyección poblacional para 2032
Q'_{c10}	959,10	$m^3/\text{día}$	Caudal medio diario estimado
n	20,00	Años	Años 2042
P_{s20}	3357,00	Hab.	Proyección poblacional 2042
Q'_{c20}	933,51	$m^3/\text{día}$	Caudal medio diario estimado

Cuando no existen registros confiables ininterrumpidos, de no menos de los últimos 36 meses de consumo de agua potable o de descargas cloacales que permitan determinar estos coeficientes, la COFAPyS (1993) prevé los coeficientes citados en la Tabla 3-7.

Tabla 3-7- Coeficiente picos para el cálculo de caudales mínimos y máximos

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h $\leq P_s \leq$ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h $< P_s \leq$ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h $< P_s \leq$ 30.000 h	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Nota. Reproducido de Cuadro 2.3.2. Coeficientes para caudales volcados a colectoras, Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, 1993, Normas de estudio, criterio de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes, (p. N.2.3/9)

Para el caso de Hersilia, los coeficientes se resumen en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8- Coeficientes picos para Hersilia.

VARIABLE	CANTIDAD
α	2,38
α_1	1,4
β	0,3
β_1	0,7

Los caudales determinantes para el diseño de la red cloacal son los citados en la Tabla 3-9.

Tabla 3-9- Caudales de diseño para Hersilia

CAUDALES VOLCADOS A COLECTORAS PARA n=10 años			
VARIABLE	CANTIDAD	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
Q _{A10}	287,73	m ³ /día	Caudal mínimo horario: menor caudal instantáneo del día de menor vuelco.
Q _{B10}	671,37	m ³ /día	Caudal mínimo diario: caudal medio del día de menor vuelco.
Q _{D10}	1342,74	m ³ /día	Caudal máximo diario: caudal medio del día de mayor vuelco.
Q _{E10}	2282,65	m ³ /día	Caudal máximo horario: mayor caudal instantáneo del día de mayor vuelco.

CAUDALES VOLCADOS A COLECTORAS PARA n=20 años			
VARIABLE	CANTIDAD	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
Q _{A20}	280,05	m ³ /día	Caudal mínimo horario: menor caudal instantáneo del día de menor vuelco.
Q _{B20}	653,46	m ³ /día	Caudal mínimo diario: caudal medio del día de menor vuelco.
Q _{D20}	1306,92	m ³ /día	Caudal máximo diario: caudal medio del día de mayor vuelco.
Q _{E20}	2221,76	m ³ /día	Caudal máximo horario: mayor caudal instantáneo del día de mayor vuelco.

Estos valores de caudales se utilizaron para dimensionar y verificar diferentes partes de la red cloacal como lo detalla la Norma en el Cuadro de Caudales de Diseño que se transcribe en la Tabla 3-10.

Como puede observarse, debido a la proyección demográfica estimada, el mayor caudal se da en los primeros 10 años de funcionamiento de la nueva red cloacal, por ende, se tuvo que diseñar el sistema de red cloacal directamente para n=10 años, y verificar los datos de diseño obtenidos para n=20 años.

Además, CoFAPyS (1993) en su inciso 2.3.5.d define al caudal mínimo de autolimpieza (Q_{L0}) de una conducción o unidad de tratamiento, al caudal máximo horario del día de caudal mínimo diario del año inicial del periodo de diseño. Este valor solo se calculó a solo hecho informativo, ya que no se tendrá en cuenta para la verificación de autolimpieza debido a que se empleará el método de pendientes mínimas en función del diámetro utilizado en el diseño de la red, por ende:

$$Q_{L0} = \alpha_2 * \beta_1 * Q_{C0} = 1,7 * 0,7 \left(0,80 * 0,316 \frac{m^3}{hab * dia} * 3317 hab \right) = 997 \frac{m^3}{dia} \quad (3.21)$$

Tabla 3-10- Detalle de utilización de Caudales de diseño según CoFAPyS (1993).

Periodo	CAUDALES DE DISEÑO				
	Mínimo del día de menor consumo Q_a	Mínimo diario anual Q_b	Medio diario anual Q_c	Máximo diario anual Q_d	Máximo del día del mayor consumo Q_e
INICIAL (0)	Verificaciones especiales optativas	Verificación de estación de Bombeo. Unid. Plantas. Verificación autolimpieza colectoras.	Costos operativos. Verificación colectoras.		Verificación Est. De Bombeo.
10 AÑOS	Verificaciones especiales optativas.	Verificación Est. Bombeo.	Costos Operativos (primera etapa). Plantas con Lagunas	Primera etapa. Plantas de Tratamiento (salvo laguna)	Verificación h/D Colectoras. Est. De Bombeo (primera etapa)
FINAL (20 AÑOS)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Est. Bombeo	Costo operativos. Plantas con lagunas.	Plantas de Tratamiento (salvo laguna) Est. De bombeo. Verificación de lagunas unidades de tratamiento	Capacidad colectoras. Est. De bombeo. Verificación de lagunas. Unidades de tratamiento

3.5. Caracterización de los líquidos cloacales.

Tabla 3-11- Composición típica del agua residual domestica bruta

TABLA 3-16				
Composición típica del agua residual doméstica bruta				
Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1.200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, mg/l: 5 días, 20 °C (DBO ₅ , 20 °C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1.000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoníaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros ^a	mg/l	30	50	100
Sulfato ^a	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales ^b	n.º/100 ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	<100	100-400	>400

^a Los valores se deben aumentar en la cantidad en que estos compuestos se hallen presentes en las aguas de suministro.

^b Consultar la Tabla 3-18 para obtener los valores típicos correspondientes a otros microorganismos.

Nota. Reproducido de TABLA 3-16 Composición típica del agua residual domestica bruta, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.125)

Tabla 3-12- Tipos y número de microorganismos típicamente presentes en las aguas residuales domésticas brutas

TABLA 3-18	
Tipos y número de microorganismos típicamente presentes en las aguas residuales domésticas brutas ^a	
Organismo	Concentración, número/ml
Coliformes totales	10^5 - 10^6
Coliformes fecales	10^4 - 10^5
Estreptococos fecales	10^3 - 10^4
Enterococos	10^2 - 10^3
<i>Shigella</i>	Presentes ^b
<i>Salmonella</i>	10^0 - 10^2
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	10^1 - 10^2
<i>Clostridium perfringens</i>	10^1 - 10^3
<i>Mycobacterium tuberculosis</i>	Presentes ^b
Cistos de protozoos	10^1 - 10^3
Cistos de giarda	10^{-1} - 10^2
Cistos de cryptosporidium	10^{-1} - 10^1
Huevos de helmintos	10^{-2} - 10^1
Virus entéricos	10^1 - 10^2

^a Adaptado parcialmente de la bibliografía [3, 7].
^b Los resultados de estos ensayos se suelen clasificar como positivos o negativos en lugar de ser ensayos cuantitativos.

Nota. Reproducido de TABLA 3-16 Composición típica del agua residual domestica bruta, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.127)

CAPITULO 4. RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO Y GEOTÉCNICO

4.1. Puntos fijos o puntos de cambio.

Tanto para el relevamiento altimétrico, como para el posterior trazado y control de obra, es necesario contar con puntos fijos o de cambios, cuyos parámetros de localización y altimetría son conocidos o preestablecidos mediante un trabajo de campo previo.

Se conoce de manera previa, que las características regionales de dicha llanura en donde se encuentra emplazada la localidad, tiene una pendiente natural de 1 m/km.

Para el trazado de la red cloacal, además de considerar dicha pendiente natural y la dirección de la misma para minimizar los movimientos de suelos, es necesario ser más preciso, es por eso que se procedió a la enmarcación de puntos fijos debidamente marcados en el campo y localizados.

Los puntos fijos se encuentran distribuidos de forma convenientemente en la zona afectada al trazado de la futura red cloacal y sus cotas fueron levantadas mediante un procedimiento de nivelación cerrada compensada con una precisión al centímetro.

Para la nivelación cerrada se tomó como cota de inicio y fin, al punto BM1 (bench mark o banco de nivel) cuyos parámetros son conocidos y relativos a la cota intradós en el punto de llegada a la estación de bombeo de la cañería colectora principal de la red cloacal existente.

Los trabajos se realizaron con un nivel automático de ajuste manual marca Pentax AP281 cedido por la Comuna de Hersilia (Figura 4.1 y Figura 4.2).



Figura 4.1- Nivel Automático Pentax AP281.



Figura 4.2- *Equipo de Trabajo para Relevamiento, Ayudante: Nicolás Gimenez.*

En la Tabla 4-1 y Tabla 4-2 se encuentran detallado los ejercicios realizados en gabinete para obtener las cotas compensadas de cada uno de los puntos de cambio.

Mediante el software Topocal, con las cotas y ubicación de diferentes puntos de terreno relevados a partir de dichos puntos fijos en el campo, se obtuvieron las curvas de nivel que figuran en el plano 6 del anexo II. En el mismo plano se encuentra localizados los puntos fijos.

4.2. Características geotécnicas de la localidad.

La localidad no cuenta con ningún estudio de suelo realizado, por esta razón, se recabó información de localidades vecinas para el presente trabajo.

En este caso, se pudo acceder a un estudio de suelo realizado en la ciudad de Ceres en el año 2010, la cual está ubicada a 17 km de Hersilia hacia el noroeste (ver Anexo II).

En términos generales, se puede decir que hasta los 0,60 m de profundidad hay presencia de suelo orgánico con resistencia estructural nula. A partir de los 0,60 m hasta los 5 metros de profundidad que se ven afectadas las excavaciones de la red, es un suelo limoso de baja plasticidad de consistencia blanda.

Para la elaboración del trabajo, dada la cercanía de las localidades, se consideró dicho informe aplicable a Hersilia.

Si bien el nivel de napa freática es fluctuante, a la hora de comenzar el trabajo se pudo observar que la misma se encuentra en un nivel cercano a los dos metros por debajo del nivel del terreno natural en base a excavaciones que se estaban haciendo para la realización de pozos absorbentes.

Tabla 4-1- Compensación de cotas

CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DE COTAS PUNTOS FIJOS- RED DE CAMBIO						
Inicio	(BM1)	9,643 m				
Final	(BM1)	9,628 m				
Error a Compensar		0,015 m				
Número de cambios		12 Unid.				

Pto.	Vista atrás	Altura inst.	Vista adelante	Cota	Compensación	Cota Compensada
BM1	1,159	10,802	-	9,643	-	9,643
1	1,520	10,877	1,445	9,357	0,001	9,358
2	1,620	11,027	1,470	9,407	0,0025	9,410
3	1,420	10,547	1,900	9,127	0,00375	9,131
4	1,650	11,097	1,100	9,447	0,005	9,452
5	1,550	11,027	1,620	9,477	0,00625	9,483
6	1,780	10,967	1,840	9,187	0,0075	9,195
7	1,665	11,077	1,555	9,412	0,00875	9,421
8	1,570	11,062	1,585	9,492	0,01	9,502
9	1,420	11,252	1,230	9,832	0,01125	9,843
10	1,380	10,917	1,715	9,537	0,0125	9,550
11	1,620	10,757	1,780	9,137	0,01375	9,151
BM1	-	-	1,129	9,628	0,015	9,643

Tabla 4-2- Compensación de cotas

CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DE COTAS PUNTOS FIJOS INTERMEDIOS- RED DE CAMBIO						
Inicio	-5,00	9,483 m		Dif. De nivel	-0,067 m	
Final	(10)	9,550 m				
Error a Compensar		-0,031 m				
Número de cambios		3 Unid.				

Pto.	Vista atrás	Altura inst.	Vista adelante	Cota	Compensación	Cota Compensada
5	1,620	11,103	-	9,483	-	9,483
12	1,536	11,054	1,585	9,518	0,01033	9,528
13	1,620	11,164	1,510	9,544	0,02067	9,565
10	-	-	1,645	9,519	0,03100	9,550

Históricamente, en base a comentarios de habitantes, el nivel de agua subterránea siempre estuvo por debajo de los 2,5 metros medidos desde el nivel de terreno natural, salvo excepciones por inundaciones. Esto es comprobable, ya que los pozos absorbentes más viejos tienen más de 3 metros de profundidad, en los cuales, de haber existido la presencia de agua en su momento, hubiese hecho imposible la excavación.

Lo antes mencionado se pudo comprobar, ya que paralelamente a la elaboración de este informe se encontraban realizando trabajos de demolición de una antigua fábrica de lácteos, en la cual había presencia de varios pozos y la profundidad de estos superaba ampliamente los 3 metros.

Al mismo tiempo se encontraban realizando diferentes excavaciones para la ejecución pozos absorbentes en varios puntos en la zona afectada al trazado de la red cloacal. En éstos se pudo observar la presencia de agua subterránea a partir de los 2,5 metros de profundidad medidos desde el nivel del terreno natural, en términos generales.

De manera práctica, para el presente trabajo, se consideró que excavaciones superiores a dos metros, contarán con presencia de agua subterránea.

CAPITULO 5. CUERPOS RECEPTORES

5.1. Cuenca del Río Salado.

La localidad pertenece a la cuenca del Río Salado.

Según Bacchiega et al. (2003):

La cuenca se extiende por las provincias de Salta, Catamarca, Tucumán, Santiago del Estero, Chaco y Santa Fe. Abarca una superficie aproximada de 247.000 km² y una longitud de curso de 1.500 km aproximadamente.

La cuenca superior está comprendida entre las nacientes en el borde oriental de la Puna y la zona de El Tunal (localidad de J.V. González en la provincia de Salta). En esta región tanto el curso principal como sus afluentes, poseen características de río de montaña.

La cuenca media se extiende desde la localidad de J. V. González y el ingreso a la provincia de Santa Fe. Al ingresar a la provincia de Santiago del Estero el curso toma el nombre de Salado, y adopta las características de un río de llanura, sin recibir afluentes.

Se considera cuenca inferior del Río Salado al área que se desarrolla en la provincia de Santa Fe a partir del punto en el que el mismo ingresa a la provincia, en la localidad de Tostado. (Pág. 03)

5.2. Cuenca Inferior del Río Salado.

La cuenca inferior del Río Salado (Figura 5.1) es un sistema de llanura que conforma una transición entre dos grandes regiones naturales: La llanura Chaqueña y la llanura Pampeana. Tiene una superficie de 55.950 km² (Tabla 5-1). Esta superficie sufre constantemente modificaciones por acción del hombre, fundamentalmente a través de canalizaciones o levantamientos de caminos, que hace que las divisorias de aguas superficiales sean difusas en muchos sectores.

Desde que el río ingresa a la provincia de Santa Fe, el mismo escurre en dirección Noroeste-Sureste por un cauce con escasa capacidad de conducción hasta reciben los aportes del río Calchaquí, el cual drena las aguas provenientes de los Bajos Submeridionales.

En el punto de afluencia con el río Calchaquí, el cauce escurre en dirección Norte-Sur hasta su desembocadura en el sistema Paraná. En ese tramo el río Salado recibe los aportes de las subcuencas Saladillo, Las Conchas, Palos Negros- La Cabral, San Antonio, Cululú, Vizcacheras, Pantanoso, Arizmendi y áreas de aportes directas al curso del río Salado. A partir de los aportes del río Salado y del arroyo Santa Fe se forma el río Coronda, que forma parte del sistema del río Paraná.

El escurrimiento en la cuenca inferior del río Salado se compone de los aportes provenientes de la cuenca media, que son de baja significación, de los aportes del río Calchaquí y de los excesos de lluvia colectados fundamentalmente en las subcuencas de margen derecha. De los principales afluentes laterales (Las Conchas, San Antonio, Cululú) si

bien no son tan significativos en términos relativos a los aportados por el Calchaquí se caracterizan por ser muy discontinuos e irregulares, concentrando en breves periodos de tiempo, picos de crecida de variada magnitud.

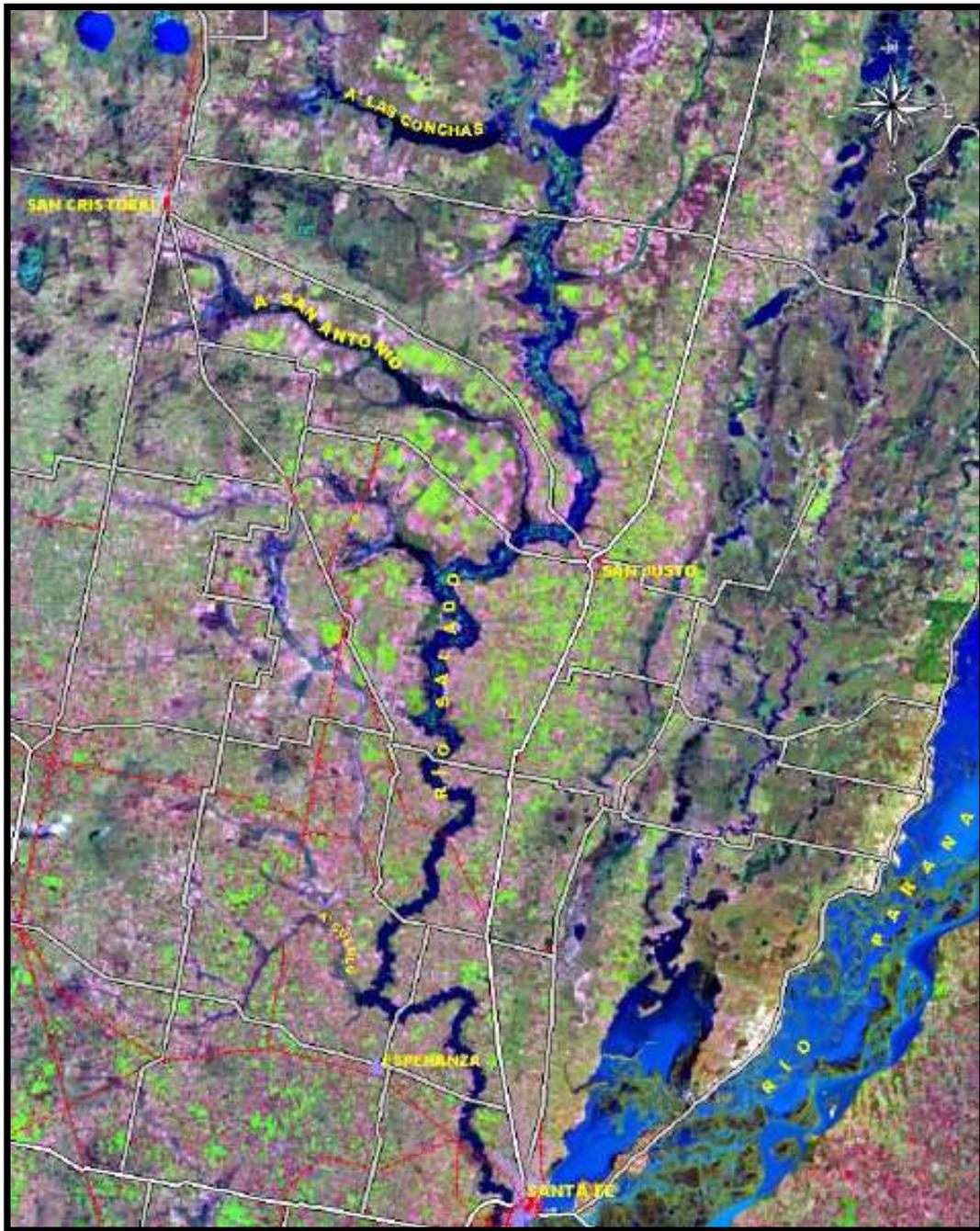


Figura 5.1- Afluentes y Áreas de Aportes de la Cuenca Inferior del Río Salado.

Nota. Reproducido de Figura V.1. Afluentes y área de aportes de la cuenca inferior del Río Salado Provincia de Santa Fe; J.D. Bacchiega, J.C. Bertoni, J.A. Maza; 2003; Poder Judicial de la Provincia de Santa Fe, Pericia Hidráulica correspondiente al Expediente N°1341/2003, Anexo V, Dinámica hídrica de la cuenca del Río Salado (p.4)

Tabla 5-1- Área de aporte de subcuencas a la cuenca inferior del Río Salado

Subcuenca	Superficie	
	Km2	%
Bajos Submeridionales- Río Calchaquí	25.000	44,68%
Aº Las Conchas	10.050	17,96%
Aº San Antonio	3.350	5,99%
Aº Cululú	8.950	16,00%
Subcuencas locales (contiguas al curso ppal.)	8.600	15,37%
TOTAL	55.950	100,00%

Nota. Adaptado de Tabla V.1. Superficies aproximadas de las subcuencas que componen la cuenca inferior del río Salado; J.D. Bacchiega, J.C. Bertoni, J.A. Maza; 2003; Poder Judicial de la Provincia de Santa Fe, Pericia Hidráulica correspondiente al Expediente N°1341/2003, Anexo V, Dinámica hídrica de la cuenca del Río Salado (p.5)

A los efectos de interpretar adecuadamente la dinámica hídrica del río Salado es preciso considerar su funcionamiento como una unidad integrada, considerando su vinculación con el espacio geográfico que lo circunda.

Desde el punto de vista de la dinámica hídrica es posible distinguir tres áreas (Figura 5.2).

- Donde se desarrollan proceso de relativa complejidad.
- Donde se desarrollan procesos de relativa simplicidad.
- De influencia del sistema Paraná.

Las dos primeras se localizan hacia el norte y el sur en relación con la zona en la cual el río Salado cambia de dirección O-E a N-S. En esta última zona el curso comienza a transitar su valle, el cual se define más nítidamente y se estrecha de manera progresiva hacia el sur.

A partir del sector mencionado puede interpretarse que se desarrolla un área de transición. Su morfología se hace mínima en el punto de tributación del Aº Las Conchas, siendo este prácticamente el límite sur de la zona de transición. A partir de allí y hasta el sur se extiende el área definida como relativa simplicidad.

Si bien es muy difícil establecer límites hidrogeológicos de las zonas antes mencionadas, en la siguiente imagen se intenta establecerlos.

5.3. Subcuenca del Arroyo Las Conchas y Canal Principal número 4.

La localidad de Hersilia pertenece a la subcuenca del Arroyo Las Conchas, drenando al mismo a través del canal principal N° 4 entre otros. Dicho canal evacua las aguas superficiales de una vasta región de la zona norte del departamento San Cristóbal en sentido suroeste-noreste, hasta su encuentro con el arroyo las Conchas en el distrito de la localidad de Esteban Rams.

Se ha intentado acceder a información precisa de dicho Canal, pero el marco de la pandemia y la falta de acceso libre a dicha información imposibilitó conocer algunas características, por ejemplo, el área de desagüe o subcuenca de canal, caudal de diseño, entre otros.

A través del sitio web de la secretaria de Infraestructura y Política Hídrica de la Nación se pudo acceder al mapa de recursos hídricos superficiales de la Provincia de Santa Fe. En dicho plano se puede ver la siguiente información:



Figura 5.2- Zonificación de la Cuenca Inferior del Río Salado.

Nota. Adaptado de Figura V.2. Áreas con diferentes dinámicas hídricas en cuenca inferior del río Salado, en territorio santafesino; J.D. Bacchiaga, J.C. Bertoni, J.A. Maza; 2003; Poder Judicial de la Provincia de Santa Fe, Pericia Hidráulica correspondiente al Expediente N°1341/2003, Anexo V, Dinámica hídrica de la cuenca del Río Salado (p.7)

- Rutas Nacionales y Provinciales
- Vías Férreas
- Localidades
- División política
- Cursos de agua permanentes y transitorios
- Cuencas y regiones hídricas

En la Figura 5.4, Figura 5.5 y Figura 5.6 se muestran dichos mapas, como así también la configuración de cuencas hídricas superficiales de la provincia, haciendo la debida aclaración que, si bien en las imágenes se detalla un factor de escala, estas no deben ser consideradas, ya que son imágenes extraídas del sitio web citado para hacer más comprensible el presente informe.

Teniendo en cuenta la ubicación de las lagunas de tratamiento de agua residual de la localidad, las mismas llegan a el Canal Principal N°4 a través de canales vecinales, y de allí comienza el recorrido antes mencionado.

El agua tratada por dichas lagunas recorre un total de aproximadamente 2 km para llegar al Canal Principal N°4 y a partir de allí 53,5 km aproximadamente antes de desembocar en el A° Las Conchas como se puede observar en la Figura 5.3.

Ante la falta de información, y teniendo la certeza de que los canales son de caudales muy irregulares y discontinuos, dependiendo de la época del año, se concluyó que cuando el nivel de caudal de estos canales es escaso, la cantidad de agua tratada proveniente de las lagunas

se evapora o absorbe a través del suelo antes de llegar al cauce principal de la subcuenca y en caso contrario, se diluye en el gran caudal de agua pluvial que transportan los cauces en épocas lluviosas.

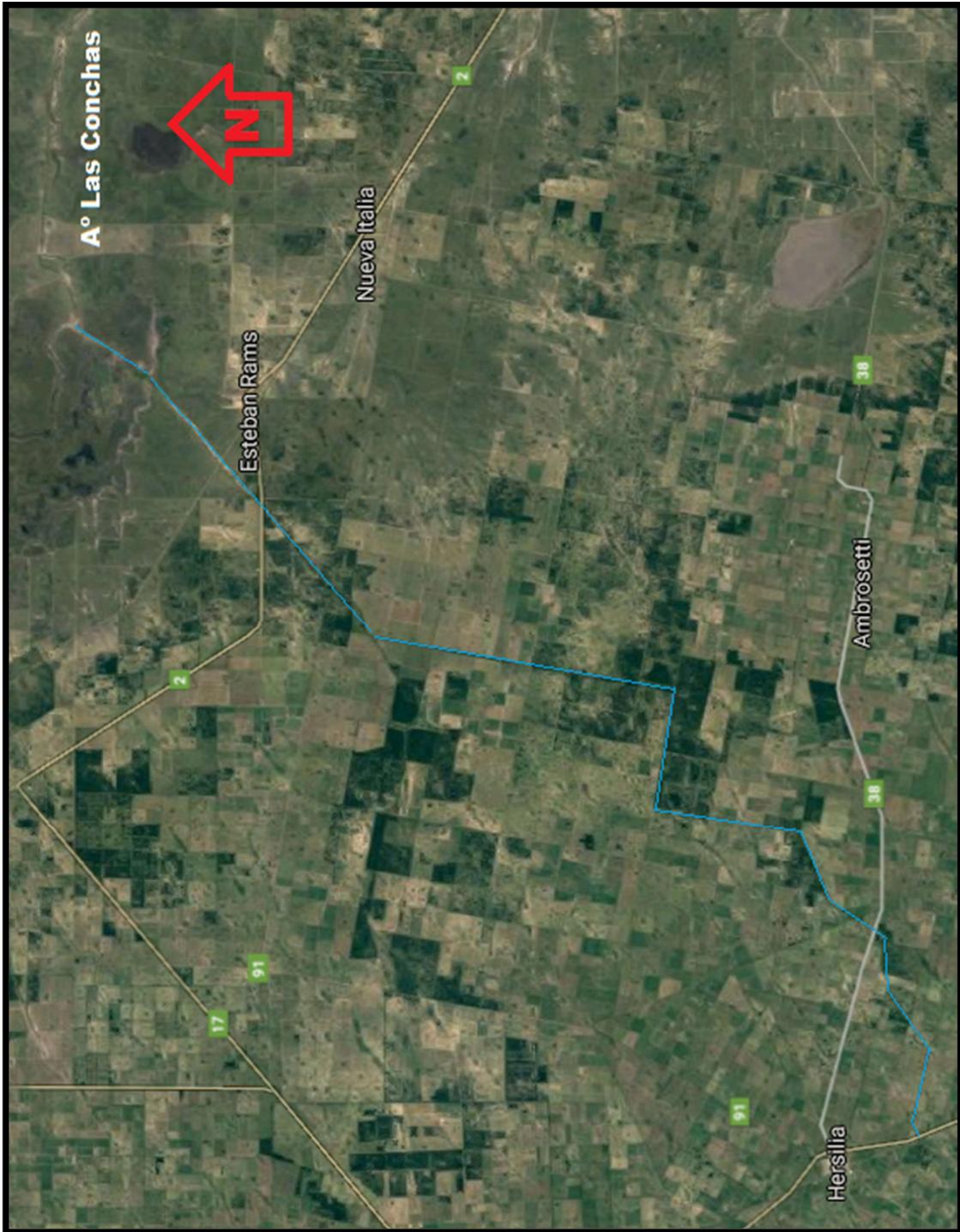


Figura 5.3- Trayectoria del Canal N° 4 desde Hersilia hasta su Desembocadura en A° Las Conchas.
Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

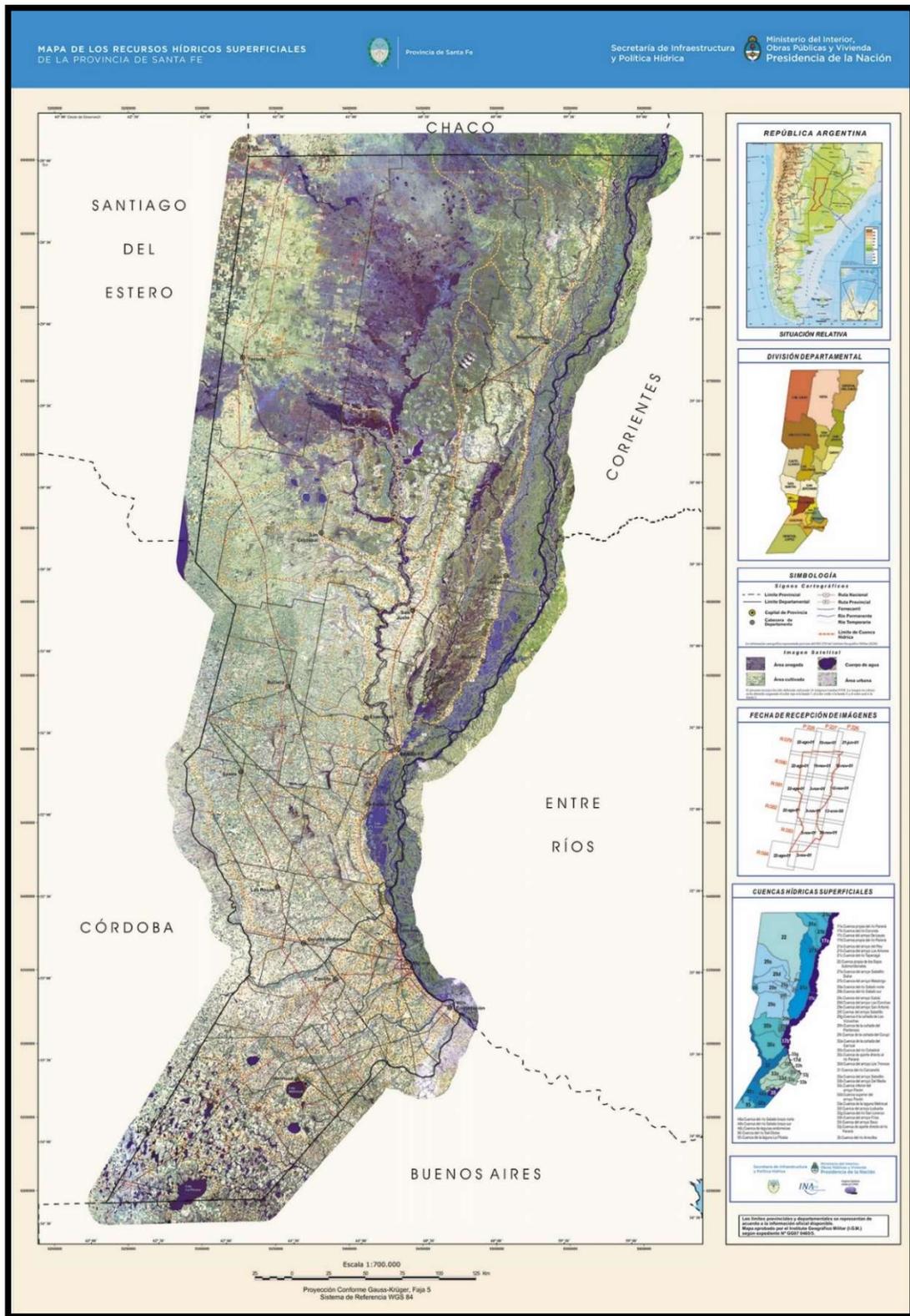


Figura 5.4- Mapa de Recursos Hídricos de la Prov. de Santa Fe
 Nota. Reproducido de Mapa de los recursos hídricos superficiales de la Provincia de Santa Fe; de Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Presidencia de la Nación; 2017; Argentina.gov.ar (<https://www.argentina.gov.ar/obras-publicas/hidricas/cartografia-hidrica-provincial>)

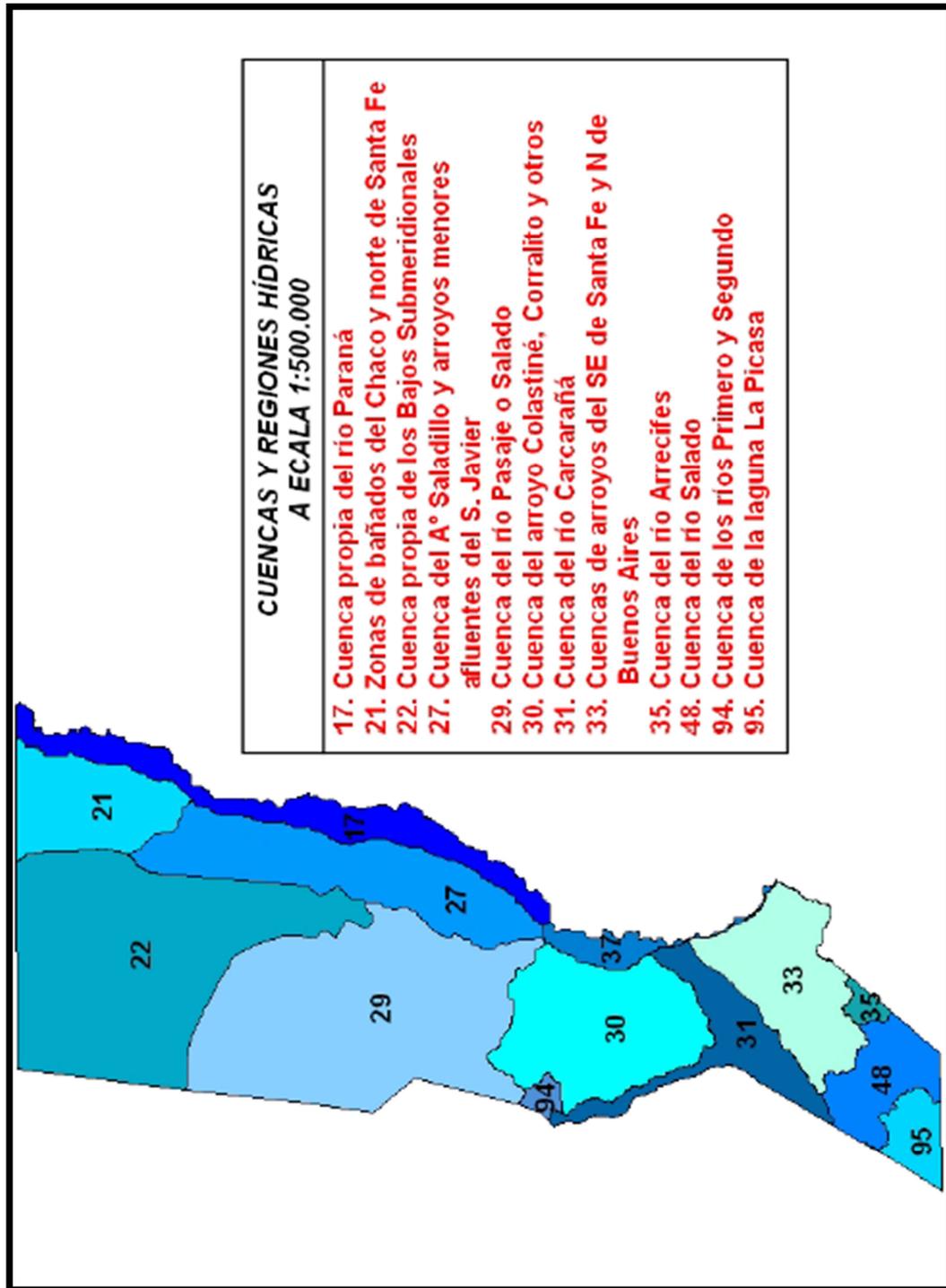


Figura 5.5- Cuencas y Regiones Hídricas de la Prov. de Santa Fe.

Nota. Reproducido de Mapa de los recursos hídricos superficiales de la Provincia de Santa Fe; de Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Presidencia de la Nación; 2017; Argentina.gov.ar (<https://www.argentina.gov.ar/obras-publicas/hidricas/cartografia-hidrica-provincial>)

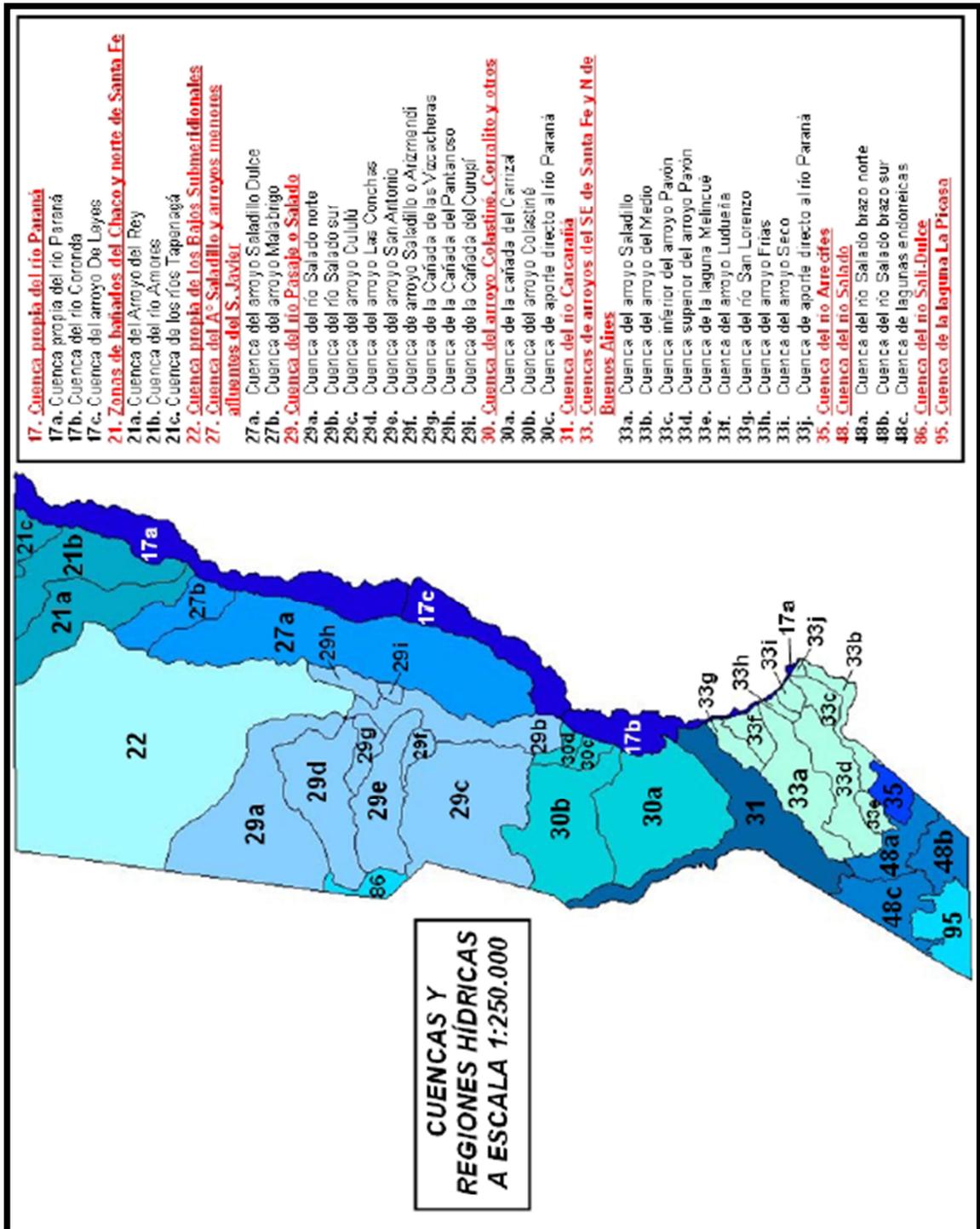


Figura 5.6- Subcuencas y Regiones Hídricas de la Prov. de Santa Fe.

Nota. Reproducido de Mapa de los recursos hídricos superficiales de la Provincia de Santa Fe; de Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Presidencia de la Nación; 2017; Argentina.gov.ar (<https://www.argentina.gov.ar/obras-publicas/hidricas/cartografia-hidrica-provincial>)

CAPITULO 6. ALTERNATIVA DE REDES Y DIMENSIONADO

6.1. Redes colectoras.

Las redes colectoras fueron proyectadas con el objeto de lograr la evacuación de líquidos residuales de manera eficaz hacia su destino final al menor costo posible.

El proyecto y su construcción aseguran la inexistencia de filtraciones o desbordes que puedan causar contaminación del suelo o capas acuíferas subterráneas, así como también contemplar que no se produzcan atascamientos en las diversas instalaciones que componen el sistema.

6.2. Trazado de red.

El trazado de las redes fue diagramado en tramos rectos entre accesos a las mismas.

Se plantearon dos alternativas, de esta manera se pudo realizar una comparativa. CoFAPyS (1993) recomienda evitar la colocación de estaciones de bombeo en lo posible, aunque en el caso de esta localidad ya existe una estación de bombeo.

Una de las alternativas de red cloacal, "Propuesta 1", se ideó utilizando solo la estación de bombeo existente, de manera tal de ir dirigiendo el agua residual de la nueva red hacia ésta. Para lograr esto, se deben realizar excavaciones para nivelar la red en sentido opuesto de escurrimiento superficial de las aguas superficiales, conllevando de esta manera un mayor volumen de movimiento de suelo.

En la otra alternativa de red cloacal, "Propuesta 2", se procede a la colocación de una nueva estación de bombeo, que elevará las aguas residuales hasta la estación existente y de aquí a su disposición final.

En el anexo III se puede observar el trazado de dichas redes.

6.3. Selección del material de los caños.

La selección de la cañería se efectuó en función del dimensionamiento hidráulico. En este caso se realizó el dimensionamiento de cañerías de PVC con juntas elásticas (aros de goma u o-ring).

Los caños seleccionados para la construcción deberán cumplir con los requisitos impuestos por las normas IRAM correspondiente o de normas internacionales que garanticen determinada calidad.

6.4. Diámetros.

Si bien el diámetro debe surgir del cálculo hidráulico, CoFAPyS (1993) fija el valor mínimo de 0,100 metros para aquellas colectoras en las cuales el proyectista pueda demostrar que su capacidad de conducción es suficiente para los caudales a transportar al final del periodo de diseño.

En este caso, siguiendo el criterio de la red existente y los problemas que trae este diámetro mínimo en cuanto a futuros atascamientos, se dimensionó la red cloacal con un diámetro mínimo de 0,160 m de diámetro.

En la Tabla 6-1 se indican los diámetros y espesores de tubos comerciales Clase 4:

Tabla 6-1- Espesores de pared de tubos clase 4

TUBO CLASE 4		
DÍAMETRO NOMINAL	DÍAMETRO EXTERIOR	ESPESOR
mm	mm	Mm
110	110	2,0
160	160	3,2
200	200	4,0
250	250	4,9
315	315	6,2
400	400	7,9

6.5. Ubicación de las colectoras.

En el sector en donde se plantea el tendido de red cloacal en la localidad de Hersilia, solo existen instalaciones de tendido eléctrico aéreo de media y baja tensión, e instalaciones aéreas para la prestación de servicio comunicacional (telefonía e internet).

El escurrimiento pluvial se da de manera libre a través de canalizaciones a cielo abierto en la mayor parte del área a desarrollar el proyecto, salvo en algunas excepciones en donde existe cordón-cuneta.

Se proyectaron las colectoras sobre una de las veredas, dejando la opuesta libre de manera tal que a futuro pueda proyectarse la red de agua potable sin mayores modificaciones sobre la red cloacal.

Como se mencionó anteriormente, de ser posible, la colectoras se proyectó colocar en una de las veredas de la vía pública aproximadamente a 3,5 metros de la línea de edificación, de manera tal de no intervenir en la línea forestal con las excavaciones y de que estas no coincidan con las canalizaciones a cielo abierto que existen en la mayoría de las calles. De esta forma, la mayoría de las bocas de registro quedaran sobre vereda, evitando también el desagüe de calles por éstas los días de lluvia y la interrupción del tránsito los días que se deban destapar para realizar algún mantenimiento.

Para el dimensionamiento y trazado de la red, se consideró CoFAPyS (1993), que recomienda que cañerías de diámetros iguales o mayores a 300 mm no podrán recibir descargas domiciliarias. Tampoco pueden recibir descargas las cañerías instaladas a una profundidad mayor a 3 metros hasta el extradós sin importar el tamaño del diámetro. En estos casos, las conexiones domiciliarias se proyectaron a través de cañerías subsidiarias.

6.6. Cálculo hidráulico.

El caudal de diseño que se utilizó en el proyecto de redes es el “caudal máximo horario a 10 años” (Q_{e10}) ya que por las características de proyección poblacional este caudal es superior al que se presenta a los 20 años de proyección.

Las colectoras fueron calculadas como “canales de sección segmento de círculo” y con una relación $h/D \leq 0,94$ para el caudal anteriormente mencionado (condición de Q_{max} o perímetro mojado mínimo), verificando debidamente $h/D \leq 0,8$ para el caudal máximo horario a 20 años (Q_{e20}) y que para el caudal máximo horario a 10 años no se supere la velocidad U_{max} sugerida por las normas antes nombradas y que tiene la siguiente expresión:

$$U_{max} = 6 * \sqrt{(g * R)} \quad (6.1)$$

Donde:

U_{max} = Velocidad máxima (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

R = Radio hidráulico (m)

Además, también se verificó la velocidad mínima de escurrimiento de líquido cloacal que establece CoFAPyS (1993) en todos los casos $U \geq 0,60$ m/s para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.

Los caudales de diseño y verificación de cada tramo, son los caudales acumulados correspondientes al extremo aguas abajo del tramo considerado.

6.7. Tapada sobre los caños instalados.

Las tapadas mínimas sobre los caños son de 0,80 m en veredas donde no tengan que prestar servicio en las veredas opuestas, y de 1 m en veredas cuyo servicio se preste en ambas.

Para los cruces de calle se observará que la tapada mínima sea de 0,90 m.

6.8. Conexiones domiciliarias.

Las conexiones domiciliarias externas o acometidas fueron diseñadas con un diámetro 0,10 m y se contempló una pendiente mínima de 1,5 % hacia la colectora.

La profundidad de la conexión en la línea municipal será de 0,60 m o mayor.

Cuando la colectora esté a una profundidad mayor a dos metros, se instalará un tramo vertical soportado en su parte inferior por una curva de 45° con base de hormigón pobre de igual manera a las conexiones existentes, las cuales se encuentran detallada en el anexo I.

6.9. Verificación de autolimpieza de la tubería.

En el caso de la localidad en cuestión, más precisamente en el proyecto de extensión de red, el diámetro máximo de diseño es de un caño de 160 mm. Para el dimensionado de la misma, se tuvo en cuenta sus pendientes mínimas de autolimpieza (Tabla 6-2).

Si bien la teoría de autolimpieza explica que la velocidad del líquido cloacal debe generar esfuerzos de tal manera de producir el arrastre de los sólidos decantables en el mismo, para poblaciones pequeñas no siempre es viable económicamente, y se utilizan las pendientes mínimas en cuestión para diferentes diámetros. Cabe hacer mención que aplicar el principio

de pendientes mínimas implica un mantenimiento más recurrente de la misma para evitar taponamientos en la red.

Tabla 6-2. Pendientes Autolimpieza

\varnothing	$i_{min} \text{‰}$
150	3
200	3
250	2,5
300	2,0
> 300	i_{aut}

6.10. Fórmulas utilizadas para la elaboración de hoja de cálculo

En el anexo III se adjuntan las hojas de cálculo del dimensionamiento de cañerías.

Para facilitar la comprensión de las diferentes planillas, se hace la aclaración correspondiente a cada una de las abreviaturas y formulas aplicadas a continuación.

En las planillas de diseño de cloaca máxima se pueden ver:

- Columna 1, Tramo: Numeración de tramo de cañería, de esta manera facilita el control y la fácil ubicación de la misma durante la etapa de dimensionado.
- Columna 2; BR Inicio: Numeración de la boca de registro en donde inicia la recolección de aguas residuales el tramo de tubería en cuestión.
- Columna 3; BR final: Numeración de la boca de registro en donde vierte las aguas residuales el tramo de tubería en análisis.
- Columna 4; Cota intradós BR inicio (m): Cota relativa del intradós de la tubería, en metros, en la Boca de Registro en donde inicia dicho tramo. Es decir, la cota intradós más elevada del tramo de tubería analizado.
- Columna 5; Cota intradós BR final (m): Cota relativa del intradós de la tubería, en metros, en la Boca de Registro en donde finaliza dicho tramo. Es decir, la cota intradós más elevada del tramo de tubería analizado (Figura 6.1).
- Columna 6; Long. (hm): Longitud del tramo en cuestión en hectómetros.
- Columna 7; pendiente (m/m): Pendiente del tramo analizado, relación en metros de desnivel con respecto a la horizontal por unidad de longitud.
- Columna 8; Aporte máximo por tramo (l/s)- Q_i : Cantidad de agua residual recolectada por ese tramo, en litros por segundo, solo teniendo en cuenta los efluentes generados por los frentistas al tramo en cuestión. La letra Q hace referencia al caudal y el sufijo i, indica el periodo de diseño para el cual se está realizando el cálculo.
- Columna 9; Acumulado máximo por tramo (Q_i - L/s-): Es el volumen de agua residual acumulado por el tramo en cuestión, más el volumen de agua cloacal que acumulan los tramos que se encuentran aguas arriba con respecto al analizado en su BR final. El volumen se encuentra en l/s y las siglas Q y el sufijo i hace referencia a lo mismo que en la columna 8.

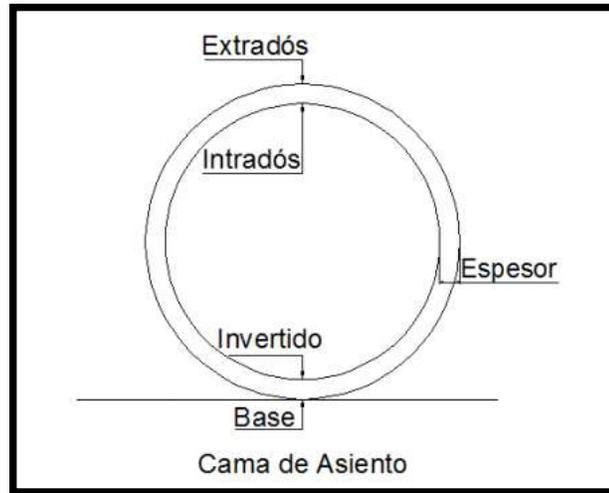


Figura 6.1- Detalle, Nomenclaturas de Partes del Caño.

- Columna 10; Cálculo de Diámetro (m): para el cálculo del diámetro mínimo capaz de transportar el volumen demandado, se utilizan los criterios de “Chezy-Manning, Prandtl-Colebrook, Woodward y Posey” o las fórmulas empíricas propuestas por los fabricantes, en este caso, se utilizó la fórmula de Chezy-Manning (donde $n=0,01$ para cañerías de PVC):

$$d = \frac{Q * n * 4^{5/3}}{\pi * i^{1/2}} \quad (6.2)$$

- Columna 11; Diámetro interno adoptado (m).
- Columna 12; Diámetro nominal adoptado (mm).
- Columna 13; Q_{II} (m^3/s): Caudal a sección llena en m^3/s de la tubería de diámetro adoptado.

$$Q_{II} = \frac{\pi * d^{8/3} * i^{1/2}}{4^{5/3} * n} \quad (6.3)$$

- Columna 14; V_{II} (m/s): Velocidad del líquido en conducto a sección llena en m/s de la tubería de diámetro adoptado.

$$V_{II} = \frac{1}{n} * \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} \quad (6.4)$$

- Columna 15; Q/Q_{II} : Relación de caudal, entre el caudal proyectado y el caudal a sección llena de la cañería de diámetro adoptado.
- Columna 16; $A=h/d$: Relación A, que es igual al tirante h de líquido en el conducto sobre su diámetro.
- Columna 17; $B=V/V_{II}$: Relación B, que es igual a la velocidad del caudal en estudio de líquido en el conducto sobre la velocidad del mismo líquido a sección llena.

Para la obtención de los parámetros o relaciones A y B, se utilizaron la formulas propuestas Morales Nava & Parras Meza (2013), quienes describen:

$$\frac{t}{D} = \frac{-0,00138 + (0,64987) * (Q/Q_{LL})^{\frac{1}{2}} - (0,58273) * (Q/Q_{LL})}{1 - (1,00049) * (Q/Q_{LL})^{\frac{1}{2}} + (0,08523) * (Q/Q_{LL})} \quad (6.5)$$

$$\frac{V}{V_{LL}} = \frac{-0,0014 + (0,85842) * \left(\frac{t}{D}\right)^{1/2}}{1 - (1,2730)(t/D)^{\frac{1}{2}} + (1,00699) * \left(\frac{t}{D}\right)} \quad (6.6)$$

- Columna 18; h(m): Tirante h correspondiente al caudal en análisis en metros.

$$h = D * A \quad (6.7)$$

- Columna 19; V(m/s): Velocidad V desarrollada en la cañería por el caudal en cuestión en metros por segundo.

$$V = V_{LL} * B \quad (6.8)$$

- Columna 20; Vel. Max. Adm. según COFAPyS (1993) (m/s): Velocidad máxima admisible por la normativa, especificada en su apartado 8.6.b.

$$U_{max} = 6 * \sqrt{(g * R)} \quad (6.9)$$

- Columna 21; $h/D \leq 0,94$ (Q_{10}): Verificación de relación de tirante con respecto al diámetro, la cual sección llena debe ser inferior a 0,94.
- Columna 22; Verificación velocidad máxima: Verificación de que en ningún tramo supere la velocidad máxima.
- Columna 23; Verificación Vel. Mín. Adm. $\geq 0,60$ m/s según COFAPyS (1993): Verificación de que la velocidad mínima a sección llena de la cañería no sea superior a la indicada por la normativa en su inciso 8.6.f, que en este caso es 0,6 m/s.

En las planillas de diseño de Tirante máximo se evaluó que el tirante máximo para un periodo de diseño medio no supere la relación de tirante/diámetro igual a 0,8, por ende, la única columna diferente a la anteriormente desarrollada es:

- Columna 16; $h/D \leq 0,80$ (Q_{20}): En ella se verifica lo anteriormente explicado.

Para cada una de las hojas de cálculo se utilizó el caudal correspondiente a cada análisis, el cual es detallado en la cabecera de cada tabla.

6.11. Evaluación y comparativa de redes.

Para la evaluación y posterior elección de la red se deben analizar los costos de ejecución y mantenimiento de la misma, para esto se tuvieron en cuenta los metros de cañería, la cantidad y profundidad de bocas de registro, el movimiento de su suelo que está directamente relacionado con el trazado y la profundidad de la red de cañería.

Haciendo referencia al movimiento de suelo, la Superintendencia de Riesgo de Trabajo (2014) expresa que cuando la profundidad sea igual o mayor a un metro veinte y no sea posible emplear taludes como medida de protección contra el desprendimiento de tierra en la excavación y cuando estas se deban realizar mediante el corte vertical de sus paredes, se deben entibar, apuntalar, usar tablestacas, u otro medio eficaz para evitar derrumbes en las zonas donde haya operarios expuestos o cuando se observen construcciones o cosas que

estén próximas a las excavaciones que se puedan deteriorar o derrumbar como consecuencias de las mismas.

Teniendo en cuenta lo antes mencionado, se procedió al cálculo de movimiento de suelo de cada propuesta, considerando los anchos de zanjas en función del diámetro de caño a utilizar aconsejables por Aguas Santafesinas, e incrementando el ancho unos 0,40 metros en las zanjas superiores a un metro veinte de profundidad para considerar las entibaciones (consideración de entibado: fenólico 18 mm+ tirante 3'x3' de forma vertical cada 0,50 m + tirantes de arriostre horizontal de 3'x3' en ambas caras de la zanja, apuntalado uno con otro lo que da una sumatoria de 168 mm de entibado en cada cara, por eso se opta por ensanchar 0,40 m el ancho de trabajo exigido por Aguas Santafesinas).

En el anexo III se cita el plano de Aguas Santafesinas en donde hace referencia a los anchos de zanjas aconsejables y las planialtimetrías de las propuestas para su posterior análisis.

Para la profundidad de las zanjas también se consideró la presencia de agua subterránea, suponiendo que en general, en la actualidad el nivel de napa freática se encuentra a 2 metros del terreno natural, copiando la pendiente natural de este. En el anexo III se detalla el zanqueo para cañerías de la extensión de red cloacal considerando la presencia o la ausencia de agua subterránea.

En las planialtimetrías del anexo III, se puede ver una línea verde que representa el nivel de terreno natural. A raíz de esta línea en forma paralela se marcan otras 4 líneas de referencia. Las dos primeras son líneas discontinuas, ubicadas a 0,80 y 1,00 metros de la misma, la cual indica la tapada mínima de los caños ya sea que se encuentren en vereda o en cruces de calles respectivamente. La tercera línea paralela es continua de color cian, dista a 2 metros de la línea de nivel de terreno y referencia el supuesto nivel de napa freática. Por último, la línea discontinua que está por debajo de esta última, dista a 3,00 metros de la línea que representa el nivel de terreno natural y referencia la profundidad máxima al cual se pueden realizar conexiones domiciliarias sin la necesidad de colocación de cañería subsidiaria.

Para una correcta elección de proyecto, se evaluaron los costos de los mismos en el capítulo 9.

CAPITULO 7. DIMENSIONAMIENTO DE ESTACIÓN ELEVADORA, RED IMPULSORA Y VERIFICACIÓN DE ESTACIÓN ELEVADORA EXISTENTE

7.1. Consideraciones para el dimensionado de cámara o fosa húmeda de bombeo para la propuesta 2.

La estación elevadora se diseñó para transportar el agua residual que recibirá de la boca de registro número 37 ubicada en la plazoleta de Av. Santa Fe en su intersección con la calle Vicente Casares, a través de una red de gravedad, y la elevará a una boca de registro próxima más cercana, la número 59, en la intersección de calle Pedroni y Juan Pablo II, estas dos últimas unidas por red presurizada. A partir de la BR59 el agua residual sigue su curso hasta la estación elevadora existente a través de la red de gravedad, en donde se debió verificar las secciones de cañería aguas debajo a dicha boca de registro.

La estación en cuestión, se planteó con dos bombas iguales funcionando en paralelo. Teniendo en cuenta diversos parámetros, entre ellos, la consideración de optar por una bomba back-up, se ha decidido:

- Contar con dos bombas en la estación elevadora, ambas capaces de bombear el caudal pico al final del periodo de diseño.
- Alternar ciclos de funcionamientos de ambas mediante un PLC, de esta manera, ambas bombas producirán un desgaste parejo, y se encontrarán en óptimas condiciones en caso de ser necesario su utilización con caudales picos.

Dado que los caudales picos, serán eventuales y se darán al final de la vida útil del sistema, se diseñó una estación elevadora en la cual, ambas bombas se encuentren en funcionamiento alternativo, así, el sistema se asegura que ambas bombas se encuentren en óptimo funcionamiento, produciendo un desgaste parejo en ambas. Haciendo un planteo de situación en la que una bomba queda en Back Up, se consideró que al ser bombas sumergibles, y una de ellas no estar en funcionamiento durante periodos largos (solo funcionara en caudales picos al final del periodo de diseño), sumando también el hecho de la falta de mantenimiento que suele haber, se creyó conveniente la rotación de ciclos de funcionamiento automático de bombas para evitar el depósito de sustancias o partículas en el interior de la bomba de emergencia y que se produzca un deterioro de la misma sin utilizarse o por falta de rotación.

De la manera considerada, se pudo diseñar una estación elevadora con bombas más pequeñas y respetando los tiempos de refrigeración de las mismas, como se verá más adelante cuando se indiquen “tiempos de funcionamientos y de parada”.

Para el dimensionado de la cámara de bombeo se consideró lo siguiente:

- Diámetro de voluta máximo de 0,40 m.
- Altura de agua bajo nivel de parada de bombas de 0,40 m.
- Consideraciones de diseño de proveedor de bomba, en este caso se tomó como referencia Grundfos.

Se optó por realizar una cámara cilíndrica, de manera se evita inconvenientes y potenciales accidentes durante la construcción teniendo en cuenta la profundidad de la cámara. Se propuso realizar una cámara cilíndrica ejecutada mediante anillos de hormigón descendentes,

es decir, elementos que se superponen. El sistema presenta condiciones de seguridad y eficiencia estructural.

Se tuvo en consideración la geometría de la fosa, un valor de referencia máximo de altura de volumen de agua efectivo en estaciones pequeñas es de aproximadamente 1 m, y de 2 m si la estación es grande.

Se limitó la frecuencia de arranque de la bomba según recomendaciones del fabricante y esto se tuvo en cuenta en el diseño.

No obstante, para caudales de estaciones de bombeo pequeñas, el área de la superficie está limitada por las dimensiones físicas de las bombas en caso de ser sumergibles, en correspondencia con la Figura 7.1.

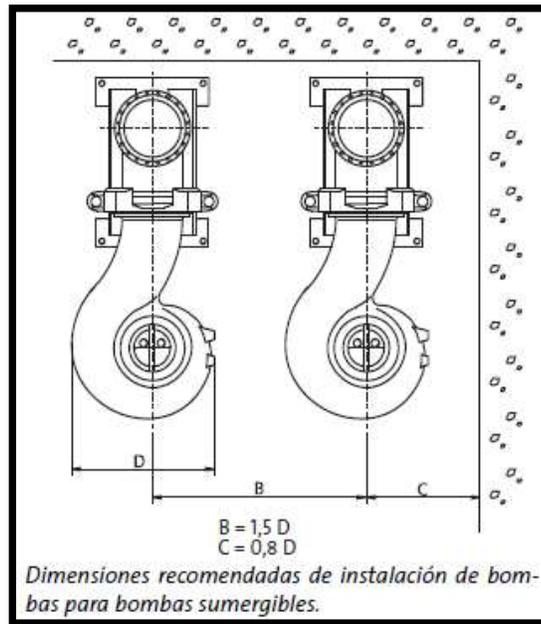


Figura 7.1- Sección Mínima de Fosa Húmeda.

Nota. Volumen y área de la superficie de la fosa húmeda, de Grundfos; 2014; Manual de bombeo de aguas residuales (p. 59)

Se tuvo en cuenta la forma del fondo de la fosa húmeda de tal manera que impida el acumulamiento de sedimentos. Todas las esquinas están terminadas en ángulo de 60° según recomendaciones de Grundfos para estaciones de bombeos pequeñas. El área del fondo se minimizó y el volumen del líquido por debajo del nivel de parada de la bomba se mantuvo al mínimo. Al minimizar el área del fondo y el volumen residual, las velocidades del caudal cerca de las entradas aumentan, y eliminan los posibles depósitos de lodos.

7.2. Elección de bomba.

7.2.1. Caudal de diseño.

El mismo se estableció a partir de la utilización de las hojas de cálculo empleadas para el dimensionamiento de la red en el capítulo 6, de aquí se obtuvo:

- Caudal máximo aportado en BR37= 6,4091 l/s +3,4401 l/s= 9,8492 l/s= 35,46 m³/h

Se utilizó como caudal de diseño para red de impulsión 9,8492 l/s.

7.2.2. Cañerías de impulsión y bombas.

Se realizó las verificaciones hidráulicas para la longitud de metros de cañería y la sección de cañería de impulsión seleccionada. Para esto, se utilizó la ecuación de Hazen- Williams:

$$J = \frac{10,7 * Q_{\max}^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing^{4,87}} * L \quad (7.1)$$

Tabla 7-1- Diámetros de tubos plásticos

Especificaciones de tubos plásticos					
DN		Espesor mm		Ø Interior mm	
mm	Pulg.	Cl 6	CL10	CL6	CL10
63	2	1,9	3	59,2	57
90	3	2,7	4,3	84,6	81,4
110	4	3,2	5,3	103,6	99,4
160	6	4,7	7,7	150,6	144,6
200	8	5,9	9,6	188,2	180,8
250	10	7,3	11,9	235,4	226,2
315	12	9,2	15	296,6	285

Donde:

- Longitud de cañería, Lc: 360 m
- Sección interior de cañería utilizada (DN110 Cl6); $\varnothing_i = 103,6 \text{ mm} = 0,1036 \text{ m}$ (Tabla 7-1)
- Caudal de bombeo existente, Qb en $\frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 9,8492 \frac{\text{l}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 0,0098492 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$
- Coeficiente Hazen- Williams, C (PVC)= 140
- Pérdida de carga por rozamiento, J: 4.99 m

Pérdida de carga localizada (Valores de k, según Metcalf & Eddy (1994)):

- Codos a 90°= 6 unidades. Valor k= 0,3
- Válvula de retención= 1 unidad. Valor k= 2,5 (totalmente abierta)
- Válvula esclusa= 1 unidad. Valor k= 0,12 (totalmente abierta)
- Encuentro Til de pasaje= 1 cantidad. Se consideró curva a 90°

Las pérdidas de cargas puntuales se calcularon con la siguiente expresión:

$$\Delta h_l = \Sigma k * \frac{v^2}{2 * g} \quad (7.2)$$

Siendo:

- V= velocidad del líquido en el conducto (m/s) = Q/A
- g= aceleración de la gravedad (m/s²)
- k= coeficientes de pérdidas de cargas locales de accesorios.

Se calculó la velocidad:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0,0098492 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\frac{\pi * (0,1036 \text{ m})^2}{4}} = 1,17 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (7.3)$$

Retomando y reemplazando los valores en la ecuación 7.2:

$$\Delta h_1 = (6 * 0,3 + 2,5 + 0,12) * \frac{\left(1,17 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,31 \text{ m} \quad (7.4)$$

De esta manera se obtuvieron los siguientes datos necesarios para el dimensionamiento:

- Pérdida de carga total, $J = 0,31 \text{ m} + 4,99 \text{ m} = 5,30 \text{ m}$
- Cota relativa de impulsión, $C_i = 7,45 \text{ m}$
- Cota relativa nivel de parada, $C_r = 5,01 \text{ m}$
- Altura estática, $H_s = 2,44 \text{ m}$
- Altura total; $H_t = 7,74 \text{ m}$

7.2.3. Verificación de la bomba.

Estado de bomba necesario:

- $Q = 9,8492 \text{ l/s}$
- $H_t = 7,74 \text{ m}$

Estado de bomba seleccionada, Punto de Trabajo:

- $Q = 11,3 \text{ l/s} = 0,0113 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_t = 9,34 \text{ m}$

Dentro de la familia de bombas Grundfos, se seleccionó la SLV.80.100.22.EX.4.50D.C.

7.2.4. Verificación autolimpieza.

Se verificó que la tensión de arrastre sea superior a $0,1 \text{ kg/m}^2$, que es la tensión de arrastre mínima a partir de la cual se asegura que no habrá sedimentación de sólidos dentro de la cañería.

A partir del caudal bombeado por cada bomba, se determinó la velocidad mínima del fluido.

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0,0113 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\frac{\pi * (0,1036 \text{ m})^2}{4}} = 1,34 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (7.5)$$

A partir de combinar las ecuaciones de autolimpieza y de Chezy, se llegó a la expresión para la tensión de arrastre del fluido:

$$\tau = \frac{\gamma_{\text{liq}} * V^2}{C^2} \quad (7.6)$$

Donde:

- γ_{liq} = peso específico del efluente, supuesta en 1000 kg/m^3
- V = Velocidad calculada en 7.5.

- C=coeficiente de gasto que se expresa en función del radio hidráulico y el coeficiente de Manning (n= 0,01 para cañerías de PVC).

$$C = \frac{(R_h)^{1/6}}{n} = \frac{(\phi/4)^{1/6}}{0,01} = \frac{(0,1036/4)^{1/6}}{0,01} = 54,39 \quad (7.7)$$

Retomando la ecuación 7.6:

$$\tau = \frac{1000 \text{ kg/m}^3 * (1,34 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{54,39^2} = 0,61 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{VERIFICA} \quad (7.8)$$

7.2.5. Verificación de golpe de ariete.

La sobrepresión máxima de golpe de ariete (Δh), producida durante la operación de las bombas, y el cierre de la válvula de retorno se calculó con la ecuación de Allievi:

$$\Delta h = \frac{V * c}{g} \quad (7.9)$$

Donde:

- V= velocidad del fluido (ecuación 7.5).
- c= celeridad que para el PVC es de 360 m/s.
- g= aceleración gravitatoria, 9,81 m/s².

Entonces:

$$\Delta h = \frac{1,34 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 360 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 49,17 \text{ m} \quad (7.10)$$

La presión máxima a soportar por la tubería en régimen transitorio con golpe de ariete es igual a la sumatoria de la sobrepresión calculada con la ecuación de Allievi y la presión total generada durante el régimen normal de trabajo de la bomba:

$$H_{\text{golpe ariete}} = h_{\text{sistema}} + \Delta h = 9,34 \text{ m} + 49,17 \text{ m} = 58,51 \text{ m} \quad (7.11)$$

Una tubería clase 4 es capaz de resistir 1,5 veces la presión nominal característica, es decir, 1,5*40 m.c.a.= 60 m.c.a., por lo que, con una tubería de esta clase, ya satisface la demanda.

Por cuestiones técnicas no se aconseja la colocación de una cañería menor a clase 6 en redes presurizadas, ya que la diferencia económica es mínima, por ende, se optó por una red de cañería clase 6.

7.2.6. Curva de funcionamiento del sistema.

Como se hizo mención con anterioridad, dentro de la familia de bombas Grundfos, se seleccionó la SLV.80.100.22.EX.4.50D.C. (Figura 7.2 y Figura 7.6).

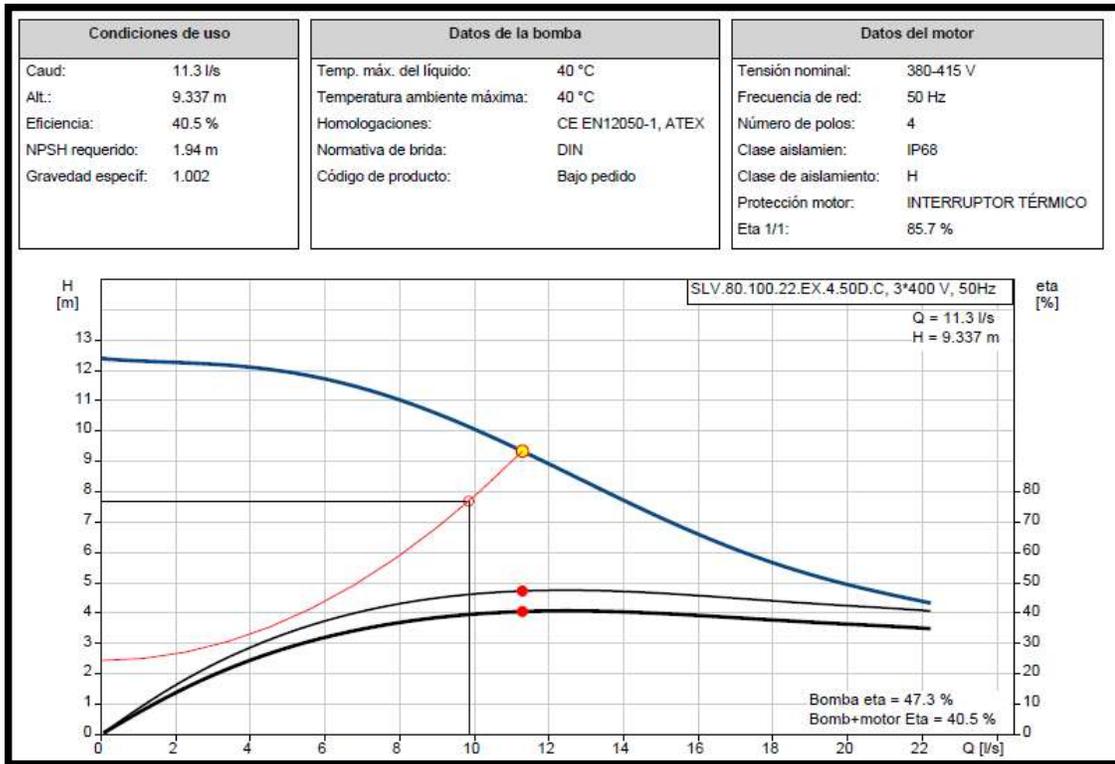


Figura 7.2.- Curva de Trabajo de Bomba Seleccionada.

Nota. Adaptado de Productos y Soluciones; de Grunfos; grundfos.com/ (<https://product-selection.grundfos.com/ar/products/sl/sl1/sl180100-98626543?tab=variant-curves&pumpsystemid=2066925688>)

7.2.7. Cálculo de pozo de bombeo.

El diseño de la estación elevadora se realizó siguiendo criterios empíricos y recomendaciones de los fabricantes de bombas.

La potencia de entrada de la bomba es de 2,7 kW. Si bien los fabricantes, la misma bomba admite un número de arranques máximo de 20 por hora, se creyó conveniente limitarlo a un número máximo de arranques de 10 por hora. Para este caso, en el que se contará con dos bombas de arranques alternados, a fines de dimensionamientos, se supuso una sola bomba en funcionamiento. El tiempo de ciclo para arranques por hora es de 360 segundos.

- Caudal máximo aportado en BR37= 6,4091 l/s +3,4401 l/s= 9,8492 l/s= 35,46 m³/h
- Periodo = 10 a/h= 6 min= 0,10 h
- Frecuencia de arranques= 1/(0,1h)

$$V_{\text{efectivo cámara}} = \frac{1,15 * Q_{\text{max}}}{4 * f} = \frac{1,15 * 35,46 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{4 * \frac{1}{0,10 \text{ h}}} = 1,02 \text{ m}^3 \quad (7.12)$$

7.3. Diseño geométrico de cámara o fosa húmeda para la propuesta 2.

7.3.1. Dimensionado geométrico de cámara o fosa húmeda para la propuesta 2.

Considerando un diámetro máximo de voluta de $D=0,40$ m, se tuvo que las dimensiones mínimas de fondo de fosa para un adecuado funcionamiento y mantenimiento de la misma, según la Figura 7.1, será:

$$\phi_{\min} = B + 2C = 1,5 D + 2 * 0,8D \quad (7.13)$$

$$\phi_{\min} = 1,24 \text{ m} \quad (7.14)$$

Se adoptó un ϕ_{\max} de fosa de 1,54 m, la cual se reduce a 1,24 m mediante esquinas a 60° como se especifica en la Figura 7.3.

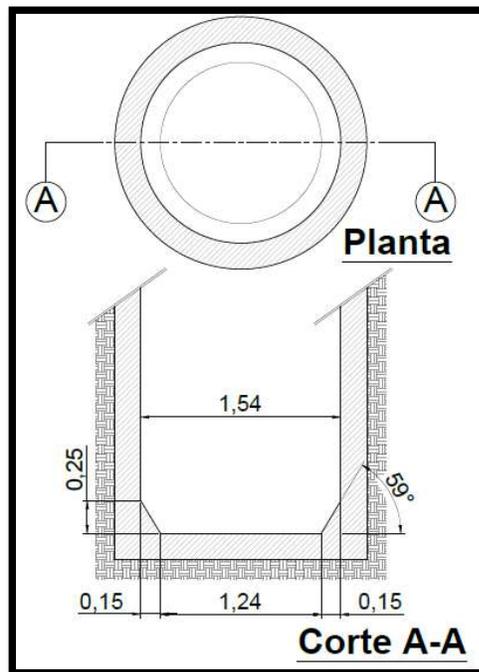


Figura 7.3- Predimensionamiento de Fosa Húmeda.

Considerando la altura de agua por debajo del nivel de parada, el cual se estableció en 40 cm, es decir, el volumen constante que queda de agua una vez terminado el ciclo de funcionamiento de una bomba, se calculó:

- $\phi_{\min} = 1,24 \text{ m} \rightarrow r = 0,62 \text{ m}$
- $\phi_{\max} = 1,54 \text{ m} \rightarrow r = 0,77 \text{ m}$
- $h = 0,25 \text{ m}$

$$V_{\text{tronco.cono}} = \frac{h * \pi}{3} (R^2 + r^2 + R * r) \quad (7.15)$$

$$V_{\text{tronco.cono}} = \frac{0,25 \text{ m} * \pi}{3} [(0,77 \text{ m})^2 + (0,62 \text{ m})^2 + 0,77 \text{ m} * 0,62 \text{ m}] = 0,38 \text{ m}^3 \quad (7.16)$$

$$V_{\text{cilindro 15 cm}} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} * h = \frac{\pi * (1,54\text{m})^2}{4} * 0,15 \text{ m} = 0,28 \text{ m}^3 \quad (7.17)$$

La sumatoria de estos volúmenes que es 0,66 m³, corresponde al volumen constante que permanecerá en la fosa una vez detenido el funcionamiento de la bomba.

En función de lo anteriormente calculado, el volumen efectivo de la cámara o de trabajo es de 1,02 m³, por ello se tiene que:

$$V_{\text{cámara}} = V_{\text{cte de parada}} + V_{\text{efectivo cámara}} = 0,66 \text{ m}^3 + 1,02 \text{ m}^3 = 1,68 \text{ m}^3 \quad (7.18)$$

Obtenido el volumen total necesario para el correcto funcionamiento de las bombas, se procedió al diseño de la cámara húmeda.

Teniendo en cuenta el volumen total de la cámara y el del tronco-cono inferior, se pudo obtener el volumen del cilindro superior de la cámara y posteriormente la altura de la misma:

$$V_{\text{cilindro superior}} = V_{\text{camara}} - V_{\text{tronco.cono}} = 1,68\text{m}^3 - 0,38\text{m}^3 = 1,3 \text{ m}^3 \quad (7.19)$$

La altura del cilindro superior es:

$$h_{\text{cilindro superior}} = \frac{V_{\text{cilindro superior}} * 4}{\pi * \varnothing_{\text{max}}^2} = \frac{1,3 \text{ m}^3 * 4}{\pi * (1,54 \text{ m})^2} = 0,69 \text{ m} \quad (7.20)$$

La altura necesaria para satisfacer el volumen máximo generado, medida desde la base del caño de descarga en la fosa húmeda es:

$$h_{\text{total}} = h_{\text{cilindro superior}} + h_{\text{tronco.cono}} = 0,69\text{m} + 0,25\text{m} = 0,94 \text{ m} \quad (7.21)$$

El resultado de la ecuación 7.21 no satisface la recomendación del proveedor de bomba, la cual aconseja que, en caso de estaciones elevadoras pequeñas, estas trabajen con una altura de volumen de agua efectiva de como máximo 1 m, por ende, se decidió adoptar esta y posteriormente verificar las condiciones de septibilidad para los diferentes caudales.

$$h_{\text{total}} = h_{\text{constante}} + h_{\text{trabajo o vol efectivo}} = 0,40\text{m} + 1,00\text{m} = 1,40 \text{ m}$$

Por ende, el cálculo de volumen de trabajo será:

$$V_{\text{cilindro 100 cm}} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} * h = \frac{\pi * (1,54\text{m})^2}{4} * 1,00 \text{ m} = 1,86 \text{ m}^3 \quad (7.22)$$

Como se calculó con anterioridad, el volumen constante de parada o reposo es de 0,66 m³.

Teniendo en cuenta el volumen de trabajo correspondiente a 1 metro de altura y el volumen constante de parada, la cámara húmeda se diseñó en función de un volumen total de 2,52 m³ que es la sumatoria de éstas.

7.3.2. Niveles de parada y refrigeración del motor.

Las pérdidas mecánicas y eléctricas en el motor se convierten en calor que debe disiparse. En un motor sumergible normal, el calor se transfiere del alojamiento del estator al líquido por inmersión. Para la refrigeración es normalmente suficiente que el motor este sumergido hasta aproximadamente su mitad. El nivel del líquido puede mediante bombeo bajarse de todo durante períodos breves sin riesgo de sobrecalentamiento el motor.

De hecho, un motor que funciona en el agua de esta forma se enfría muy eficazmente, ya que la refrigeración continúa después de la parada del motor. Por lo tanto, los motores sumergibles pueden arrancar y parar con frecuencia, lo que favorece el diseño de las instalaciones de bombeo. En la Figura 7.4 se observa un esquema de bomba Grundfos.

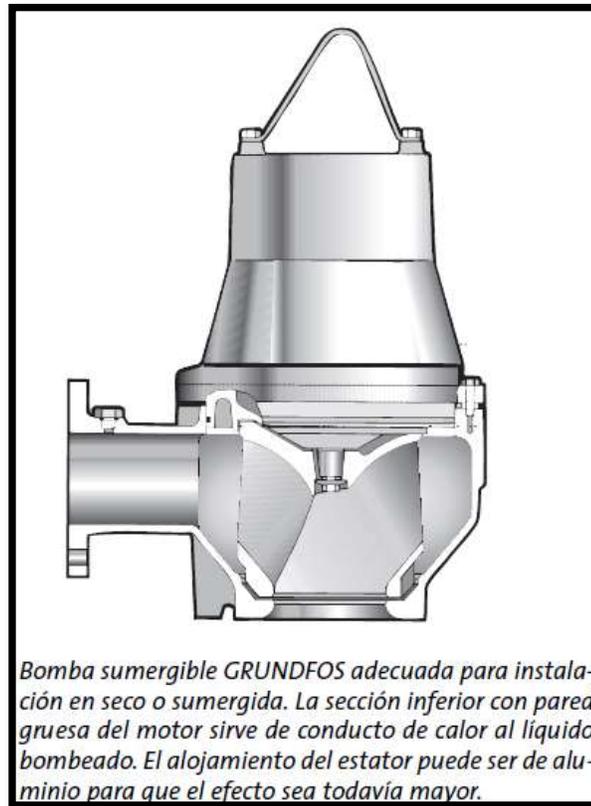


Figura 7.4- Esquema Bomba GRUNDFOS.

Nota. Refrigeración de motores sumergibles en instalaciones en seco (fig. 38); 2014; Manual de bombeo de aguas residuales (p. 29)

La función del nivel de parada del funcionamiento de la bomba debe siempre comprobarse y, en caso necesario, cambiarse durante la puesta en marcha con el fin de garantizar un buen funcionamiento.

El nivel de parada (Figura 7.5) debe estar lo más bajo posible para que la velocidad del caudal aumente hacia el final del ciclo de trabajo. Los límites de parada están fijados por la inmersión necesaria de refrigeración de motor o por el nivel cuando el aire es aspirado a la aspiración de la bomba. Este último nivel no puede siempre preverse, sino debe conformarse mediante pruebas durante la puesta en marcha de la estación de bombeo.

En estaciones de bombeo con dos bombas sumergibles configuradas para funcionamiento standby, el nivel de parada puede normalmente ajustarse por debajo del motor, incluso si el motor está principalmente refrigerado por inmersión. De todas maneras, las bombas sumergibles vienen dotadas de dispositivos de protección contra el sobrecalentamiento que paran la bomba en caso de condiciones de refrigeración inadecuadas.

Como puede observarse en el esquema de bomba seleccionada, la altura que existe entre el fondo de la cámara y la parte baja del motor de la bomba es aproximadamente inferior a 413 mm. Teniendo en cuenta las recomendaciones del fabricante, el nivel de parada optado

es de 40 cm por encima del fondo de la cámara húmeda, quedando esta distancia, sujeta a cambios según observaciones realizadas durante el funcionamiento de la estación.

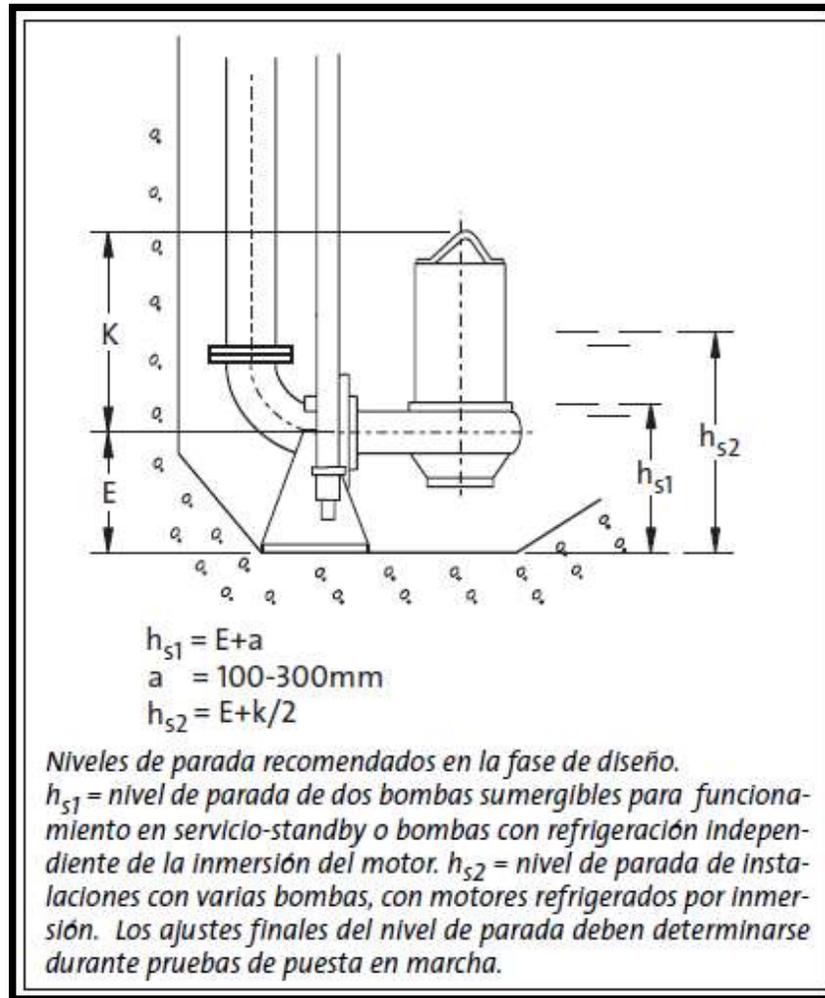


Figura 7.5- Niveles de Parada.

Nota. Niveles de parada (fig. 77); 2014; Manual de bombeo de aguas residuales (p. 61)

7.3.3. Línea piezométrica y energía de estación elevadora en funcionamiento.

En la Figura 7.7 se realizó gráficamente la pérdida de carga generada por los diferentes elementos en el sistema.

Puede observarse que la altura de agua elevada por la estación de bombeo satisface ampliamente a la diferencia de altura que debe suplir la red de impulsión. Para el diseño gráfico de la línea piezométrica y línea de energía se tuvo en cuenta:

- Pérdidas de cargas puntuales: codos a 90°, Ttil, válvulas.
- Pérdida de carga por rozamiento interno en cañería.
- Cabeza de velocidad. Para la obtención de la línea piezométrica es necesario no considerar la energía dinámica, es por eso que se tuvo en cuenta el término $V^2/(2g)$ o también conocido como cabeza de velocidad.

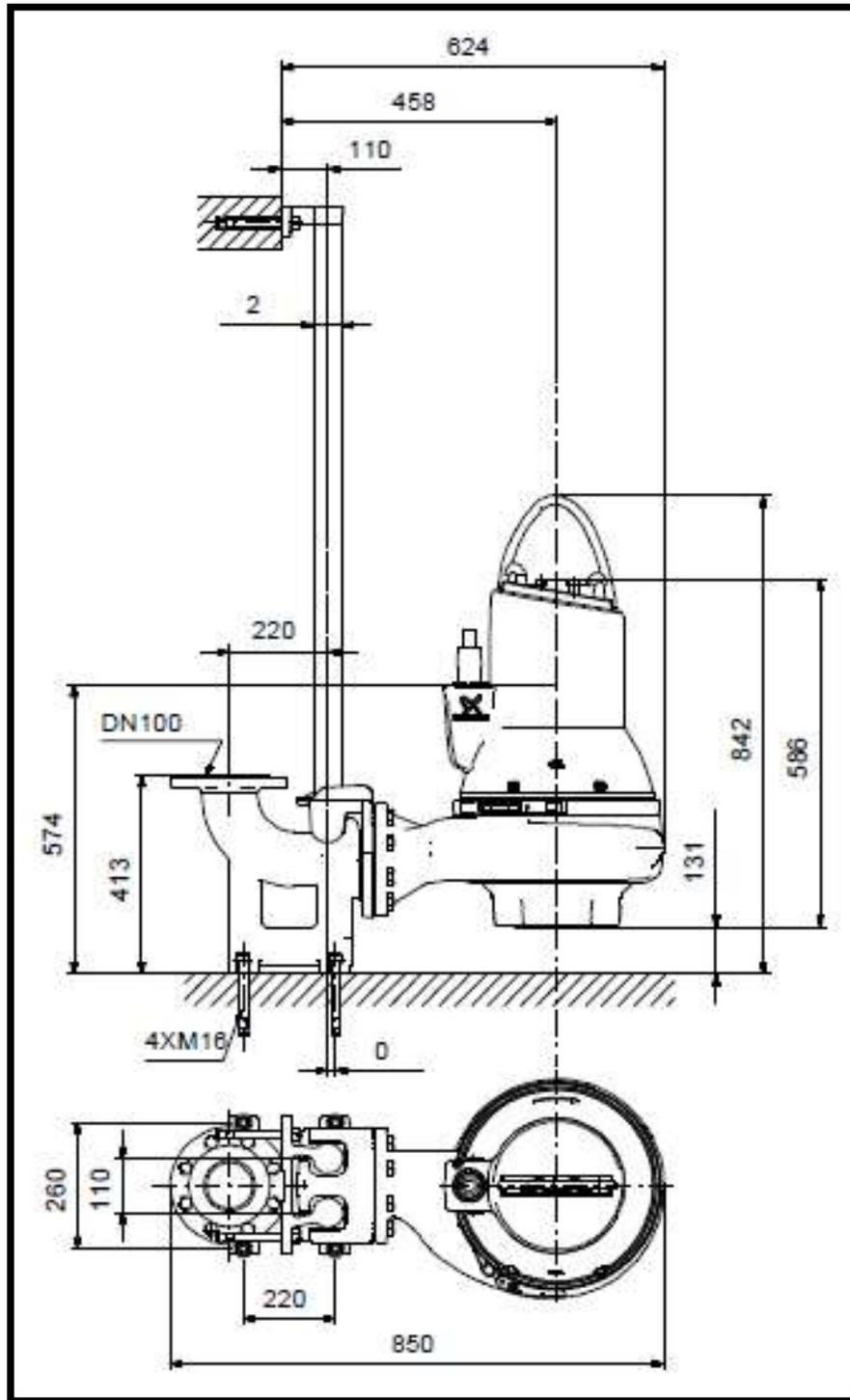


Figura 7.6- Esquema SLV.80.100.22.EX.4.50D.C.

Nota. Adaptado de Productos y Soluciones; de Grunfos; grundfos.com/ (<https://product-selection.grundfos.com/ar/products/sl/sl1/sl180100-98626543?tab=variant-curves&pumpssystemid=2066925688>)

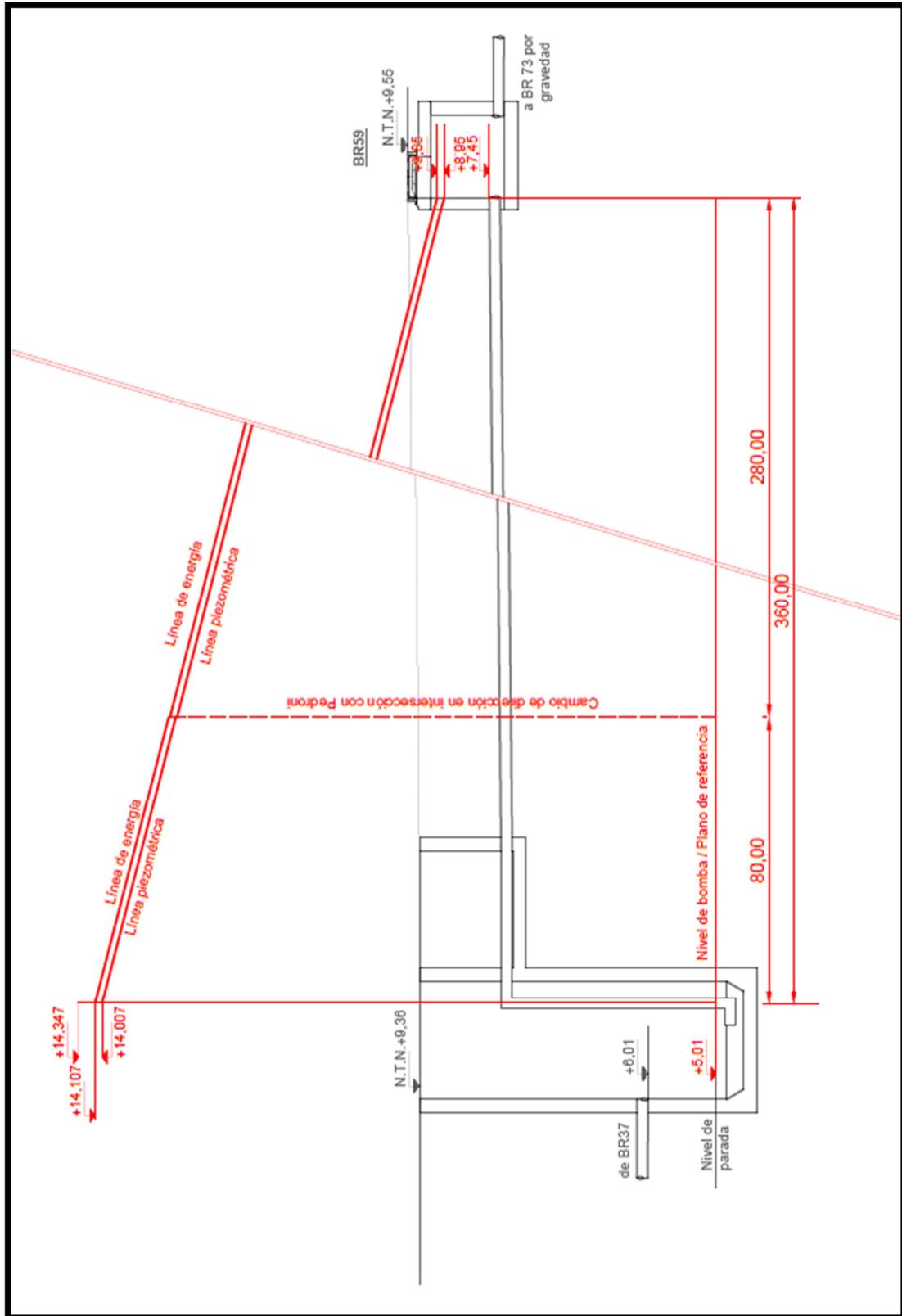


Figura 7.7-Línea de Energía y Línea Piezométrica, según Parámetros de Trabajo.

7.4. Verificaciones de funcionamiento de la nueva estación elevadora.

7.4.1. Verificación de sección en conductos de descarga.

El conducto más comprometido es el número 99, que se encuentra entre las bocas de registro número 73 y 80. Se puede observar que la capacidad de este conducto a sección llena es de 1,0528 l/s= 0,0010528 m³/s, por lo ende, el caudal máximo bombeado por la estación elevadora y la que recibe por red de gravedad, no debe superar este valor.

$$\begin{aligned} Q_{\text{Total}} &= Q_{10 \text{ acumulado}} + Q_{\text{bombeado}} = 0,0010528 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} + 0,0113 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \\ &= 0,0123528 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \end{aligned} \quad (7.23)$$

Los resultados arrojan que el caudal a transportar en el momento de máxima generación de efluente no superará la capacidad del conducto (Ø160 mm CL4), por ende, se procedió a las verificaciones de velocidad máxima del fluido y el tirante máximos admisibles.

El caudal y la velocidad del fluido en el conducto a sección llena, citando las ecuaciones 6.4 y 6.5, fueron:

$$Q_{\text{ll}} = \frac{\pi * d^{8/3} * i^{1/2}}{4^{5/3} * n} = \frac{\pi * (0,1536\text{m})^{8/3} * (0,003 \text{ m/m})^{1/2}}{4^{5/3} * 0,01 \text{ s/m}^3} = 0,0116 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (7.24)$$

$$V_{\text{ll}} = \frac{1}{n} * \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} * i^{1/2} = \frac{1}{0,01 \frac{\text{s}}{\text{m}^3}} * \left(\frac{0,1536 \text{ m}}{4}\right)^{2/3} * 0,003^{1/2} = 0,623 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (7.25)$$

Luego, teniendo en cuenta la ecuación 6.6 y resolviendo:

$$\frac{Q}{Q_{\text{LL}}} = \frac{0,0123528 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,0116 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 1,065 \quad (7.26)$$

$$\frac{t}{D} = \frac{h}{D} = \frac{-0,00138 + (0,64987) * (Q/Q_{\text{LL}})^{1/2} - (0,58273) * (Q/Q_{\text{LL}})}{1 - (1,00049) * (Q/Q_{\text{LL}})^{1/2} + (0,08523) * (Q/Q_{\text{LL}})} = 0,835 \quad (7.27)$$

De igual manera considerando la ecuación 6.7 y resolviendo:

$$\frac{v}{V_{\text{LL}}} = \frac{-0,0014 + (0,85842) * \left(\frac{t}{D}\right)^{1/2}}{1 - (1,2730) \left(\frac{t}{D}\right)^{1/2} + (1,00699) * \left(\frac{t}{D}\right)} = 1,16 \quad (7.28)$$

La relación de tirante es:

$$\frac{h}{D} = 0,835 < 0,94 \therefore \text{Verifica} \quad (7.29)$$

En cuanto a la velocidad máxima del fluido se tiene:

$$\frac{V}{V_{LL}} = 1,16 \rightarrow V = 1,16 * 0,623 \frac{m}{s} = 0,72 \frac{m}{s} < 3,6826 \frac{m}{s} \therefore \text{Verifica} \quad (7.30)$$

No fue necesario cambiar las dimensiones de la red de gravedad, ya que las mismas verifican los parámetros de diseño.

7.4.2.Verificación de la frecuencia de arranque de la bomba para caudales mínimos y máximos.

La mayor parte de los organismos reguladores exigen un tiempo de retención máximo en la cámara de aspiración para minimizar el potencial desarrollo de condiciones sépticas y producción de olores. A menudo, suele establecerse un tiempo de retención máxima de 10 minutos, para el caudal medio de proyecto. Este valor está en contraposición con la necesidad de disponer de volúmenes adecuados para prevenir ciclos de funcionamiento de las bombas demasiado pequeños. En estos casos, se contempla la posibilidad de instalar varias bombas o bombas de dos velocidades para reducir el incremento del caudal de bombeo y, en consecuencia, el volumen necesario. Esto conlleva a un aumento significativo de los costos, haciendo inviable en el caso de caudales pequeños como los generados en este proyecto.

Por otra parte, CoFAPyS (1993) deja en claro que el tiempo máximo de permanencia del líquido en la cámara, en cualquier etapa de funcionamiento, no deberá superar los 30 minutos, siendo este último el que se intentó verificar.

Como es una zona en desarrollo, se consideró un caudal máximo y mínimo, suponiendo un 50% y un 100% de ocupación del área.

Los valores que se utilizaron para analizar la cantidad de arranques fueron obtenidos a partir del caudal máximo horario al 100% y el caudal mínimo diario considerando el 50% de ocupación del área en desarrollo, para intentar reproducir la situación más desfavorable. Los parámetros antes mencionados fueron analizados en las planillas de cálculo que se utilizaron para el dimensionamiento de la red, de esta manera se supo con precisión el caudal vertido en la cámara.

Para el caso de Hersilia, se tiene la particularidad, de acuerdo al análisis poblacional, que la cantidad de habitantes transcurridos 10 años es mayor que la que se proyecta a los 20 años, por ende, los caudales máximos se dan a 10 años de la puesta en funcionamiento de la red y este se tomó en consideración para el cálculo.

En cuanto al caudal mínimo, se consideró que a los 10 años de funcionamiento del sistema se espera un 50% de ocupación del área a desarrollar, siendo el mismo el menor caudal generado, ya que, a los 20 años, se espera un mayor porcentaje de ocupación del área en cuestión.

Los caudales de verificación están en concordancia con los parámetros que aconseja la normativa considerar para un diseño óptimo de la red y que se citan en la Tabla 3-10.

Dicho análisis arrojó los siguientes caudales:

- $Q_{B10\ 100\%}=9,8492\ l/s$ (a partir de considerar el 100% del caudal máximo horario)
- $Q_{E10\ 50\%}=3,1015\ l/s * 0,5=1,55\ l/s$ (a partir de considerar el 50% del caudal mínimo horario)

El volumen efectivo de la cámara teniendo en cuenta el redondeo que se realizó para facilitar la comprensión y la construcción de la misma es:

$$V_{\text{efectivo de cámara}} = \pi * \frac{\phi^2}{4} * h = \pi * \frac{(1,54\text{m})^2}{4} * 1\text{m} = 1,86 \text{ m}^3 \quad (7.31)$$

Cabe destacar, que, con la existencia de dos bombas, se cree conveniente la utilización de ambas de manera intermitente dejando de ser bomba de back up la que estaba destinada al reemplazo de la bomba en funcionamiento en caso de falla, es decir, cuando la bomba 1 acabe un ciclo de bombeo, el siguiente bombeo lo hará la bomba 2. De esta manera se produce un desgaste parejo de ambas bombas y se asegura el buen funcionamiento de ambas cuando sean requeridas en caso de superar los volúmenes estipulados, como ya antes se hizo mención.

7.4.3. Análisis de tiempos con caudales máximos.

Datos:

- $Q_{\text{entrada a cámara}} = 9,8492 \text{ l} * t(\text{segundos})$
- $Q_{\text{bombeo}} = 11,3 \text{ l} * t(\text{segundos})$
- $V_{\text{trabajo}} = 1860 \text{ l}$

Tiempo en que demora la cámara en llenarse:

$$t = \frac{V_{\text{trabajo}}}{Q_{\text{entrada}}} = \frac{1860 \text{ l}}{9,8492 \text{ l/s}} = 188,85 \text{ s} \cong 3,15 \text{ min} \quad (7.32)$$

El caudal de arranque y funcionamiento de la bomba está en función de un volumen constante de arranque controlado por las boyas, y un permanente ingreso de caudal a la cámara, por lo tanto, el caudal a bombear es:

$$Q_{\text{Arranque}} = V_{\text{trabajo}} + Q_{\text{entrada}}(t) = 1860 \text{ l} + 9,8492 \text{ l} * t(\text{segundos}) \quad (7.33)$$

Entonces:

$$Q_{\text{Arranque}} = Q_{\text{Bombeo}} \quad (7.34)$$

$$1860 \text{ l} + 9,8492 \text{ l} * t = 11,3 \text{ l} * t \quad (7.35)$$

$$t = \frac{1860 \text{ l}}{11,3 \text{ l} - 9,8492 \text{ l}} = 1.282,05 \text{ s} \cong 21,3 \text{ min} \quad (7.36)$$

Cada bomba arrancara luego de dos ciclos de llenado más uno de funcionamiento de la bomba en funcionamiento alterno, esto quiere decir que la bomba arrancara cada 27,6 minutos. La bomba, tendrá un tiempo de funcionamiento en condiciones normales de 21,3 minutos y 2,17 arranques por hora, lo cual se encuentra completamente dentro de los parámetros normales de funcionamiento.

En cuanto a las condiciones de septibilidad, el líquido en cuestión es bombeado cada 24,45 minutos, por lo que se encuentra dentro de los parámetros de funcionamiento óptimos estimados por CoFAPyS (1993).

7.4.4. Análisis de tiempos con caudales mínimos.

Datos:

- $Q_{\text{entrada a cámara}} = 1,55 \text{ l} \cdot \text{t}(\text{segundos})$
- $Q_{\text{bombeo}} = 11,3 \text{ l} \cdot \text{t}(\text{segundos})$
- $V_{\text{trabajo}} = 1860 \text{ l}$

Tiempo en que demora la cámara en llenarse:

$$t = \frac{V_{\text{trabajo}}}{Q_{\text{entrada}}} = \frac{1860 \text{ l}}{1,55 \text{ l/s}} = 1200 \text{ s} \cong 20 \text{ min} \quad (7.37)$$

Al igual que el análisis anterior:

$$Q_{\text{Arranque}} = V_{\text{trabajo}} + Q_{\text{entrada}}(t) = 1860 \text{ l} + 1,55 \text{ l} \cdot t \text{ (segundos)} \quad (7.38)$$

Entonces:

$$Q_{\text{Arranque}} = Q_{\text{Bombeo}} \quad (7.39)$$

$$1860 \text{ l} + 1,55 \text{ l} \cdot t = 11,3 \text{ l} \cdot t \quad (7.40)$$

$$t = \frac{1860 \text{ l}}{11,3 \text{ l} - 1,55 \text{ l}} = 190,77 \text{ s} \cong 3,18 \text{ min} \quad (7.41)$$

El tiempo de llenado de la cámara para el accionamiento de la boya es de 20 minutos, mientras que el tiempo de bombeo es de 3,18 minutos de cada bomba. Esto significa que cada bomba arrancará cada 26,36 minutos y se producirá 2,28 arranques por hora.

En cuanto al tiempo de permanencia del líquido sin ser bombeado es de 23,18 minutos, lo cual, como el caso anterior, está dentro de los parámetros contemplados por CoFAPyS (1993) para que no se generen condiciones de septibilidad.

7.5. Consideraciones generales de diseño.

7.5.1. Cámara de aspiración.

- El efluente deberá pasar a través de rejas de desbaste, de esta manera se evita el ingreso de sólidos a la cámara, evitando el atascamiento de las bombas. Estas rejas serán en forma de canasto, pudiendo ser elevadas mediante un sistema de guías verticales para su limpieza periódica.
- La cámara ventilará naturalmente por la parte superior de la misma, ya que la misma, tiene una "tapa" en forma de reja, la cual permite la evacuación de gases generados en la misma.
- La estructura donde se disponen las bombas, será de fácil acceso y contarán con un sistema de guías para la extracción de las mismas.

7.5.2. Cámara seca.

La cámara seca se localiza de manera adyacente a la cámara de aspiración, y en ella se encuentran las válvulas y el conjunto de cañería de impulsión.

- Debe tener un desagüe en sentido hacia la cámara de aspiración, de esta manera evacua posibles pérdidas en los dispositivos de maniobra que la cámara seca alberga y el posible ingreso de agua pluvial.
- Las válvulas se colocarán sobre soportes metálicos de tal manera de evitar movimientos que puedan reducir la vida útil de la cañería. Además, se debe tener en cuenta la separación de las válvulas para una adecuada maniobra en caso de ser necesario.

7.5.3. Instrumentación en la estación de bombeo.

Incluye los controles de funcionamiento y maniobra de las bombas para un funcionamiento y mantenimiento adecuado. Se debe montar en el lugar una edificación, de manera tal que pueda albergar los equipos eléctricos de protección, funcionamiento y maniobra de la estación.

- Tablero eléctrico, con protecciones de equipos y para personal de trabajo.
- PLC, para el control de ciclos variables de cada bomba. En este punto incluye también los controles automáticos, los cuales utilizan como base de funcionamiento, el nivel del agua residual en la cámara de aspiración.
- Controles manuales, los cuales permiten hacer maniobras tanto de arranque como de parada de bombas de manera manual en caso de mantenimiento de equipos o fallas en el sistema.
- La estación de bombeo contará con un sistema de alarma en caso de que ocurran eventualidades y el personal de mantenimiento no se encuentre en el predio. Las alarmas incluirán:
 - Nivel máximo del agua en la cámara de aspiración.
 - Nivel mínimo del agua en la cámara de aspiración.
 - Fallo de las bombas.
- Se debe implantar un retardador de arranque de bombas, de manera tal de evitar que las fluctuaciones del líquido produzcan un funcionamiento errático.

7.5.4. Breve explicación del funcionamiento PLC (Programmable Logic Controller- Controlador Lógico Programable-).

A modo informativo, se hará breve comentario sobre el sistema automatizado del funcionamiento de la estación elevadora.

En dichos comentarios, solo se hará mención de lo que se pretende del funcionamiento de dicha automatización, debido a que no es incumbencia de la cátedra.

El proceso contará con dos ciclos, los cuales se repetirán uno tras otro durante la vida útil de la estación elevadora.

Para ayudar al entendimiento se adjunta un esquema de funcionamiento (Figura 7.8).

Primer ciclo

Al censar nivel máximo, es decir, cuando el nivel de agua alcanza el primer censor de encendido, transcurrido un tiempo lógico programado por un retardador de arranque considerando las fluctuaciones del líquido:

- 1) Se enciende la bomba 1.
- 2) Conjuntamente se acciona la válvula modulante 1, de manera que permita el máximo paso del máximo caudal por el retorno 1.
- 3) Se inicia un conteo de tiempo para determinar cuánto demora en accionarse el nivel de paso intermedio.

- a. Si $T < 2\text{min}$, se mantiene la válvula modulante abierta ya que se determinaría que el caudal ingresante es mínimo.
- b. Si $2\text{min} < T < 10\text{min}$, se modula progresivamente la válvula para permitir el desagote
- c. $10\text{min} < T < 15\text{min}$, se cierra totalmente la válvula modulante logrando que se desagote el máximo caudal de la bomba.
- d. Si $T > 15\text{min}$, se enciende bomba 2 en paralelo y se realiza el mismo procedimiento:
 - I. Bomba 1 a máximo caudal y bomba 2 a mínimo caudal
 - II. Bomba 1 a máximo caudal y bomba 2 a caudal modulado
 - III. Bomba 1 a máximo caudal y bomba 2 a máximo caudal

Al censar el nivel mínimo:

- 1) Se apagan las bombas.
- 2) Se comienza a contabilizar el tiempo transcurrido hasta que se accione el sensor de paso intermedio (por nuevo ingreso de líquido al tanque). Este tiempo permitirá realimentar el lazo de control de las válvulas modulante para el segundo ciclo de desagote, lo que permitirá optimizar el rendimiento del sistema.

Si Censa el nivel de emergencia:

- 1) Se encienden ambas bombas a máximo caudal (válvulas modulantes cerradas).
- 2) Se activa una baliza sonora y lumínica para indicar que está produciéndose la situación de emergencia.
- 3) Al desaparecer la señal de emergencia
 - a. El sistema continúa bombeando con ambas bombas hasta desagotar todo el tanque
 - b. Se desconecta la alarma sonora
 - c. Permanece la alarma lumínica para dejar constancia que se produjo dicha situación y deberá resetearse manualmente por el personal a cargo.
- 4) Una vez normalizada la situación de emergencia se deberá revisar todos los sensores de nivel para determinar su correcto funcionamiento y descartar fallos.

Segundo ciclo

Se invierten las bombas a utilizar, se comienza el ciclo con la bomba 2 y se acciona la bomba 1 en caso de necesitarse.

En cuanto a los elementos intervinientes en el sistema se debe agregar:

- Las válvulas anti retorno se utilizan para evitar fugas de fluido por la bomba 2 cuando esté funcionando la bomba 1 y al revés. De esta manera también se las protege de presiones innecesarias en su salida.
- Además, permiten tener purgada siempre la bomba, ya que el líquido no retrocede por la cañería de aspiración cuando las bombas se apagan
- Las válvulas modulantes permiten trabajar siempre con máximo caudal de la bomba, garantizando el rendimiento máximo de la misma y flexibilizando el tiempo de ciclo según las necesidades.
- Los tiempos son suposiciones de los ciclos y quedan a criterio del diseñador.

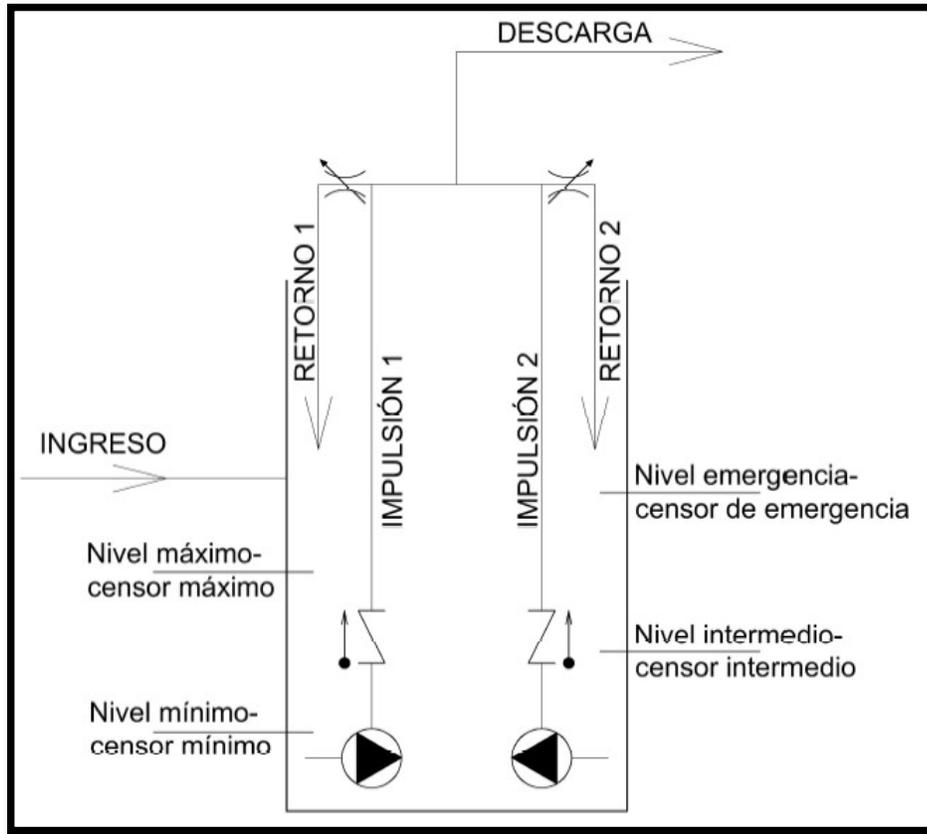


Figura 7.8- Esquema de Funcionamiento de PLC.

Donde:

-  Bombas impulsoras.
-  Válvulas anti-retorno.
-  Válvulas modulantes.

7.6. Verificación del dimensionado de la cámara o fosa húmeda existente.

La cámara tiene un diámetro de tres metros salvo una reducción del diámetro a 2,40 metros en el fondo, debido a una terminación de 45° de su esquina para evitar la decantación es ésta y facilitar su mantenimiento. Dicha terminación de 45° comienza a 0,42 m del fondo, coincidiendo esta medida con el nivel de parada de las bombas.

Esto quiere decir que el volumen de fluido que permanecerá constante en el interior de la cámara será el del tronco cono, mientras que el volumen efectivo o de funcionamiento de la bomba es el comprendido en el cilindro que va desde el nivel de parada de las bombas y el nivel de arranque de la primera bomba.

$$V_{cte} = \frac{\pi * h}{3} (R^2 + r^2 + R * r) = \frac{\pi * 0,42}{3} (1,5^2 + 1,2^2 + 1,5 * 1,2) = 2,41 \text{ m}^3 \quad (7.42)$$

$$V_{\text{efectivo}} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * h = \frac{\pi * (3)^2}{4} * 0,95 = 6,72 \text{ m}^3 \quad (7.43)$$

En función del caudal generado se verifica que el volumen efectivo no sea superior a 6,72 m³. Así se calculó el volumen efectivo teórico de la cámara:

- Caudal máximo= 2282,65 m³/día= 95 m³/hora
- Cantidad de arranques estimado por hora= 10 → 1 h /10= 0,10 h
- Frecuencia de arranque= 1/ 0,1 h

$$V_{\text{efec.teorico}} = \frac{1,15 * Q_{\text{max}}}{4 * f} = \frac{1,15 * 95 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{4 * \frac{1}{0,1 \text{ h}}} = 2,73 \text{ m}^3 \quad (7.44)$$

Se puede observar que el volumen real es mayor que el calculado, lo que asegura que no habrá colapso de la cámara los días de mayor generación de efluentes, aunque hay un sobredimensionado excesivo.

Ante la imposibilidad de tener las características de la bomba que se está utilizando en la actualidad, y con los escasos datos que se han obtenido sobre ésta, se limitó a calcular el número de arranques que tendrá la bomba y que la altura alcanzada por el fluido mediante el bombeo sea el necesario.

Los datos obtenidos a partir de planos de detalle para la construcción de la cámara son los puntos de funcionamiento de la bomba, los cuales se detallan a continuación:

- Q= 99 m³/h=27,5 l/s
- H= 21 m.c.a.

Para la verificación del número de arranques de la bomba se utilizaron los caudales correspondientes a caudal máximo horario diario (Q_{E10}) y el mínimo horario diario (Q_{B20}). Además, se tuvo en cuenta el volumen efectivo de la cámara en cuestión.

- Q_{E10}= 2282,65 m³/día= 26,45 l/s
- Q_{B20}= 653,56 m³/día= 7,56 l/s
- Volumen efectivo de cámara= 6,72 m³=6720 l

Con estos datos y al igual que se hizo en la sección 7.4., y teniendo en cuenta el principio utilizado anteriormente en lo que hace al funcionamiento de ambas bombas, se procede a la verificación.

7.6.1. Análisis de tiempos con caudales máximos.

Datos:

- Q_{Entrada a cámara} (sin considerar el que se acumula EE2) = 26,45 l* t- 9,8492 l*t= 16,60 l*t (segundos)
- Q_{bombeo}= 27,5 l* t(segundos)
- Q_{Bombeado por EE2}= 11,3 l*t (segundos)
- V_{trabajo}= 6720 l

Tiempo en que demora la cámara en llenarse cuando bombea la EE2:

$$t = \frac{V_{trabajo}}{Q_{entrada} + Q_{bombeado EE2}} = \frac{6720 l}{16,60 \frac{l}{s} + 11,3 \frac{l}{s}} = 240,86 s \cong 4,01 min \quad (7.45)$$

El caudal de arranque y funcionamiento de la bomba está en función de un volumen constante de arranque controlado por las boyas, y un permanente ingreso de caudal a la cámara, por lo tanto, el caudal a bombear es:

$$Q_{Arranque} = V_{trabajo} + Q_{entrada}(t) = 6720 l + 16,60 l * t + 11,3 l * t(\text{segundos}) \quad (7.46)$$

Entonces:

$$Q_{Arranque} = Q_{Bombeo} \quad (7.47)$$

$$6720 l + 16,60 l * t + 11,3 l * t = 27,5 l * t \quad (7.48)$$

$$t = \frac{6720 l}{27,5 l - 27,9 l} = \text{No corresponde} \quad (7.49)$$

Esto quiere decir que cuando se produzcan picos de caudales, y ambas estaciones se encuentren bombeando, deberán arrancar las dos bombas de la EE1 para poder evacuar el agua de la cámara húmeda. Se consideró que estos picos de caudales no se mantienen durante largo periodos de tiempo, y que la misma se alcanza cuando se agota la vida útil de las estaciones. De todas maneras, se abanicó la posibilidad de que llegado el caso de que se requiera seguir contando con dicha estación de bombeo, se pueda colocar bombas de mayores caudales, o incluso anexar bombas al sistema, para de esta manera poder evacuar el líquido.

7.6.2. Análisis de tiempos con caudales mínimos.

Datos:

- $Q_{entrada \text{ a cámara}} = 7,56 l * t - 1,55 l * t(\text{segundos}) = 6,01 l * t(\text{segundos})$
- $Q_{bombeo} = 27,5 l * t(\text{segundos})$
- $V_{trabajo} = 6720 l$

Tiempo en que demora la cámara en llenarse:

$$t = \frac{V_{trabajo}}{Q_{entrada}} = \frac{6720 l}{6,01 l/s} = 1118,13 s \cong 18,64 min \quad (7.50)$$

Al igual que el análisis anterior:

$$Q_{Arranque} = V_{trabajo} + Q_{entrada}(t) = 1860 l + 1,55 l * t(\text{segundos}) \quad (7.51)$$

Entonces:

$$Q_{Arranque} = Q_{Bombeo} \quad (7.52)$$

$$6720 l + 6,01 l * t = 27,5 l * t \quad (7.53)$$

$$t = \frac{6720 \text{ l}}{27,5 \text{ l} - 6,01 \text{ l}} = 312,70 \text{ s} \cong 5,21 \text{ min} \quad (7.54)$$

Como puede observarse, los tiempos de arranques de bomba se dan cada 42,49 minutos. A cada bomba le lleva 5,21 minutos llegar hasta el nivel de parada desde su accionamiento y el líquido es bombeado cada 18,64 minutos, por lo cual no dará tiempo a presentar condiciones de septibilidad.

CAPITULO 8. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EXISTENTE EN LA LOCALIDAD DE HERSILIA

Antes de comenzar con el desarrollo del capítulo, se creyó conveniente aclarar que el mismo tratará la verificación de dimensiones del sistema existente para el óptimo funcionamiento de la planta de tratamiento en función de los planos existentes.

El sistema de red cloacal en Hersilia, lleva en funcionamiento desde el año 1994, por lo que también se cree conveniente hacer mención que es objetivo del presente capítulo hacer una evaluación del estado y funcionamiento de las instalaciones, determinando así la aptitud de las mismas en relación a la extensión de la red del servicio. En caso de ser necesario realizar mejoras, se propondrán y harán mención, dejando aspectos de desarrollo de las mismas librados a la posibilidad de llevar a cabo un futuro trabajo o informe más detallado sobre el tema.

8.1. Sistema de tratamiento de agua residual existente.

El predio en donde se emplazó el sistema de tratamiento estabilizador se encuentra a aproximadamente 800 metros en dirección sur del límite del ejido urbano de la localidad como se muestra en Figura 8.1.

El predio en cuestión cuenta con 4,125 ha debidamente cercadas, en la cual se desarrollan dos lagunas de estabilización de características facultativas a las cuales les precede una canaleta Parshall para el debido desarenado del fluido a tratar. La primera laguna tiene un área de cobertura de 20700 m², mientras que la segunda abarca 6170 m².

Las lagunas de estabilización en conjunto tienen una forma similar al paralelogramo, divididas con un talud perpendicular a los lados más largos del mismo.

Los detalles técnicos del predio se encuentran debidamente detallado en el anexo I al igual que los detalles del resto de la red cloacal existente.

A modo de resumen, el tratamiento que se da al agua residual en Hersilia, es en principio físico a través de la canaleta Parshall y luego netamente biológico.

8.2. Tratamiento biológico de aguas residuales.

El siguiente artículo fue desarrollado con la intención de brindar al lector conocimiento previo sobre el tema en cuestión.

8.2.1. Objetivo del tratamiento biológico.

Los objetivos del tratamiento biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En el caso de la localidad de Hersilia, el agua residual considerada para el proyecto, es agua netamente doméstica, para la cual, el objetivo del tratamiento se basa en la reducción de la materia orgánica presente y en muchos otros casos, en la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo.

La eliminación de la DBO carbonosa, la coagulación de los sólidos coloidales no sedimentables, y la estabilización de la materia orgánica se consiguen, biológicamente, gracias a la acción de una variedad de microorganismos, principalmente bacterias.

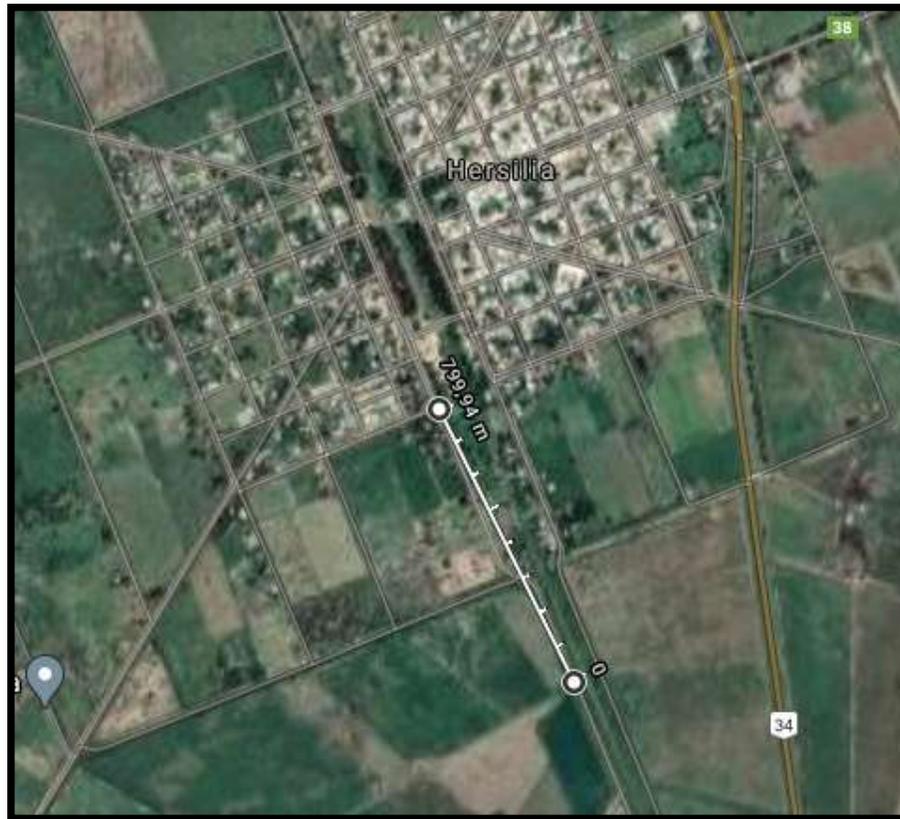


Figura 8.1- *Esquema de Predio de Sistema de Tratamiento de Agua Residual.*

Nota. Adaptado de Google Earth, de Google, 2020, Google Earth (<https://earth.google.com/>)

Los microorganismos se utilizan para convertir materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diferentes gases y tejido celular. Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente superior al del agua, se puede eliminar por decantación.

Para poder reproducirse y funcionar de manera correcta, un organismo necesita:

- Una fuente de energía.
- Carbono para la síntesis de materia celular nueva.
- Elementos inorgánicos (nutrientes, tales como el nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, calcio y magnesio).

8.2.2. Fuentes de energía y de carbono.

La materia orgánica y el dióxido de carbono son las dos principales fuentes de carbono celular para los microorganismos. Los organismos que utilizan el carbono orgánico para la formación del tejido celular se denominan heterótrofos. Los organismos que obtienen carbono celular a partir del dióxido de carbono reciben el nombre de organismos autótrofos. El proceso de conversión del dióxido de carbono a tejido celular orgánico es un proceso reductor que precisa el suministro neto de energía. Por lo tanto, los organismos autótrofos deben emplear una parte mayor de su energía para la síntesis de tejido celular que los organismos heterótrofos, lo cual comporta unas tasas de crecimiento menores que las de éstos.

La energía necesaria para la síntesis celular se obtiene de la luz o bien de las reacciones químicas de oxidación. Los organismos capaces de utilizar la luz como fuente de energía reciben el nombre de fotótrofos. Estos organismos pueden ser heterótrofos o autótrofos. Los organismos que obtienen la energía a partir de reacciones químicas se conocen como

organismos quimiótrofos. A igual que en el caso de los fotótrofos, los organismos quimiótrofos también pueden ser heterótrofos o autótrofos. Los organismos quimioautótrofos consiguen la energía a partir de la oxidación de compuestos inorgánicos reducidos tales como el amoniaco, el nitrito y el sulfuro. Los organismos quimiheterótrofos suelen obtener la energía mediante la oxidación de compuestos orgánicos. Lo antes mencionado, se resume en la Tabla 8-1.

Tabla 8-1- Clasificación general de los microorganismos atendiendo a sus fuentes de energía y de carbono

Clasificación	Fuente de energía	Fuente de carbono
Autótrofos:		
Fotoautótrofos	Luz	CO ₂
Quimioautótrofos	Reacción de oxidación-reducción inorgánica	CO ₂
Heterótrofos:		
Quimiheterótrofos	Reacción de oxidación reducción orgánica	Carbono orgánico
Fotoheterótrofos	Luz	Carbono orgánico

Nota. Reproducido de TABLA 8-1, de Metcalf & Eddy; 1995; Ingeniería en aguas residuales (p. 412)

8.2.3. Tipos de metabolismo microbiano

Dentro de los organismos quimiheterótrofos, se puede realizar una nueva clasificación atendiendo a las características de su metabolismo y a sus necesidades de oxígeno molecular (Tabla 8-2). Los organismos que generan energía por transporte de electrones exterior mediante enzimas desde un donante de electrones hasta un aceptor de electrones exterior tienen un metabolismo respiratorio. En cambio, el metabolismo fermentativo no incluye la participación de un aceptor exterior.

Cuando el oxígeno molecular actúa como aceptor de electrones en los metabolismos respiratorios, el proceso recibe el nombre de respiración aerobia. Algunos compuestos inorgánicos oxidados tales como el nitrato y el nitrito, pueden hacer las funciones de aceptores de electrones para ciertos organismos respiratorios en ausencia de oxígeno molecular. En la ingeniería ambiental, los procesos en que intervienen estos organismos reciben el nombre de procesos anóxicos.

Los organismos que generan energía por fermentación y solo pueden existir en un medio en ausencia de oxígeno, se denominan anaerobios obligados. Los organismos que generan energía por fermentación y que tienen la capacidad de crecer tanto en presencia como ausencia de oxígeno molecular, reciben el nombre de organismos anaerobios facultativos y pueden clasificar en dos grupos, atendiendo a sus posibilidades metabólicas. Los organismos anaerobios facultativos puros pueden cambiar de metabolismo fermentativo a respiratorio dependiendo de la presencia o ausencia de oxígeno molecular. Los organismos anaerobios aerotolerantes tienen un metabolismo estrictamente fermentativo, pero son relativamente insensibles a la presencia de oxígeno molecular.

Tabla 8-2- Aceptores de electrones en las reacciones bacterianas normalmente presentes en el agua residual.

Ambiente	Aceptor de electrones	Proceso
Aerobio	Oxígeno, O ₂	Metabolismo aerobio
Anaerobio	Nitrato, NO ₃ ⁻	Desnitrificación ^a
	Sulfato, SO ₄ ²⁻	Reducción del sulfato
	Dióxido de carbono, CO ₂	Metanogénesis

^a También conocida como desnitrificación anóxica.

Nota. Reproducido de TABLA 8-2, de Metcalf & Eddy; 1995; Ingeniería en aguas residuales (p. 414)

8.2.4. Procesos de tratamiento biológico.

Existen cinco grupos principales en procesos biológicos aplicados al tratamiento de las aguas residuales: procesos aerobios; procesos anaerobios; procesos anóxicos; procesos aerobios, anaerobios y anóxicos combinados; y los procesos de lagunaje. Los procesos individuales se pueden dividir a su vez, dependiendo de si el tratamiento se lleva a cabo en sistemas de cultivo en suspensión, en sistemas de cultivo fijo, o en sistemas resultantes de la combinación de ambos.

En la Tabla 8-3 se mencionan todos los procesos biológicos comúnmente empleados en el tratamiento de agua residual.

En la localidad en cuestión, se acondiciona el agua residual a través de los denominados estanques facultativos, es por ello que, en adelante, se desarrollará este proceso.

8.2.5. Estanques facultativos

Los estanques en los que la estabilización de las aguas residuales se lleva a cabo mediante una combinación de bacterias facultativas, anaerobias y aerobias, se conocen con el nombre de estanques de estabilización facultativos.

Como se puede apreciar en la Figura 8.2, existen tres zonas:

- Zona superficial en la que existen bacterias aerobias y algas en una relación simbiótica.
- Una zona inferior anaerobia en donde se descomponen activamente los sólidos acumulados por acción de las bacterias anaerobias.
- Una zona intermedia, la cual es parcialmente aerobia y anaerobia, en la que la descomposición de los sólidos orgánicos la llevan a cabo las bacterias facultativas.

Lo estanques de estabilización facultativos se alimentan con agua residual procedente de un proceso previo de desbaste o con el efluente de un tratamiento primario. Los sólidos de gran tamaño sedimentan para formar una capa de fango anaerobio. Los materiales orgánicos sólidos y coloidales se oxidan por la acción de las bacterias aerobias y facultativas empleando oxígeno generado por las abundantes algas presentes cerca de la superficie. El dióxido de carbono que se produce en el proceso de oxidación orgánica, sirve como fuente de carbono para las algas. La descomposición anaerobia de los sólidos de la capa de fango comporta la producción de compuesto orgánicos disueltos y de gases tales como el CO₂, el H₂S y el CH₄, que o bien se oxidan por las bacterias aerobias, o se liberan a la atmosfera.

Tabla 8-3- Principales procesos biológicos para el tratamiento de agua residual.

TIPO	NOMBRE COMÚN	APLICACIÓN
Procesos aeróbios	Convencional (flujo pistón) Mezcla completa Aireación graduada Oxígeno puro Reactor intermitente secuencial Contacto y estabilización Aireación prolongada Canales de oxidación Canales profundos Deep shaft	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Proceso de fangos activados	Nitrificación
	Lagunas aireadas	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Digestión aerobia	Estabilización, Eliminación de la DBO carbonosa
	Filtros percoladores	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Filtros de desbaste	Eliminación de la DBO carbonosa
	Sistemas biológicos rotativos de contacto (RBC)	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Reactores de lecho compacto	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Biofiltros activados	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
	Desnitrificación con cultivo en suspensión	Desnitrificación
Desnitrificación de película fija	Desnitrificación	
Procesos anóxicos		
Cultivo en suspensión		
Cultivo fijo		

Tabla 8-3. Principales procesos biológicos para el tratamiento de agua residual (Continuación)

TIPO	NOMBRE COMÚN		APLICACIÓN
Procesos anaerobios			
Cultivo en suspensión	Digestión anaeróbica	Baja carga, una etapa	Estabilización, Eliminación de la DBO carbonosa
		Alta carga, una etapa	
		Doble etapa	
Cultivo Fijo	Filtro anaeróbico	Proceso anaerobio de contacto	Eliminación de la DBO carbonosa
		Manto de fango anaerobio de flujo ascendente	Eliminación de la DBO carbonosa, estabilización de residuos (desnitrificación)
		Lecho expandido	Eliminación de la DBO carbonosa, estabilización de residuos
Procesos anaeróbicos, anóxicos o aeróbicos combinados			
Cultivos en suspensión	Procesos de una o varias etapas, múltiples procesos patentados		Eliminación de la DBO carbonosa, nitrificación, desnitrificación,
Procesos combinados: cultivo fijos y en suspensión	Procesos de una o varias etapas, múltiples procesos patentados		Eliminación de la DBO carbonosa, nitrificación, desnitrificación,
Procesos en estanques	Estanques de maduración (terciarios)	Lagunas aerobias	Eliminación de la DBO carbonosa
		Estanques facultativos	Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)
		Estanques anaerobios	Eliminación de la DBO carbonosa (estabilización de residuos)

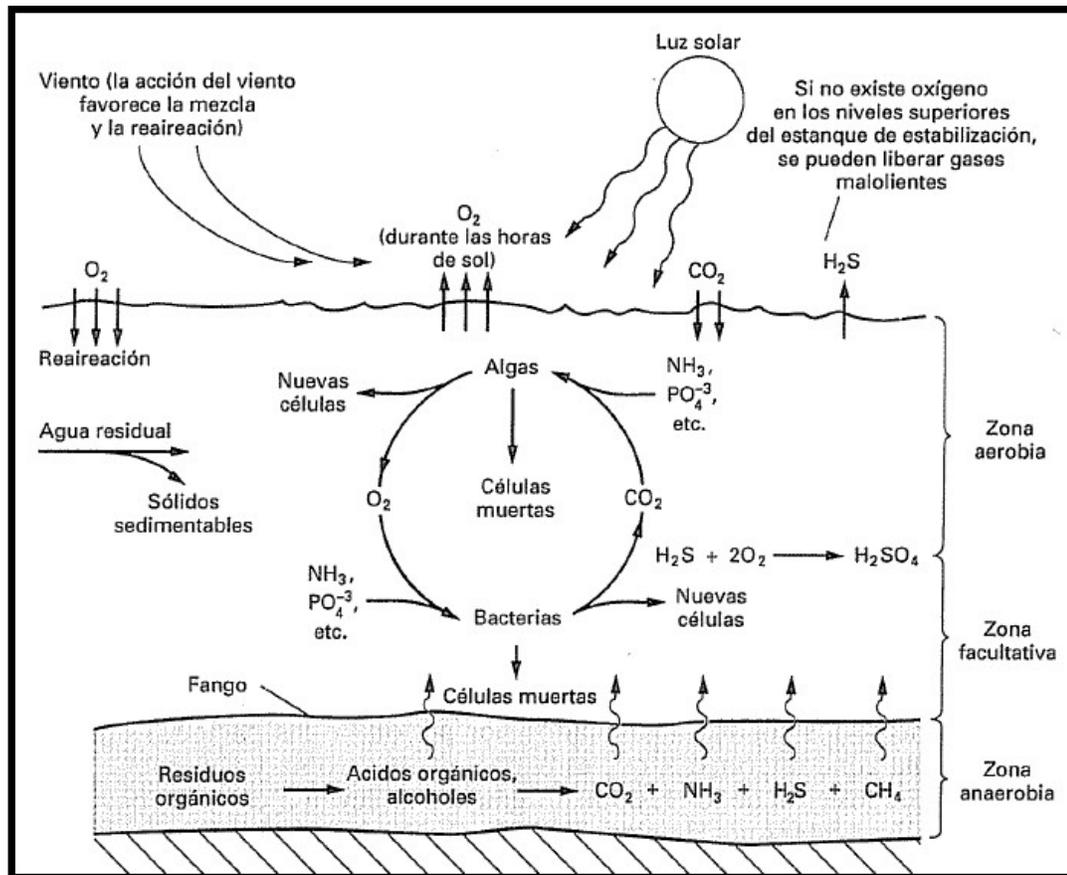


Figura 8.2- Representación Esquemática de un Estanque de Estabilización Facultativo.
 Nota. Adaptado de FIGURA 8-35, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.498)

A pesar de que se han publicado numerosas ecuaciones de diseño, no existe una ecuación universalmente aceptada. La explicación de este hecho reside, en parte, en que el proceso está poco determinado debido a las variaciones que presenta la naturaleza. Por ejemplo, todas las ecuaciones desarrolladas para la predicción de la calidad del efluente pierden su validez en cuanto aparece el viento. Bajo estas condiciones, la calidad del efluente dependerá del grado de mezcla provocado por el viento, y de la cantidad de sólidos sedimentados que pasan a estar en suspensión. Esta es la principal razón por la cual los estanques facultativos se suelen proyectar a partir de datos obtenidos de instalaciones en funcionamiento.

8.2.6. Análisis y diseño de la laguna de estabilización facultativa.

Según bibliografía consultada, en este caso Metcalf & Eddy (1995), el proceso de los estanques o lagunas de estabilización es el menos definido. Los métodos que existen para el diseño de éstos, son numerosos y cuando se aborda la correlación entre ellos, presentan grandes diferencias.

En este caso los autores, para el diseño de estanques facultativos, utilizan un método similar al diseño de las lagunas aerobias, el cual desarrollan en su libro.

De manera resumida se plasmó a continuación dicho método.

El proceso de diseño se basa en las cargas orgánicas y los tiempos de detención hidráulica; los intervalos de uso común son los que se incluyen en la Tabla 8-4.

Para el diseño se utilizó la ecuación de velocidad de eliminación de primer orden, desarrollado por Wehner y Wilhelm para un reactor con esquema de flujo arbitrario (entre mezcla completa y flujo pistón):

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4a \exp\left(\frac{1}{2d}\right)}{(1+a)^2 \exp\left(\frac{a}{2d}\right) - (1-a)^2 \exp\left(\frac{-a}{2d}\right)} \quad (8.1)$$

- S= concentración de sustrato en el efluente.
- S₀= concentración de sustrato en el afluente.
- a= $\sqrt{1 + 4kt\bar{d}}$.
- d= factor de dispersión= D/(uL).
- u= velocidad del fluido, m/h.
- D= coeficiente de dispersión axial, m²/h.
- L= longitud característica, m.
- k= constante de reacción de primer orden, 1/h.
- t= tiempo de detención, h.

Para facilitar la aplicación de la ecuación 8.1 a los tanques de estabilización, se desarrolló la Figura 8.3, en la que se representa el término kt frente a S/S₀ para diferentes factores de dispersión entre 0 (corresponde a un reactor de flujo en pistón ideal) hasta el infinito (corresponde a un reactor de mezcla completa).

En el caso de los estanques facultativos y debido al sistema de explotación (por ejemplo, mantenimiento de las condiciones de reposo para favorecer la eliminación de sólidos suspendidos por sedimentación), se consideró que los factores de dispersión en esta clase de estanques adoptarían valores dentro del intervalo entre 0,3 y 1,0.

Otro factor que se tuvo en cuenta es la acumulación de fango, que resulta importante para las reservas de oxígeno y para el funcionamiento global del estanque. Por ejemplo, en climas fríos, una parte de la DBO₅ entrante se almacenará en el fango acumulado durante los meses invernales. Conforme aumenta la temperatura en primavera y en verano, la DBO₅ acumulada se convertirá por vía anaerobia, de modo que la demanda de oxígeno de los gases y ácidos producidos puede llegar a superar las reservas de oxígeno del estrato aerobio de la superficie de la laguna. Otro problema provocado por la acumulación de fango es la reducción del rendimiento del estanque, medido en términos de sólidos suspendidos presentes en el efluente.

8.3. Datos climáticos de la región y verificación del dimensionado de las lagunas o estanques de estabilización.

En las Figuras 8.4, 8.5; 8.6; 8.7; 8.8; 8.9 y 8.10 se detallan promedios de parámetros climáticos obtenidos de la estación meteorológica del Aeródromo de Ceres.

Para realizar la verificación de las dimensiones de los estanques se necesita conocer la temperatura del mismo en las temporadas de extremas de invierno y verano. Debido a que es un dato que no se tiene registrado, se creyó conveniente tomar la mínima y máxima temperatura media ambiente para el desarrollo de esta comprobación.

En este caso las temperaturas adoptadas de estanque son:

- Temperatura del líquido en verano= 25,3 °C
- Temperatura del líquido en invierno= 11,5 °C
- Coeficiente de temperatura del agua a 20 °C= 1,06

Tabla 8-4- Parámetros típicos de diseño para estanques de estabilización

Parámetro	Tipo de estanque					
	Estanque aerobio (baja carga) ^a	Estanque aerobio (alta carga)	Estanque aerobio (de maduración)	Estanque aerobio-anaerobio facultativo ^b	Estanque anaerobio	Lagunas aireadas
Régimen de flujo	Mezcla intermitente	Mezcla intermitente	Mezcla intermitente	Estrato superficial mezclado		Mezcla completa
Tamaño del estanque, ha	< 4 unidades múltiples	0,20-0,80	0,80-4 unidades múltiples	0,80-4 unidades múltiples	0,20-0,80 unidades múltiples	0,80-4 unidades múltiples
Funcionamiento ^c	En serie o en paralelo	En serie	En serie o en paralelo	En serie o en paralelo	En serie	En serie o en paralelo
Tiempo de detención ^d , d	10-40	4-6	5-20	5-30	20-50	3-10
Profundidad, m	0,9-1,2	0,3-0,45	0,9-0,5	1,2-2,4	2,4-4,8	1,8-6,0
pH	6,5-10,5	6,5-10,5	6,5-10,5	6,5-8,5	6,5-7,2	6,5-8,0
Intervalo de temperaturas, °C	0-30	5-30	0-30	0-50	6-50	0-30
Temperatura óptima, °C	20	20	20	20	30	20
Carga de DBO ₅ ^d , kg/ha · día	67-134	90-180	< 17	56-200	225-560	
Conversión de DBO ₅ , %	80-95	80-95	60-80	80-95	50-85	80-95
Principales productos de la conversión	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano, NO ₃	Algas, CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , tejido celular bacteriano
Concentración de algas, mg/L	40-100	100-260	5-10	5-20	0-5	80-250
Sólidos suspendidos en el efluente ^e , mg/L	80-140	150-300	10-30	40-60	80-160	

^a Estanques aerobios convencionales proyectados para maximizar la producción de oxígeno más que la cantidad de algas.
^b Los estanques incluyen un sistema de aireación adicional. En estanques sin aireación adicional, las cargas de DBO típicas son del orden de una tercera parte de las indicadas.
^c Depende de las condiciones climáticas.
^d Valores típicos. En muchos lugares se han empleado valores muy superiores. Los valores de las cargas suelen venir impuestos por las agencias reguladoras.
^e Incluye algas, microorganismos, y sólidos suspendidos residuales. Los valores se basan en una DBO soluble del afluente de 200 mg/l y, excepto en el caso de los estanques aerobios, una concentración de sólidos suspendidos de 200 mg/l.

Nota. Reproducida de TABLA 10-20, de Metcalf & Eddy; 1995; Ingeniería en aguas residuales (p. 733)

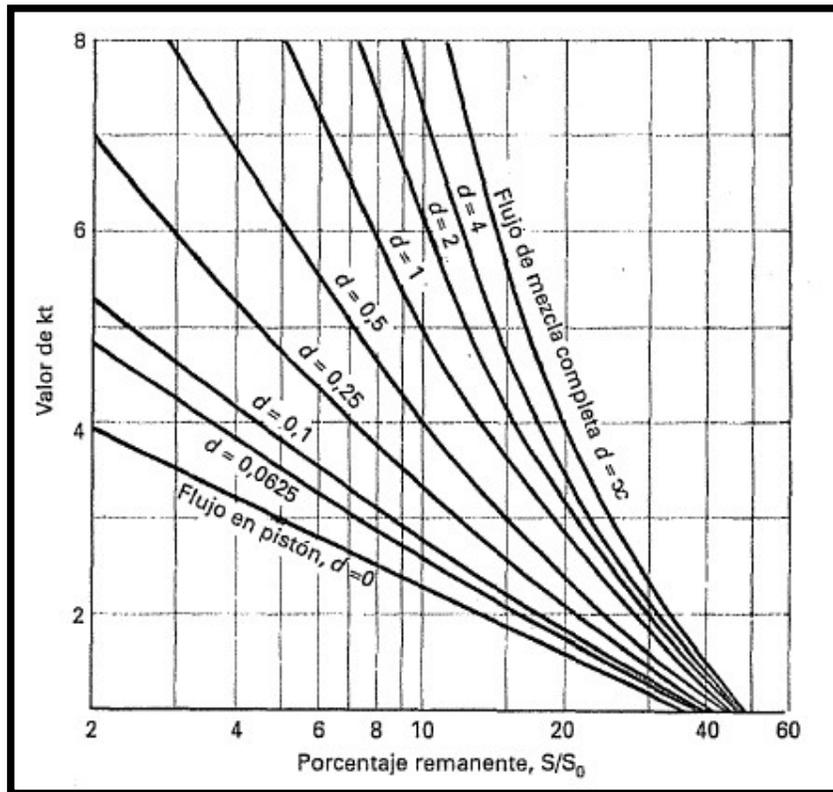


Figura 8.3-Valores del Término kt de la ecuación Wehner y Wilhelm respecto al Porcentaje Remanente para Diversos Factores de Dispersión.

Nota. Reproducida de TABLA 10-44, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.734)

Tabla 8-5- Estadísticas climatológicas de la Ciudad de Ceres.

Estadísticas Climatológicas Normales - período 1981-2010													
Estación	Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
CERES AERO	Temperatura (°C)	25,3	24,1	22,6	18,8	15,2	12,3	11,5	13,7	16,0	19,8	22,2	24,3
CERES AERO	Temperatura máxima (°C)	32,1	30,9	29,3	25,0	21,9	18,8	18,8	21,7	23,7	27,0	29,0	31,0
CERES AERO	Temperatura mínima (°C)	19,2	18,5	17,3	14,0	10,3	7,5	6,2	7,6	9,5	13,4	15,8	17,9
CERES AERO	Humedad relativa (%)	72,0	76,3	78,8	81,8	81,7	82,3	78,3	72,7	69,6	69,9	70,6	71,3
CERES AERO	Velocidad del Viento (km/h)	10,2	10,6	10,7	9,8	10,3	10,2	12,0	14,1	14,6	15,1	13,8	11,9
CERES AERO	Nubosidad total (octavos)	3,3	3,4	3,4	3,9	4,0	4,3	3,5	3,4	3,4	3,6	3,3	3,3
CERES AERO	Precipitación (mm)	132,0	122,4	153,5	95,4	35,4	18,7	15,6	13,0	36,4	83,8	103,2	143,7
CERES AERO	Frecuencia de días con Precipitación superior a 0.1 mm	9,4	8,2	9,3	9,3	6,0	5,1	3,8	3,6	5,1	7,5	9,3	9,4

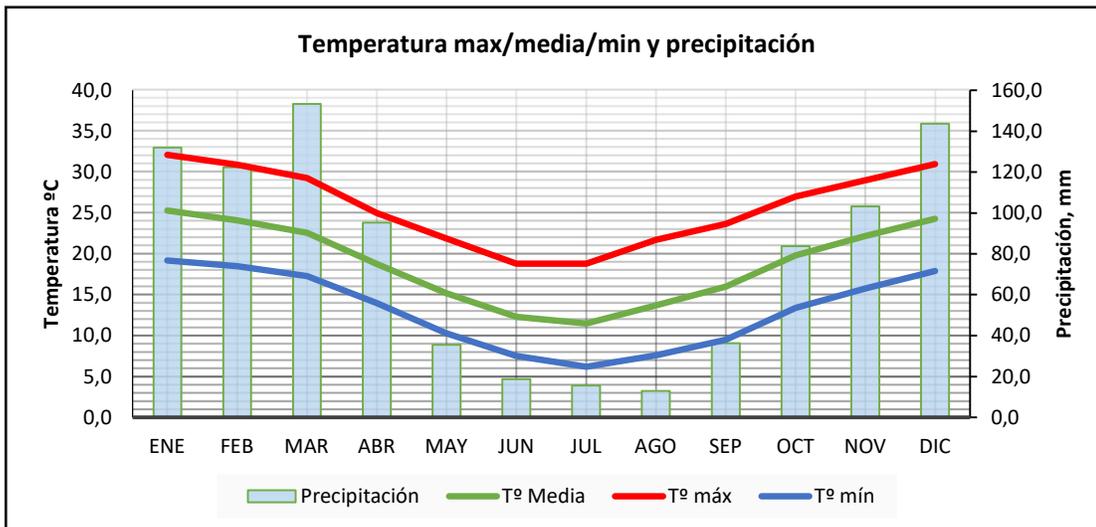


Figura 8.4- Temperaturas Máximas, Mínimas, Medias y Precipitaciones.
 Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com
 (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

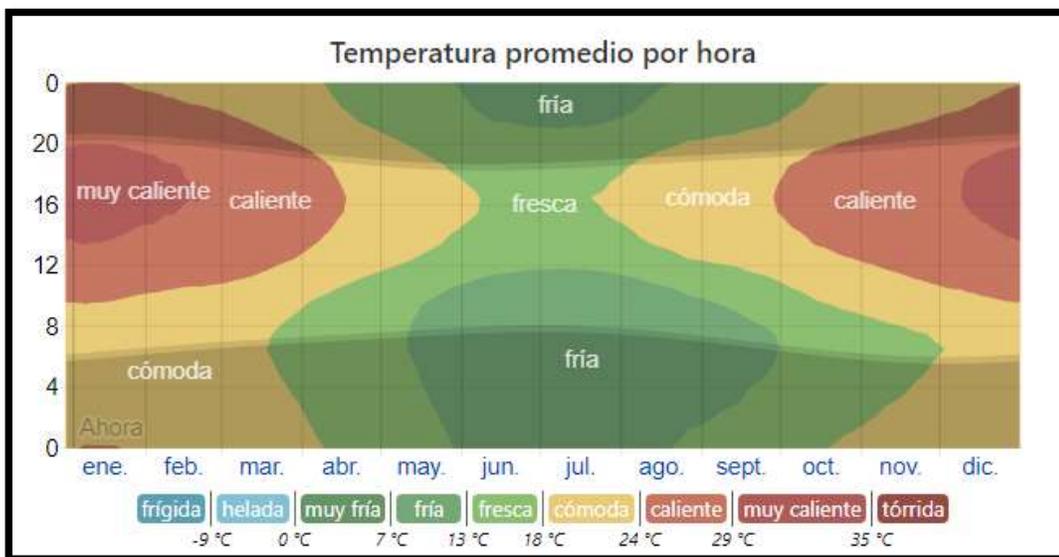


Figura 8.5- Temperatura Promedio por Hora.
 Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com
 (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

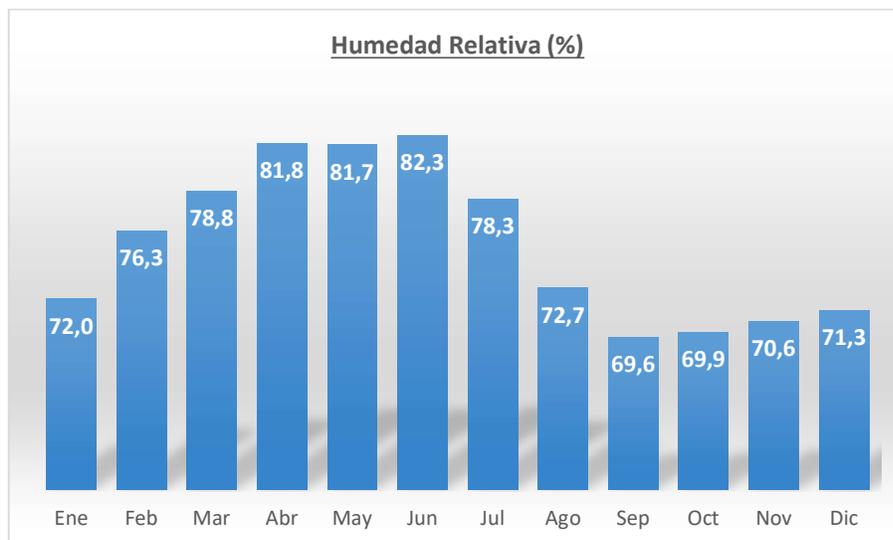


Figura 8.6- Humedad Relativa.

Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

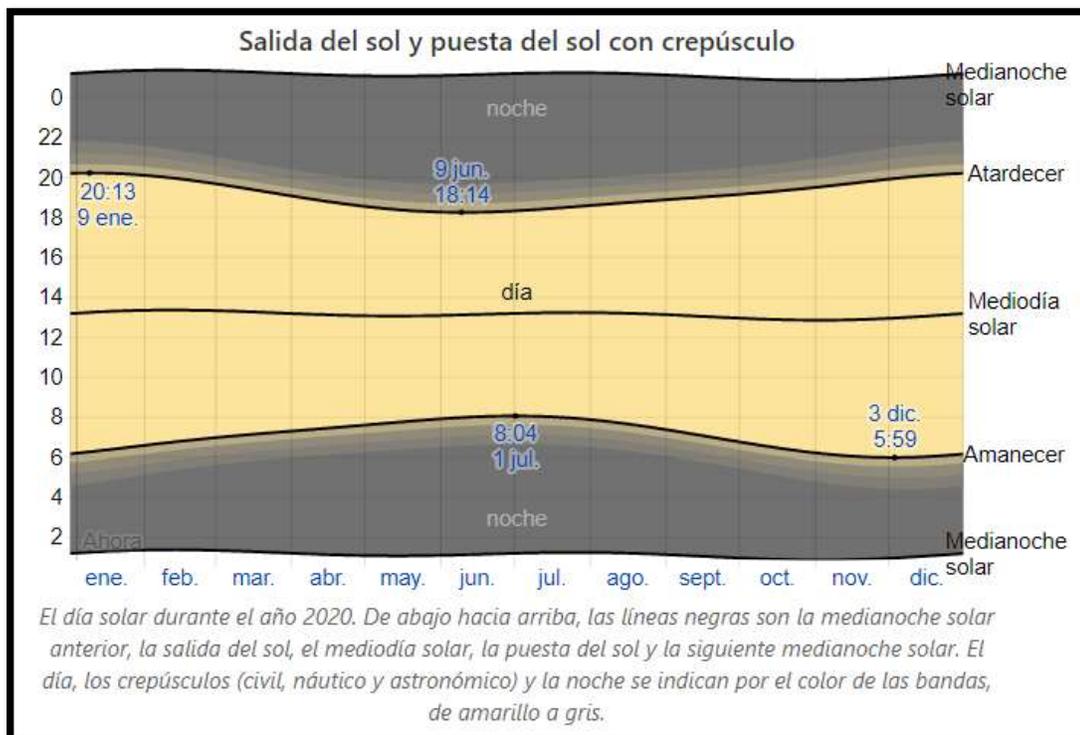


Figura 8.7-Salida y Puesta del Sol.

Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

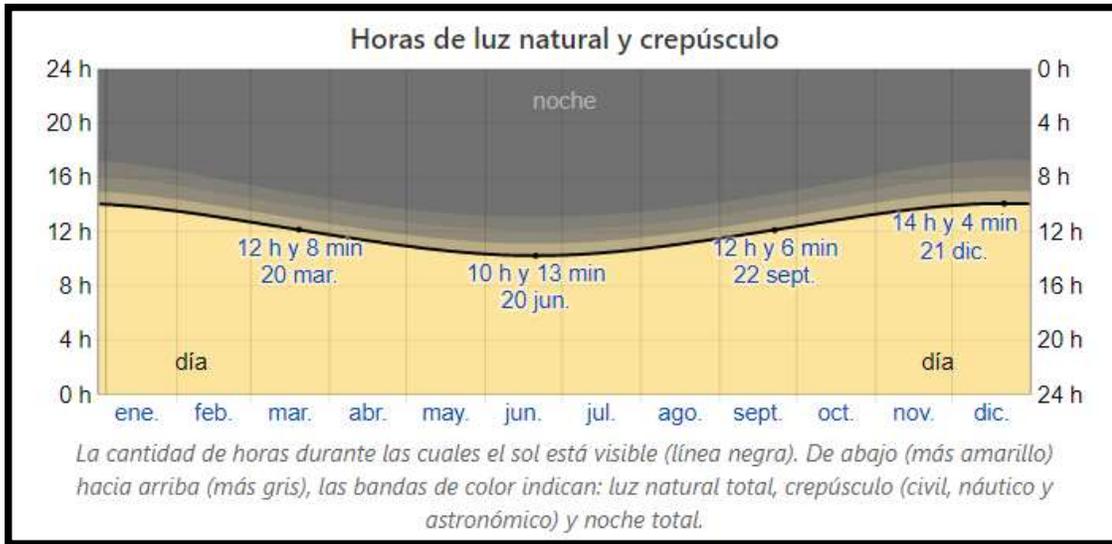


Figura 8.8- Horas de Luz Natural y Crepúsculo.

Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

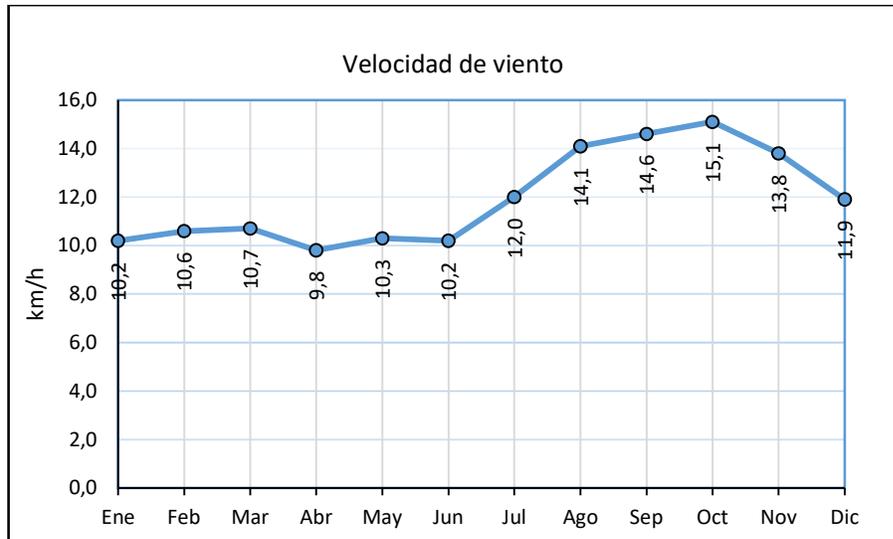


Figura 8.9- Velocidad de Vientos.

Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

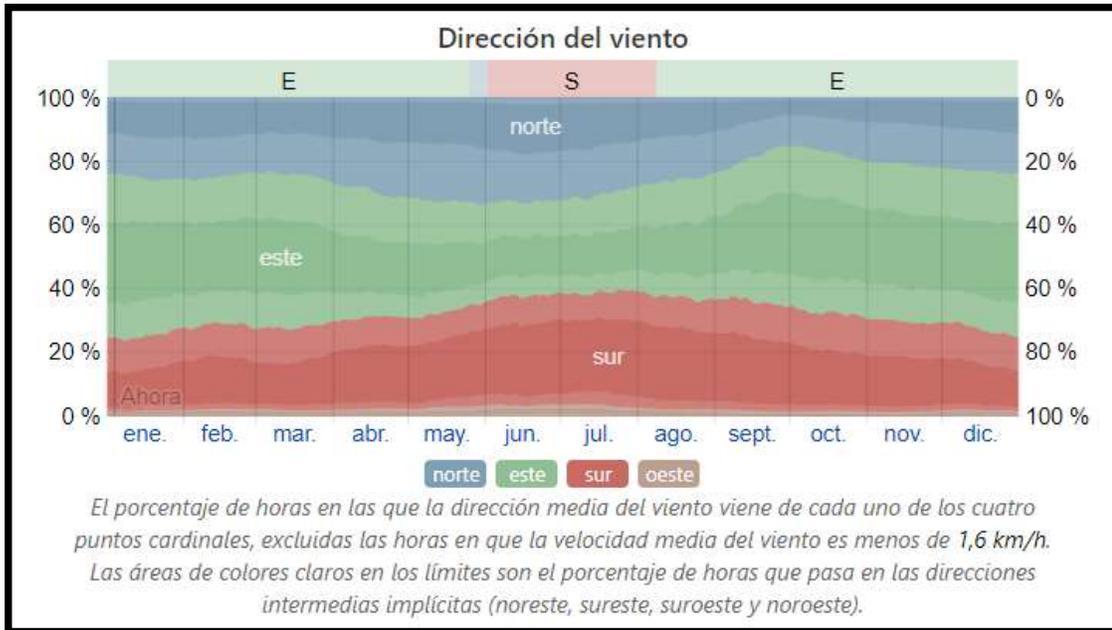


Figura 8.10- Dirección de los Vientos.

Nota. Reproducido de Weather Spark, de Weather Spark, 2020, es.weatherspark.com (<https://es.weatherspark.com/s/147471/3/Tiempo-promedio-en-el-invierno-en-Ceres-Aerodrome-Argentina#Figures-LunarDay>)

El coeficiente de temperatura es una propiedad intensiva de los materiales que cuantifica la variación de la propiedad física de un material y el cambio de temperatura.

En cuanto a la caracterización del líquido a tratar el trabajo se basó en la Tabla 3-11, de la cual se obtuvieron los parámetros necesarios para el análisis:

- Sólidos suspendidos del afluente= 220 mg/l
- DBO₅ de afluente= 220 mg/l

La eficiencia medida en términos de DBO de una laguna facultativa puede alcanzar valores de 75-90%. La remoción de coliformes puede ser de 90-99%. Para el cálculo se tomó una eficiencia de remoción de DBO de 80%.

En cuanto al factor de dispersión del estanque o laguna se estimó que el mismo es de 50%, por ende, será 0,5.

Teniendo en cuenta esto último y que la eficiencia de remoción de DBO de 80%, es decir un remanente de 20%, se obtiene que $kt=2,4$ como puede observarse en la Figura 8.11.

Para la obtención de la constante global de eliminación de DBO₅ de primer orden (k), si bien es un proceso en los cuales intervienen numerosos parámetros físicos y químicos, a raíz de los cuales es conveniente realizar una investigación previa sobre el desarrollo y metabolismo de los microorganismos implicados en el proceso, la bibliografía consultada emplea en ejemplos aplicados al tema en cuestión el valor de $0,25 \text{ d}^{-1}$ con una temperatura de 20°C , la cual está ligada a los valores de coeficientes cinéticos típicos para la digestión anaeróbica que figura en la Tabla 8-6., dependiendo también de la composición del efluente a tratar.

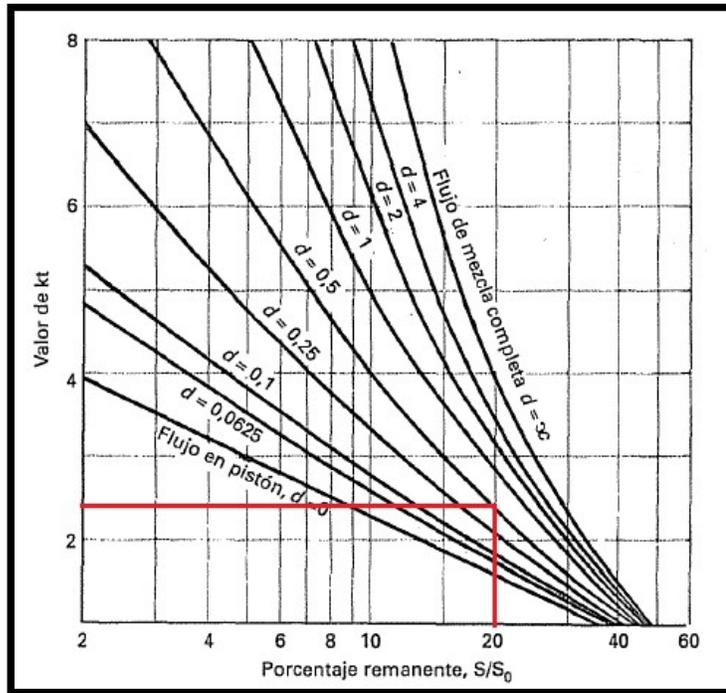


Figura 8.11- Obtención de kt con un 20% de Porcentaje Remanente y una Dispersión de 50%.
 Nota. Adaptado de TABLA 10-44, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.734)

Para el desarrollo del presente informe, sin datos certeros sobre el tema, se creyó conveniente la utilización del mismo coeficiente que se emplea en los ejemplos de aplicación de la bibliografía consultada.

Tabla 8-6- Valores de coeficientes cinéticos típicos para la digestión anaeróbica de algunos sustratos a una temperatura de 20°C

	Coeficiente	Unidades	Valor ^b	
			Intervalo	Valor típico
Fango doméstico	Y	mg SSV/mg DBO ₅	0,040-0,100	0,06
	k_d	d ⁻¹	0,020-0,040	0,034
Acido graso	Y		0,040-0,070	0,050
	k_d	d ⁻¹	0,030-0,050	0,040
Carbohidratos	Y		0,020-0,040	0,024
	k_d	d ⁻¹	0,025-0,035	0,03
Proteínas	Y		0,050-0,090	0,075
	k_d	d ⁻¹	0,010-0,020	0,014

Nota. Reproducido de TABLA 8-9, Metcalf & Eddy, Inc, 1995, Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización (p.485)

Le dependencia de la temperatura de las constantes de velocidad de reacción biológica es muy importante a fin de asegurar la eficacia conjunta de un proceso de tratamiento biológico. La temperatura no solo influye en las actividades metabólicas de la población microbiana, sino que también tiene un profundo efecto sobre factores tales como la velocidad de transferencia

de gases y sobre las características de sedimentación de los sólidos biológicos. El efecto de la temperatura sobre la velocidad de reacción de un proceso se suele expresar de la siguiente manera:

$$r_T = r_{20} * \theta^{(T-20)} \quad (8.2)$$

Donde:

- r_T = velocidad de reacción a $T^\circ\text{C}$
- r_{20} = velocidad de reacción a 20°C
- θ = Coeficiente de actividad- temperatura
- T = temperatura en $^\circ\text{C}$

Para la determinación de los coeficientes de temperatura para condiciones estivales (25, 3°C) e invernales (11,5 $^\circ\text{C}$), se utilizó la misma ecuación:

$$K_{25,3} = 0,25 \text{ d}^{-1} * 1,06^{(25,3-20)} = 0,34 \text{ d}^{-1} \quad (8.3)$$

$$K_{11,5} = 0,25 \text{ d}^{-1} * 1,06^{(11,5-20)} = 0,15 \text{ d}^{-1} \quad (8.4)$$

El tiempo de detención hidráulica para condiciones estivales e invernales teniendo en cuenta que $k*t=2,4$ se obtiene:

$$\text{Cond. Estivales: } 0,34 \text{ d}^{-1} * t = 2,4 \rightarrow t = \frac{2,4}{0,34 \text{ d}^{-1}} = 7,06 \text{ días} \quad (8.5)$$

$$\text{Cond. invernales: } 0,15 \text{ d}^{-1} * t = 2,4 \rightarrow t = \frac{2,4}{0,15 \text{ d}^{-1}} = 16 \text{ días} \quad (8.6)$$

Para la determinación del volumen y el área necesaria para el tratamiento del efluente, se consideró que la profundidad de las lagunas en términos generales es de 1,10 metros y también se tuvo en cuenta el efluente máximo diario, tal y como recomienda CoFAPyS (1993) y quedo expresado en la Tabla 3-10., o sea, $Q_{D10}=1342,74 \text{ m}^3/\text{día}$.

Para las condiciones de verano queda:

$$\text{Volumen} = 1342,74 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 7,06 \text{ día} = 9479,75 \text{ m}^3 \quad (8.7)$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{9479,75 \text{ m}^3}{1,10 \text{ m}} = 8617,95 \text{ m}^2 \quad (8.8)$$

Mientras que para condiciones estivales se obtuvo:

$$\text{Volumen} = 1342,74 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 16 \text{ días} = 21483,84 \text{ m}^3 \quad (8.9)$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{21483,84 \text{ m}^3}{1,10 \text{ m}} = 19530,76 \text{ m}^2 \quad (8.10)$$

La laguna primaria tiene un área de 20700 m^2 , mientras que la denominada laguna de acabado 6170 m^2 . Por ende, el dimensionamiento de las lagunas de tratamiento es óptimo y verifica la demanda futura.

En cuanto a la eficiencia del tratamiento teniendo en cuenta solamente el DBO5, y considerando que se partió con un valor de 220 mg/l y con una eficiencia estimada del 80%, arrojo como resultado un efluente de 44 mg/l, lo cual es aceptable ya que la legislación provincial exige como parámetros de vuelco un valor de DBO5 inferior a 50 mg/l.

8.4. Mejoras a realizar en instalaciones de tratamiento.

- Implementación de cámaras partidoras de caudales: son las encargadas de repartir el líquido afluente a las diferentes líneas de tratamiento o diferentes puntos de ingreso a la laguna para mayor homogeneidad. En la actualidad, el vertido del efluente en la laguna de tratamiento se realiza en mediante un único conducto que encamina el líquido cloacal desde el desarenador hasta la laguna en cuestión. Esto hace que los sedimentos decanten de manera puntual, provocando una acumulación en el lugar de descarga. Además, la implementación de cámaras partidoras, favorecería a la mezcla del líquido a tratar.
- Pretratamientos de líquidos provenientes de camiones atmosféricos. Sería conveniente contar con una cámara de descarga de camiones atmosféricos que se comunique con dos cámaras sedimentadoras y estas mismas con la cámara de repartición de caudales para su posterior ingreso a las lagunas. Hoy en día la localidad no cuenta con instalaciones aptas para la recepción en cuestión.
- Agregado de hipoclorito de sodio para asegurar la desinfección del líquido. Dicho proceso debe realizarse previo al vertido final en el cuerpo receptor.
- Implementación de cámara de contacto para favorecer la dilución del hipoclorito de sodio.
- Mejora en la sección del cuerpo receptor. En este caso, el cuerpo receptor es un canal de sección trapezoidal. En la actualidad el líquido tratado se vierte en el canal receptor mediante un conducto. En la sección del canal la cual es vertido, no contempla ningún tipo de mejora o aptitud para contrarrestar la erosión que provoca el permanente vertido de líquido.
- Forestación en el perímetro del predio. Hoy en día, el predio se encuentra sin ningún tipo de forestación, la cual es muy importante, ya que ésta resguardaría las lagunas de fuertes vientos, disminuyendo así el oleaje provocado sobre las lagunas, lo cual conlleva a la alteración de contenido de oxígeno, provocando una inestabilidad en el número de microorganismos actuantes en el tratamiento.

CAPITULO 9. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Con el fin de obtener una aproximación del monto de obra, se realizó el cómputo y presupuesto en base a ambos anteproyectos, para luego ser evaluados individualmente. En tal sentido se evaluaron los elementos más significativos que integran ambos proyectos.

Cabe mencionar que los costos analizados corresponderán al mes de junio de 2022.

9.1. Costo unitario de mano de obra.

El costo unitario de mano de obra corresponde al convenio laboral UOCRA correspondiente al mes de junio de 2022 y las cargas sociales consideradas en la Tabla 9-1:

Tabla 9-1- Detalle de aportes considerados que conforman el costo unitario

Pagos adicionales que integran las remuneraciones	Jubilación	5%	Aplicados al monto de sueldo bruto
	Ley 19032	3%	
	Obra social	3%	
	Cuota sindical	2,50%	
	Seguro de vida	2%	
Aportes o contribuciones patronales	Contribuciones patronales seguridad social	16%	Aplicados al monto de sueldo bruto
	Contribuciones patronales obra social	6%	
	Fondo de cese laboral	8%	
	FoDeCo	0,10%	
	Regimen Nacional de la industria de la construccion	0,10%	
	Fondo de investigacion, capacitacion y seguridad	0,16%	
Leyes varias	Feriatos pagos	6,17%	Aplicados al monto de sueldo bruto
	Ley riesgo de trabajo	12,19%	
	Vacaciones pagas	7,31%	
	Enfermedades inculpables	2,61%	
	Licencias especiales	1,03%	
	Vestimenta y utiles de labor	1,05%	
	Sueldo anual complementario	10,84%	

Tabla 9-2- Costo Unitario Horario de mano de obra

Mano de Obra- Convenio UOCRA junio 2022									
Especialidad y Función	Unidad	Jornal basico	Presentismo (20%)	Subtotal (sueldo bruto)	Pagos adicionales que integran las remuneraciones	Sueldo neto	Contr. patronales	Leyes varias	Total
Oficial especializado	h	505,00	101,00	606,00	93,93	512,07	183,98	249,67	\$ 1.039,65
Oficial	h	430,00	86,00	516,00	79,98	436,02	156,66	212,59	\$ 885,25
Medio oficial	h	397,00	79,40	476,40	73,84	402,56	144,64	196,28	\$ 817,31
Ayudante	h	364,00	72,80	436,80	67,70	369,10	132,61	179,96	\$ 749,37

Como puede observarse, el costo horario, es un 105,87% superior al convenio UOCRA.

9.2. Costo unitario de maquinaria a emplear.

El costo unitario de la maquinaria (Tabla 9-10) es la sumatoria de costos fijos, consumos y costos de operación. A continuación, se detalla cada uno de los costos parciales, partiendo de una base de variables correspondiente al mes de julio de 2022 (Tabla 9-3).

Tabla 9-3- Variables costos de maquinaria

Dólar	125,51	\$
Valor residual	30,00%	
Amortización maquinaria vial	10.000,00	hs
Horas efectivas trabajadas en un año	1.952,00	hs
Costo oportunidad-mayor a plazo fijos-	45,00%	
Prima de seguro anual promedio	2,90%	
Amortización maquinaria de mano	4000,00	hs

9.2.1. Costos fijos

- **Costo horario por depreciación- amortización** (Tabla 9-4)

$$D = \frac{V_m + V_r}{V_e} \quad (9.1)$$

Donde:

- V_m = Valor de maquinaria nueva.
- V_r = Valor rescate, residual o valor de venta, considerado un 30 % en máquinas viales.
- V_e = Vida económica de la maquinaria en horas, considerada en máquinas viales en 10000 hs, mientras que, en herramientas generales, 4000 hs.

Tabla 9-4- Costo horario de amortización

Maquinaria	Costo adquisición		Costo horario de depreciación- Amortización (\$/h)
	Costo dólar	Costo peso	
Retroexcavadora	80.000,00	10.040.800,00	702,86
Camión volcador	50.000,00	6.275.500,00	439,29
Compactador manual		130.578,51	22,85

- **Costo horario por inversión** (Tabla 9-5)

$$I_m = \frac{(V_m + V_r) * i}{2 * H_{ea}} \quad (9.2)$$

Donde:

- i = Costo de oportunidad, debe ser superior a Plazos fijos, consideración: 45%.
- H_{ea} = Número de horas efectivas trabajadas en un año = 244 días hábiles x 8 horas = 1952 hs

Tabla 9-5- Costo horario financiero

Maquinaria	Costo adquisición		Costo Horario por inversión- Costo Financiero (\$/h)
	Costo dólar	Costo peso	
Retroexcavadora	80.000,00	10.040.800,00	1.504,58
Camión volcador	50.000,00	6.275.500,00	940,36
Compactador manual		130.578,51	19,57

- **Costo horario de seguro** (Tabla 9-6)

$$S_m = \frac{(V_m + V_r)}{2 * H_{ea}} * s \quad (9.3)$$

Donde:

- S = prima de seguro anual promedio, consideración 2,9 %.

Tabla 9-6- Costo horario de seguro

Maquinaria	Costo adquisición		Costo Horario por seguros (\$/h)
	Costo dólar	Costo peso	
Retroexcavadora	80.000,00	10.040.800,00	96,96
Camión volcador	50.000,00	6.275.500,00	60,60
Compactador manual		130.578,51	1,26

- **Costo horario de mantenimiento** (Tabla 9-8)

Este costo está conformado por dos subcostos, el del tren rodante y el de mantenimiento por reparación y repuestos.

El mantenimiento del tren rodante es:

$$M_{rd} = \frac{V_{Cubiertas}}{Vida Util en horas} \quad (9.4)$$

Donde:

- $V_{\text{cubiertas}}$ = costo total de todas las cubiertas.

El mantenimiento por reparación y repuestos es:

$$M_n = k_0 * D \quad (9.5)$$

Donde:

- K_0 = coeficiente de mantenimiento en función de D (costo de depreciación). A este valor lo provee el fabricante de la maquinaria y es ajustado según la experiencia en el rubro.

9.2.2. Costos variables (Tabla 9-9)

- **Costo horario de combustible.**

En este caso se estimó la cantidad de combustible por hora consumida en función de la potencia de trabajo utilizada.

- **Costo horario de lubricante.**

Al igual que el ítem anterior, se estimó el consumo de lubricante de cada máquina en cuestión por hora de trabajo. Este consumo lo provee el fabricante (volúmenes de cambio de aceite en relación a las horas de trabajo) y es ajustado según la experiencia de trabajo.

9.2.3. Costo operativo (Tabla 9-7)

$$A_e = \frac{S_r}{R} \quad (9.6)$$

Donde:

- S_r = Salario real por hora de trabajo del operario.
- R = Rendimiento de trabajo, considerado un 80%.

Tabla 9-7- Costo operativo

Maquinaria	Costo horario operario
Retroexcavadora	1.299,57
Camión volcador	1.299,57
Compactador manual	0,00

Tabla 9-8- Costo horario de mantenimiento

Maquinaria	Costo adquisición		Costo horario de depreciación- amortización (\$/h)	Costo horario de mantenimiento				
	Costo dólar	Costo peso		Tran rodante		Reparación y repuestos		
				Costo juego cubiertas	Vida útil (h)		Costo Horario (\$)	
Retroexcavadora	80.000,00	10.040.800,00	702,86	694.214,88	2.500,00	277,69	1,00	702,86
Camión volcador	50.000,00	6.275.500,00	439,29	1.239.669,42	2.000,00	619,83	0,80	351,43
Compactador manual		130.578,51	22,85	0,00	0,00	0,00	1,00	22,85

Tabla 9-9- Costo variables

Maquinaria	Consumo horario							
	Costo combustible				Costo Lubricante			
	Potencia (HP)	Consumo (l/h) (Watts/h)	Costo combustible (\$/l)	Costo Horario de comb. (\$/h)	Consumo	Costo (\$/l)	Costo Horario de Lubricante (\$/h)	
Retroexcavadora	97	9,70	136,36	1.322,73	0,13	495,87	64,46	
Camión volcador	150	15,00	136,36	2.045,45	0,16	495,87	79,34	
Compactador manual	4	0,40	136,36	54,55	1,00	991,74	991,74	

Tabla 9-10-Costo Unitario Horario de Maquinaria

Maquinaria	Costo Maquinaria (\$/h)
Retroexcavadora	5.971,69
Camión volcador	5.835,87
Compactador manual	1.112,81

9.3. Costo de materiales.

Los costos de materiales (Tabla 9-11) a emplear corresponden al mes de junio de 2022 en comercios de la región y son detallados a continuación:

Tabla 9-11- Costo unitario de materiales

Descripción items		Costo Unit.
Tablon 1 1/2"	ml	\$ 328,59
Tirantes 3x3	ml	\$ 285,02
Caño PVC Ø160 x 6m	u	\$ 11.960,29
Cinta advertencia	ml	\$ 65,36
Arena	Tn	\$ 3.150,76
Piedra	Tn	\$ 3.993,96
Hormigón Elaborado H-21	m3	\$ 15.711,79
Hormigón Elaborado H-17	ml	\$ 15.033,63
Hierro ADN420	kg	\$ 245,08
Marco y Tapa Hierro Ductil	u	\$ 31.753,83
Caño Cloacal 110 mm x 3,2 mmx 6m	Unidad	\$ 8.047,66
Ramal 45° HHH red 160 mm x 110mm	Unidad	\$ 2.715,90
Ramal 45° HHH 110 mm x 110 mm	Unidad	\$ 2.172,72
Curvas a 45° MH 110 mm JE	Unidad	\$ 1.128,26
Cupla HH 110 mm	Unidad	\$ 927,04
Tapas H 110 mm JE	Unidad	\$ 555,81
Boca de Acceso para inspección cloacal con salida	Unidad	\$ 555,81
Hierro construcción diam. 8 mm para sujeción cañería	kg	\$ 245,08
Hormigón de piedra reforzado para sujeción cañería	m3	\$ 13.704,31
Provision de ripio	tn	\$ 3.171,77
Fenolicos	m2	\$ 1.561,28
Caño PVC Ø200 x 6m	u	\$ 28.341,13
Sika Monotop 107 seal	kg	\$ 264,46

9.4. Red cloacal.

El trazado de la red cloacal se definió en el capítulo 6 y 7, dejando en claro la característica de cada uno de sus elementos conformantes en los planos y documentos técnicos que conforman el anexo III y IV.

9.5. Costo de las diferentes propuestas.

A continuación, se adjuntará el costo estimado de la obra correspondiente a cada una de las propuestas (Tabla 9-12, Tabla 9-13, Tabla 9-14, Tabla 9-15). Hay que tener en cuenta que lo que se detalla a continuación son costos-costos o costo primo, correspondiente a la incidencia de los materiales, mano de obra y maquinaria para llevar adelante el proyecto.

Tabla 9-12- Costo-costo de propuesta 1

Item	Descripción	U	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Red CLOACAL				
1.1	Excavaciones y Rellenos				
1.1.1	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 0,80<Pf<1,20m a cielo abierto	m3	0,00	\$ 1.774,07	\$ -
1.1.2	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 1,20<Pf<2,00m a cielo abierto	m3	8060,01	\$ 1.951,86	\$ 15.732.023,12
1.1.3	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad > 2,00m a cielo abierto	m3	12345,37	\$ 6.163,82	\$ 76.094.699,35
1.2	Provisión, acarreo y colocación de cañerías de PVC-RCP, clase 6, de espesor standard, con aro de goma. Incluye accesorios.				
1.2.1	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm, con cama de arena	ml	6472,00	\$ 4.461,00	\$ 28.871.610,31
1.2.2	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm, con cama de arena y piedra partida	ml	4406,50	\$ 5.299,74	\$ 23.353.284,04
1.2.3	Tapado y compactación de zanja	m3	19459,36	\$ 1.526,20	\$ 29.698.826,12
1.3	Bocas de Registro (BR)				
1.3.1	Construcción de boca de registro de H <1,50m	u	29,00	\$ 133.705,80	\$ 3.877.468,16
1.3.2	Construcción de boca de registro de 1,50< H <2,50m	u	32,00	\$ 162.193,44	\$ 5.190.190,10
1.3.3	Construcción de boca de registro de H <2,50m	u	21,00	\$ 343.094,37	\$ 7.204.981,69
1.4	Conexiones Domiciliarias				
1.4.1	Conexión domiciliar corta	u	273,00	\$ 42.583,56	\$ 11.625.312,00
1.4.2	Conexión domiciliar larga	u	171,00	\$ 48.122,66	\$ 8.228.974,56
1.5	Prueba Hidráulica	gl.	1,00		\$ 92.941,51
SUBTOTAL RED CLOACAL (sin IVA)					\$ 209.970.310,95

Tabla 9-13- Costo- costo de propuesta 2- Rubro 1

ANALISIS DE COSTOS DE PROPUESTA 2

Item	Descripción	U	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Red CLOACAL				
1.1	Excavaciones y Rellenos				
1.1.1	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 0,80<Pf<1,20m a cielo abierto	m3	0,00	\$ 1.774,07	\$ 0,00
1.1.2	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 1,20<Pf<2,00m a cielo abierto	m3	8265,97	\$ 1.951,86	\$ 16.134.028,51
1.1.3	Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad > 2,00m a cielo abierto	m3	9436,89	\$ 6.163,82	\$ 58.167.337,82
1.2	Provisión, acarreo y colocación de cañerías de PVC-RCP, clase 6, de espesor standard, con aro de goma. Incluye accesorios.				
1.2.1	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm, con cama de arena	ml	5578,00	\$ 4.461,00	\$ 24.883.473,78
1.2.2	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm, con cama de arena y piedra partida	ml	3403,00	\$ 5.299,74	\$ 18.034.999,57
1.2.3	Tapado y compactación de zanja	m3	16424,46	\$ 1.526,20	\$ 25.066.969,40
1.2.4	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 200 mm, con cama de arena y piedra partida	ml	200,00	\$ 5.720,48	\$ 1.144.095,58
1.3	Bocas de Registro (BR)				
1.3.1	Construcción de boca de registro de H <1,50m	u	36,00	\$ 133.705,80	\$ 4.813.408,75
1.3.2	Construcción de boca de registro de 1,50< H <2,50m	u	31,00	\$ 162.193,44	\$ 5.027.996,66
1.3.3	Construcción de boca de registro de H <2,50m	u	14,00	\$ 343.094,37	\$ 4.803.321,12
1.4	Conexiones Domiciliarias				
1.4.1	Conexión domiciliaria corta	u	280,00	\$ 42.583,56	\$ 11.923.396,92
1.4.2	Conexión domiciliaria larga	u	273,00	\$ 48.122,66	\$ 13.137.485,71
1.5	Prueba Hidráulica				
1.5.1	Prueba Hidráulica	gl.	1,00	\$ 92.941,51	\$ 92.941,51
SUBTOTAL RED CLOACAL (sin IVA)					\$ 183.229.455,32

Tabla 9-14 -Costo- costo de propuesta 2- Rubro 2

ANALISIS DE COSTOS DE PROPUESTA 2

Item	Descripción	U	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
2 ESTACIÓN ELEVADORA					
2.1	Excavación a cielo abierto para estación elevadora a cualquier profundidad y en cualquier clase de terreno. Incluye tapado, compactación y depresión de napa y nivelación del predio.				
2.1.1	Excavación cámara húmeda y seca de EE	m3	20	\$ 26.353,06	\$ 527.061,27
2.1.2	Nivelación y terraplenamiento de predio EE	m3	21	\$ 3.743,11	\$ 78.605,25
2.2	Estructura civil: estructura de hormigón armado H20 para base, paredes, losa de EE y cámara seca, considerando su impermeabilizado.				
2.2.1	Estructura civil: estructura de hormigón armado H20 para base, paredes, losa de EE y cámara seca, considerando su impermeabilizado	gl	1	\$ 819.998,13	\$ 819.998,13
2.3	Provisión y colocación de electrobombas sumergibles.				
2.3.1	Provisión y colocación de electrobombas sumergibles.	u	2	\$ 842.618,18	\$ 1.685.236,36
2.5	Canastos y sistema de izaje.				
2.5.1	Canasto de acero inox.,correderas y sistema de izaje	u	1	\$ 308.128,46	\$ 308.128,46
2.5.2	Sistema de izaje de electrobombas (pórticos)	u	1	\$ 192.998,46	\$ 192.998,46
2.6	Sala de monitoreo y comando de estación elevadora.				
2.6.1	Cimiento, capa aisladora, mampostería, cubierta, revoques y revestimientos, contrapiso y piso, aislación y cielorraso, aberturas.	m2	24	\$ 75.855,00	\$ 1.820.520,00
2.7	Cerco perimetral.				
2.7.1	Postes olímpicos de hormigón armado, cordón perimetral de 30 cm de altura, alambre tejido calibre 13 romboidal con accesorios para su colocación, portón de ingreso a predio.	ml	80	\$ 3.829,81	\$ 306.384,80
2.8	Sistema de comando electromecánico para funcionamiento de E.E., incluida pilar y acometida eléctrica.				
2.8.1	Instalación eléctrica, tablero de maniobra de bombas, protecciones, pilar, bajada.	gl	1	\$ 4.500.000,00	\$ 4.500.000,00
SUBTOTAL RED CLOACAL (sin IVA)					\$ 10.238.932,73

Tabla 9-15- Costo- costo de propuesta 2- Rubro 3 y Costo Final

ANÁLISIS DE COSTOS DE PROPUESTA 2

Item	Descripción	U	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
3 CAÑERÍA DE IMPULSIÓN					
3.1	Excavaciones y Rellenos				
3.1.1	Excavación en cualquier clase de terreno y a cualquier profundidad, incluye tapado y compactación de zanjas a cielo abierto.	m3	300	\$ 1.774,07	\$ 532.220,68
3.2	Provisión, acarreo y colocación de cañería de PVC- clase 6 diam. 110 mm. incluye piezas especiales				
3.2.1	Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 110 mm, con cama de arena	m	400	\$ 8.047,66	\$ 3.219.062,87
3.3	Construcción de cámara de inspección				
3.3.1	Cámaras de inspección de cañería a presión	u	4	\$ 160.446,96	\$ 641.787,83
SUBTOTAL CAÑERÍA DE IMPULSION (sin IVA)					\$ 4.393.071,38

COSTO-COSTO PROPUESTA 2

\$ 197.861.459,43

9.6. Conclusión sobre costos-costos.

Se concluyó que la mejor alternativa para la extensión de la red cloacal en Hersilia es la propuesta 2.

El mismo proyecto contempla una estación elevadora nueva, pero a la vez, tiene como ventaja el menor monto de obra.

La diferencia de costos radica principalmente en el movimiento de suelo. La propuesta 1 tiene mayor movimiento de suelo a más de 2 metros de profundidad, con lo cual, debido a la posible presencia de agua, eleva los costos de ejecución de obra.

9.7. Consideración de coeficiente de resumen para determinación de precio final de obra.

Para obtener el coeficiente de resumen de la obra se consideró:

- Gastos generales (entran en consideración imprevistos, seguridad, honorarios a terceros, entre otros).
- Beneficio
- Impuestos
- Costo financiero

Dicho coeficiente y costo final de obra fue calculado en Tabla 9-16.

Tabla 9-16- Precio final de obra y coeficiente de resumen

Descripción		Montos en \$	C.R
(1) COSTO COSTO - PROPUESTA 2		\$ 197.861.459,43	1,0000
GASTOS GENERALES			
% de (1)	7%	\$ 13.850.302,16	0,0700
(2) SUBTOTAL		\$ 13.850.302,16	0,0700
BENEFICIOS			
% de (1)+(2)	10%	\$ 21.171.176,16	0,1070
GASTOS FINANCIEROS			
% de (1)+(2)	4,50%	\$ 9.527.029,27	0,0482
(3) SUBTOTAL		\$ 30.698.205,43	0,1552
(4) TOTAL COSTO DIRECTO (COSTO-COSTO+ SUBTOTALES (2) (3))		\$ 242.409.967,03	1,2252
IMPUESTOS			
IVA			
% de (4)	21%	\$ 50.906.093,08	0,2573
INGRESOS BRUTOS			
% de (4)	3,50%	\$ 8.484.348,85	0,0429
(5) TOTAL IMPUESTOS		\$ 59.390.441,92	0,3002
(6) TOTAL COSTO DIRECTO + IMPUESTOS		\$ 301.800.408,95	1,5253

CAPITULO 10. GESTIÓN DE RIESGO E IMPACTO AMBIENTAL

Con la finalidad de realizar un estudio de impacto ambiental sobre el proyecto en cuestión, se desarrolló el presente capítulo.

En correspondencia con el marco legal vigente, en este caso, Ley N° 11.717 (2003) el presente trabajo pretende cumplir con dichas exigencias.

Dicha ley, propone que las personas físicas o jurídicas responsables de proyectos, obras o acciones que afectan o sean susceptibles de afectar el medio ambiente, están obligados a presentar ante la Secretaría de Medio Ambiente de la Provincia de Santa Fe un estudio e informe de evaluación del impacto ambiental de todas sus etapas. Se deberá realizar un estudio de: categorización de obras y actividades, riesgo presunto, localización, escala, peligrosidad, cantidad de residuos que se generen, consumo energético, entre otras cosas.

A continuación, se menciona la normativa que tiene incumbencia dentro de los alcances del proyecto y una sinopsis de lo que modera o regula:

- *Legislación Nacional*
 - Constitución Nacional, artículo 41 y artículo 43: Marco general para el dictado de leyes de protección ambiental.
 - Ley N° 25.675: Ley General de Ambiente. Limita los requisitos mínimos de protección y gestión ambiental. Establece también los principios de la Política Ambiental para toda la Nación Argentina.
 - Ley 24.051. Ley de Residuos Peligrosos. Reglamenta el tratamiento que deben realizar todas las actividades que generen Residuos Peligrosos. Define el termino de Residuo Peligroso y regula su tratamiento.
 - Ley 25.612. Ley de Gestión Integral de Residuos Industriales y de Actividades de Servicios. Es un complemento de la Ley N° 24.051, en ella se establecen presupuestos mínimos de protección ambiental sobre una gestión integral de residuos de origen industrial y de actividades de servicio.

- *Legislación Provincial*
 - Ley N° 11.717. Ley de Medio Ambiente y Desarrollo Sustentable: tiene por objeto establecer los principios rectores, para preservar, conservar, mejorar y recuperar el medio ambiente, los recursos naturales y la calidad de vida de la población.
 - Decreto N° 0101/03, Ley N° 11.717: complemento de dicha ley que reglamenta los artículos 12,18,19,20,21 y 26 de la misma. El decreto establece de forma inobjetable definiciones para que no puedan existir interpretaciones diferentes en temas puntuales. Además, fija la obligatoriedad de la realización de los estudios de impacto ambiental y correspondiente evaluación de impacto ambiental, para todos los proyectos que puedan ser capaces de modificar el medio ambiente.
 - Decreto N° 1.844/02, Ley N° 11.717: se refiere a residuos peligrosos y define términos como generador de residuos peligrosos, actividad generadora, almacenador transitorio, cuerpo receptor, gestión integral de residuos peligrosos, planta de tratamiento, insumo, planta de disposición final,

- operador, residuo y residuo peligrosos, riesgo inherente a la actividad y peligrosidad. De esta manera excluye la ambigüedad de interpretación de términos.
- Decreto N° 388/00, Ley N° 11.717: se refiere a residuos patológicos, ya que, en la provincia de Santa Fe, se tratan de manera separada a los residuos peligrosos, al contrario de la Nación que los trata en forma conjunta. Establece la responsabilidad del generador con respecto a los residuos que genera y a su disposición final, como así también las características técnicas, las responsabilidades y deberes que debe cumplir el generador, el transportista, las plantas de tratamiento y los rellenos sanitarios o predios de disposición final.
 - Ley N° 11.220. Ley de Privatización de DIPOS. La ley crea un ente de regulación (ENRESS) que será el controlador de las empresas concesionarias de los servicios de provisión de agua, desagües cloacales y pluviales. Fija que las reglamentaciones existentes seguirán vigentes hasta que el nuevo ente de control dicte nuevas resoluciones.
 - Resolución N° 1.089/82 (ENRESS). Reglamenta los vertidos de efluentes.

10.1. Fórmula de categorización

Según la ley n° 11.717 (2003), se aplicó la Fórmula de Categorización, para categorizar los proyectos industriales, a fin de determinar si amerita la realización de un estudio de impacto ambiental.

$$FC = ER + CA + R + D + Lo \quad (10.1)$$

ER: Efluentes y Residuos:

Tipo 0

- Gaseosos: componentes naturales del aire (incluido vapor de agua); gases de combustión de gas natural.

-Líquidos: agua sin aditivos a temperatura ambiente.

-Sólidos y semisólidos: asimilables a domiciliarios.

Tipo 1

-Gaseosos: gases de combustión de hidrocarburos líquidos.

- Líquidos: agua de proceso con aditivos y agua de lavado que no contengan residuos peligrosos o que no pudiesen generar residuos peligrosos. Provenientes de plantas de tratamiento en condiciones óptimas de funcionamiento.

-Sólidos y semisólidos: resultantes de tratamiento de efluentes líquidos de tipo 0 y/o 1. Otros que no contengan residuos peligrosos o de establecimientos que no pudiesen generar residuos peligrosos.

Tipo 2

- Gaseosos: Todos los no comprendidos en los tipos 0 y 1.

-Líquidos: con residuos peligrosos, o que pudiesen generar residuos peligrosos. Que posean o deban poseer más de un tratamiento.

-Sólidos y/o Semisólidos: que puedan contener sustancias peligrosas o pudiesen generar residuos peligrosos.

De acuerdo al tipo de Efluentes y Residuos generados, el parámetro ER adoptó los siguientes valores:

Tipo 0: se le asigna el valor 0

Tipo 1: se le asigna el valor 3

Tipo 2: se le asigna el valor 6

Según el tipo de actividad corresponde en este caso el "Tipo 2" en su fase operativa, y "Tipo 1" en su fase constructiva, por lo tanto, se asignó el valor 6 para la fase operativa y valor 3 para la fase constructiva.

CA (Clasificación de Actividad):

Este parámetro corresponde a la clasificación internacional de actividades Según Ley N°11.717 (2003):

-Durante la construcción: Standard 3

Tabla 10-1- Extracto de tabla de clasificación internacional de actividades.

452.4	Construcción, reforma y reparación de redes	3
452.40	Construcción, reforma y reparación de redes de electricidad, de gas, de agua, de telecomunicaciones, de petróleo y gas y de otros servicios	3
	(Incluye la construcción, reforma y reparación de redes de electricidad, de gas, de agua, de telecomunicaciones, etc.)	3

Nota. Reproducido de ANEXO II, Decreto Reglamentario de la Ley N°11.717 (2003), Decreto N° 0101 (p.36)

"Los emprendimientos o actividades listadas en el Anexo II con el Standard 3 se considerarán como Categoría 3, debiendo presentar los emprendimientos el Formulario de Presentación y el Estudio de Impacto Ambiental." (Ley 11.717, Decreto 0101, 2003, Pag. 6)

-Durante el funcionamiento: Standard 2

Tabla 10-2- Extracto de tabla de clasificación internacional de actividades.

9000.2	Servicios de depuración de aguas residuales industriales y domiciliarias, alcantarillado y cloacas	2
--------	----------------------------------------------------------------------------------------------------	---

Nota. Reproducido de ANEXO II, Decreto Reglamentario de la Ley N°11.717 (2003), Decreto N° 0101 (p.63)

"Los emprendimientos o actividades listadas en el Anexo II con el Standard 2 serán analizados en función de la información aportada en el Formulario de Presentación, pudiendo ser encuadradas en cualquiera de las tres categorías." (Ley 11.717, Decreto 0101, 2003, Pag. 6). En este caso corresponde una asignación de 5 puntos según la normativa vigente.

R (Riesgo):

Se consideró los riesgos específicos de la actividad, que puedan afectar directa o indirectamente a la población y al medio ambiente.

Tabla 35: Tabla de valoración según tipo de riesgo

Tabla 10-3- Valoración según tipo de riesgo

TIPO DE RIESGO	VALORACION
ACUSTICO	0 – 1
APARATOS SOMETIDOS A PRESION	0 – 1
SUSTANCIAS QUIMICAS	0 – 1
EXPLOSION	0 – 1
INCENDIO	0 – 1
OTROS	0 – 1

Nota. Reproducido de ANEXO IV, Decreto Reglamentario de la Ley N°11.717 (2003), Decreto N° 0101 (p.69)

Ninguno de los riesgos detallados se encuentra presente en este proyecto en altas probabilidades de ocurrencia y que además implique un potencial peligro para la población y/o medio ambiente, por lo tanto, se asignó el valor 0.

*D (Dimensionamiento):

Revela o da idea de la envergadura del emprendimiento.

Tabla 10-4- Valores según la envergadura del proyecto

DOTACION PERSONAL	VALOR	POTENCIA INSTALADA (HP)	VALOR	SUP. CUB(M2) / SUP.TOTAL (M2)	VALOR
<15	0	<25	0	<0.2	0
16-50	1	26-100	1	0.21-0.50	1
51-150	2	101-500	2	0.51-0.81	2
151-500	3	>500	3	0.81-1.00	3
>500	4				

Nota. Reproducido de ANEXO IV, Decreto Reglamentario de la Ley N°11.717 (2003), Decreto N° 0101 (p.69)

El personal estimado en cuestión es menor a 15, se utilizan equipos eléctricos de menos de 25 HP y la superficie cubierta del proyecto es mucho menor a la superficie de cobertura total, por lo tanto, se asigna el valor 0.

*Lo (Localización):

Tabla 10-5- Valores según la zona de emplazamiento y servicios presentes en el lugar del proyecto.

ZONA	VALOR	CARENCIA DE SERVICIOS	VALOR
Parque Industrial	0	Agua	0.5
Industrial y Rural	1	Cloaca	0.5
Otras Zonas	2	Luz	0.5
Urbana	3	gas	0.5

Nota. Reproducido de ANEXO IV, Decreto Reglamentario de la Ley N°11.717 (2003), Decreto N° 0101 (p.69)

La Carencia de Servicios se refiere a la falta de redes de distribución o provisión de dichos servicios ya sea público o privado.

El proyecto en cuestión se ubica en zona urbana, y carece justamente de servicio tanto de cloaca, agua y gas, por lo tanto, se asignó el valor 4,5 en su fase constructiva y 4 en su fase operativa.

Se aplica la Fórmula De Categorización en dos etapas, durante la construcción de la obra y luego durante el funcionamiento normal del local. Dicha fórmula es una combinación de diversos parámetros, los cuales representan efectos cuantificables a los fines de categorizar las distintas actividades.

- Durante la construcción o fase constructiva:

$$FC = 3 + 3 + 0 + 0 + 4,5 = 10,5 \quad (10.2)$$

- Durante el funcionamiento o fase operativa:

$$FC = 6 + 2 + 0 + 0 + 4 = 12 \quad (10.3)$$

Según la Fórmula de Categorización, los emprendimientos o actividades se pueden dividir en 3 categorías. Si el resultado de dicha fórmula es mayor a 10 y menor que 25, estamos ante un caso de Establecimientos de 2° categoría.

Por lo tanto, se consideró lo siguiente:

Categoría 2: de mediano impacto ambiental, cuando pueden causar impactos negativos moderados, afectando parcialmente al ambiente, pudiendo eliminarse o minimizarse sus efectos mediante medidas conocidas y fácilmente aplicables, asimismo, cuando su funcionamiento constituye un riesgo potencial y en caso de emergencias descontroladas pueden llegar a ocasionar daños moderados para la población, el ambiente o los bienes materiales. (Ley 11.717, Decreto 0101, 2003, Pág. 7)

Consecuentemente el proyecto que nos concierne queda eximido de la presentación del Formulario de Presentación y la Declaración Ambiental para la etapa constructiva y de funcionamiento.

En tanto considerando que los mayores impactos ambientales se confecciona una Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental aplicando el Método PROGNOS II de Evaluación de Impacto Ambiental mediante el Desarrollo de Matrices Semicuantitativas, adaptado para evaluar el Impacto de la Obra sobre el Medio Receptor.

10.2. Elaboración de la matriz.

Para el análisis se utilizó el método Prognos II de evaluación de impacto ambiental mediante el desarrollo de matrices semicuantitativas. Dicho método fue desarrollado por Kaczan y Gutierrez.

A fin de elaborar dicha matriz, según Kaczan (2009), primeramente, se deben identificar las acciones impactantes y los factores ambientales del entorno susceptibles a recibir impacto.

En función del periodo en consideración, se establecen dos relaciones, una de ellas las acciones susceptibles de producir impactos durante la fase de construcción y la otra, acciones que pueden ser causas de impactos en la fase operativa del proyecto.

A la hora de identificar las acciones y sus efectos, estos deben quedar determinados al menos en intensidad, extensión, persistencia, reversibilidad y momento en que intervienen en el proceso.

Teniendo en cuenta esto es que se concluyeron las siguientes acciones:

- Fase constructiva. Dicha fase a su vez se divide en dos tareas, una de ellas es la construcción de la red de gravedad para la evacuación de aguas residuales y la otra es la construcción de la estación elevadora con su red de impulsión a presión. De igual manera, aunque son dos actividades constructivas diferentes, las acciones impactantes son prácticamente las mismas y se mencionan a continuación:
 - Demolición de vías de acceso, haciendo referencia tanto a veredas como calles.
 - Remoción de vegetación.
 - Excavación de zanjas.
 - Movimiento de suelo extraído y disposición final.
 - Excavación de pozos para bocas de registros.
 - Construcción de boca de registros.
 - Acopio de áridos.
 - Acopio de cañerías, sus complementos y materiales en general.
 - Relleno y compactación de zanjas.
 - Reconstrucción de vías de acceso.
 - Restitución de vegetación removida anteriormente.
 - Generación de polvo y vibraciones en propiedades privadas, producto de los trabajos a realizar.
 - Instalación eléctrica en la estación elevadora.
- Fase operativa. Las acciones impactantes para este caso son:
 - Limpieza y mantenimiento de bocas de registros y cañerías de la red.
 - Limpieza de canasto de la E.E.
 - Disposición final de los residuos generados a través de la limpieza y mantenimientos de los diferentes elementos constitutivos de la red.
 - Mantenimientos del predio de la nueva estación elevadora.

- Monitoreo del líquido tratado. Si bien el proyecto abarca solo la extensión de la red cloacal, y no la construcción de nuevos sistemas de tratamientos de efluentes, es menester un seguimiento de las condiciones de vuelco del líquido tratado, ya que las fluctuaciones de volumen a causa de dicha extensión, puede provocar alteraciones en las condiciones de vuelco.

Una vez identificadas las acciones impactantes del proyecto, se procede a identificar los factores impactados del ambiente, con la finalidad de detectar aspectos medioambientales cuyos cambios motivados por las acciones del proyecto supongan modificaciones ya sean de impacto positivo o negativos sobre los mismos.

Los componentes considerados del medio factibles a ser impactados fueron:

- Medio físico:
 - Medio inerte
 - Aire
 - Suelo
 - Agua superficial
 - Agua subterránea
 - Medio biótico
 - Flora
 - Fauna
 - Medio perceptual
 - Paisaje
- Medio socioeconómico:
 - Medio sociocultural
 - Usos del territorio
 - Infraestructura
 - Higiene y seguridad. Como es de esperarse una obra de tamaño magnitud, implica movimientos de maquinarias pesadas, lo cual pone en riesgo la integridad tanto de la población como de los obreros, entre otras cosas.
 - Medio económico:
 - Generación de puestos de trabajo de forma directa o indirecta.
 - Influencia sobre los comercios no relacionados al proyecto en cuestión.

10.2.1. Explicación del uso de la matriz semicuantitativa “Prognos II”.

La Matriz Causa-Efecto (Tabla 10-6) consiste en una tabla de doble entrada. En la intersección de cada fila con las diferentes columnas, se originarán casilleros en los cuales resultará posible describir, mediante la utilización de criterios y pesos diferentes para cada variable utilizada, las características de cada impacto. Al no existir metodologías universalmente aceptadas y de uso común, se adopta en la presente evaluación el siguiente criterio para la valoración de los impactos.

Tabla 10-6- Esquema de la matriz a utilizar.

IMPACTO SOBRE:	COMPONENTE DEL MEDIO FACTIBLE DE SER				
	IMPACTADO				
ACCIONES					
		X.....Y			
				+1CSMAN	

Signo: Positivo cuando es beneficioso, Negativo cuando es perjudicial y Probable, pero difícil de calificar sin estudios específicos

Probabilidad o Riesgo de Ocurrencia: entendiéndose como probabilidad que los impactos se presenten (clasificada como Cierta o Posible).

Duración: clasificada como Temporal o “corta” (que se presenta por lo general durante la etapa constructiva del proyecto), Recurrente (cuando vuelve a suceder o aparecer con intermitencias) y Permanente (que se manifiesta durante toda la vida del proyecto)

Término de Ocurrencia: es el momento en que se produce el impacto (se califica como Inmediato, Mediato y a Largo Plazo).

Reversibilidad: se considera que el impacto es Reversible (a corto, mediano o largo plazo) cuando el elemento perturbado retorna a sus condiciones iniciales, e Irreversible cuando se debe generar una nueva condición ambiental.

Extensión Areal: es el territorio involucrado, clasificado como Focalizado, Local, Regional y Global, cuando se extiende a todo el territorio nacional.

Necesidad de Monitorear los Efectos Considerados: se considera la necesidad o no, de monitorear los efectos generados por las acciones desarrolladas

A modo resumen, se adjunta la Tabla 10-7.

Una vez confeccionada la matriz (anexo VI), se procedió a cuantificar en forma porcentual directa, los impactos positivos, negativos y difíciles de evaluar en la etapa considerada.

Asimismo, se cuantificó y se expresó en forma porcentual las distintas características de los impactos positivos y negativos analizados.

10.3. Análisis cuantitativo de los impactos.

A continuación, en la Tabla 10-8, se realizó un análisis cuantitativo de los impactos. Seguido de esto, en la Tabla 10-9 se visualiza el total de casilleros de la matriz de impacto ambiental analizados y el porcentaje de impacto o incidencia que cada uno de ellos tiene sobre los componentes del medio. Por último, la Tabla 10-10, es una discriminación de impactos, analizados de manera separada los que impactan de manera positiva de los que impactan de manera negativa.

10.4. Análisis de resultados

Puede observarse que claramente el proyecto en cuestión tiene impacto sobre el ambiente en el que se desarrolla. Rotundamente, la mayor parte de los impactos se suceden durante el periodo de construcción o fase constructiva, dejando un efecto residual nulo, o de escasa gravedad. En su fase operativa, el proyecto disminuye el número de impactos sobre el medio,

ya que el número de acciones impactantes disminuye. Se puede decir que el proyecto se adapta de manera favorable al entorno.

El proyecto en cuestión, busca resolver el problema de contaminación generado por las aguas domiciliarias, mediante una red de gravedad e impulsión que dirigen dicho efluente a lagunas de tratamientos, de manera tal, que en ningún momento el agua de consumo, posea contacto con el medio hasta su posterior tratamiento.

Teniendo en consideración que el proyecto solo trata de la extensión de red cloacal, y no del dimensionamiento de los sistemas de tratamiento, sino solo de una verificación de las dimensiones de las mismas, se puede concluir que la ejecución del mismo no presenta influencia significativa en el medio ambiente, ya que los impactos generados ocurren en lapsos muy cortos, focalizados en su gran mayoría y no es necesaria tareas de monitoreo por actividades negativas.

Se concluye que la obra es totalmente factible desde el punto de vista medio-ambiental.

Tabla 10-7- Discriminación de los impactos según sus características.

DISCRIMINACIÓN DE LOS IMPACTOS SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS		
ORDEN SECUENCIAL EN EL CASILLERO DE LA MATRIZ	CARACTERÍSTICA DEL IMPACTO	SÍMBOLO UTILIZADO EN LA MATRIZ
1	SIGNO	(+) - Positivo (-) - Negativo
2	IMPORTANCIA	(1) – Menor (2) – Mediana (3) – Mayor
3	PROBABILIDAD O RIESGO DE OCURRENCIA	(C) – Cierta (P) – Posible
4	DURACIÓN	(T) – Temporaria (V) - Recurrente (S) - Permanente
5	TÉRMINO DE OCURRENCIA	(E) – Inmediato (M) – Mediato (L) - A largo plazo
6	REVERSIBILIDAD	(B) – Reversible a corto plazo (D) – Reversible a mediano plazo (H) – Reversible a largo plazo (I) – Irreversible (K) - No considerado
7	EXTENSIÓN AREAL	(F) – Focalizada (A) – Local (R) – Regional (G) – Global
8	NECESIDAD DE MONITOREAR LOS EFECTOS CONSIDERADOS	(Y) – Si (N) – No

Tabla 10-8- Cómputo de impacto

Evaluados	191	No evaluados	157
EVALUADOS			
Total positivos	57	Total negativos	134
Total X--Y	0		
IMPORTANCIA			
Positivos menores	11	Negativos menores	87
Positivos medianos	12	Negativos medianos	42
Positivos mayores	34	Negativos mayores	5
RIESGO DE OCURRENCIA			
Ocurrencia cierta (+)	57	Ocurrencia cierta (-)	38
Ocurrencia posible (+)	0	Ocurrencia posible (-)	96
DURANCION			
Temporaria (+)	31	Temporaria (-)	126
Recurrente (+)	0	Recurrente (-)	8
Permanente (+)	26	Permanente (-)	0
TÉRMINO DE OCURRENCIA			
Inmediato (+)	32	Inmediato (-)	123
Mediato (+)	18	Mediato (-)	11
Largo plazo (+)	7	Largo plazo (-)	0
REVERSIBILIDAD			
Reversible a corto plazo (+)	5	Reversible a corto plazo (-)	77
Reversible a mediano plazo (+)	2	Reversible a mediano plazo (-)	47
Reversible a largo plazo (+)	10	Reversible a largo plazo (-)	9
Irreversible (+)	0	Irreversible (-)	1
No considerado (+)	40	No considerado (-)	0
EXTENSION AREAL			
Focalizada (+)	10	Focalizada (-)	104
Local (+)	47	Local (-)	30
Regional (+)	0	Regional (-)	0
Global (+)	0	Global (-)	0
NECESIDAD DE MONITOREAR			
Si (+)	7	Si (-)	4
No (+)	50	No (-)	130

Tabla 10-9- Total de casilleros analizados y porcentaje de impacto

Elementos analizados	Total	% Casilleros	% Impactos
Casilleros de la matriz			
Nº de casilleros que DEMANDAN evaluación	191	54.89%	---
Nº de casilleros que NO DEMANDAN Evaluación	157	45.11%	---
Cantidad total de Casilleros	348	100.00%	---
Impactos			
Positivos	57	---	29.84%
Negativos	134	---	70.16%
X--Y	0	---	0.00%
Total de casilleros	191	---	100.00%

Tabla 10-10- Discriminación de impactos

Discriminación de los impactos positivos				Discriminación de los impactos negativos			
Escala de evaluación	Total	%	Control	Escala de evaluación	Total	%	Control
Importancia				Importancia			
Menor (1)	11	19.30%	100.00%	Menor (1)	87	64.93%	100.00%
Mediana (2)	12	21.05%		Mediana (2)	42	31.34%	
Mayor (3)	34	59.65%		Mayor (3)	5	3.73%	
Probabilidad o Riesgo de Ocurrencia				Probabilidad o Riesgo de Ocurrencia			
Cierta (C)	57	100.00%	100.00%	Cierta (C)	38	28.36%	100.00%
Posible (P)	0	0.00%		Posible (P)	96	71.64%	
Duración				Duración			
Temporaria (T)	31	54.39%	100.00%	Temporaria (T)	126	94.03%	100.00%
Recurrente (V)	0	0.00%		Recurrente (V)	8	5.97%	
Permanente (P)	26	45.61%		Permanente (P)	0	0.00%	
Término de ocurrencia				Término de ocurrencia			
Inmediato (E)	32	56.14%	100.00%	Inmediato (E)	123	93.89%	100.00%
Mediato (M)	18	31.58%		Mediato (M)	8	6.11%	
A largo plazo (L)	7	12.28%		A largo plazo (L)	0	0.00%	
Extensión areal				Extensión areal			
Focalizada (F)	10	17.54%	100.00%	Focalizada (F)	104	77.61%	100.00%
Local (A)	47	82.46%		Local (A)	30	22.39%	
Regional (R)	0	0.00%		Regional (R)	0	0.00%	
Global (G)	0	0.00%		Global (G)	0	0.00%	
Reversibilidad				Reversibilidad			
A corto plazo (B)	5	8.77%	100.00%	A corto plazo (B)	77	57.46%	100.00%
A mediano plazo (D)	2	3.51%		A mediano plazo (D)	47	35.07%	
A largo plazo (H)	10	17.54%		A largo plazo (H)	9	6.72%	
Irreversible (I)	0	0.00%		Irreversible (I)	1	0.75%	
No considerado (K)	40	70.18%		No considerado (K)	0	0.00%	
Necesidad de monitoreo				Necesidad de monitoreo			
Si (Y)	7	12.28%	100.00%	Si (Y)	4	2.99%	100.00%
No (N)	50	87.72%		No (N)	130	97.01%	

CONCLUSIÓN

Las obras básicas de sanidad en las poblaciones pequeñas de Argentina se encuentran poco desarrolladas. Esto se debe al gran costo que hay que hacer frente cada vez que se plantea una obra de tamañas dimensiones en relación a la cantidad de población.

En el caso particular de Hersilia, se presenta un proyecto que tiene como principal virtud ser totalmente ejecutable y amigable con el medio ambiente.

Desde el punto de vista económico, se han realizado comparaciones de éste índole con otras poblaciones cercanas en donde se encuentran desarrollándose tendidos de servicios de cloacas y son de similares características.

En cuanto a lo personal, se logró sentar las bases para un posible desarrollo de dicho proyecto, y de esta manera mejorar la calidad de vida de los habitantes de la localidad de Hersilia en su zona oeste.

Es importante el desarrollo de esta red Cloacal, ya que la localidad se abastece de agua potable a través de pozos superficiales. Hoy en día, Hersilia se encuentra con el problema de que los pozos de captación para el tratamiento de agua potable, están altamente contaminados. Desarrollando la ampliación de red cloacal se erradicaría la utilización de pozos absorbentes, uno de los focos contaminante de agua subterránea.

Académicamente, se cumplen con los objetivos previstos de ampliar el conocimiento sobre un tema específico y desarrollar criterios a la hora de gestar proyectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bacchiega J. D., Bertoni J.C., Maza J. A. (2003). Poder judicial de la Provincia de Santa Fe. Anexo V- Dinámica Hídrica de la Cuenca del Río Salado. Pericia hidráulica correspondiente al Expediente N° 1341/2003.
- Boidi, Marco (2014). Unidad 4 "Abastecimiento de Agua Potable". Ingeniería Sanitaria. Facultad Regional Rafaela, Universidad Tecnológica Nacional, Rafaela.
- COFAPyS (1993). Consejo Federal de Agua Potable Y Saneamiento. Normas de estudio, Criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes. 1° Edición. Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos, Argentina.
- Cuadri, Nestor P. (2004). Instalaciones Sanitarias. 7° Edición. Cesarini Hermanos Editores. Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina.
- Dirección Nacional de Agua potable y Saneamiento (2017). Subsecretaría de Recursos Hídricos, Secretaría de Obras Públicas, Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Presidencia de la Nación. Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento. 2° versión. www.argentina.gob.ar/sites/default/files/interior_agua_plan_agua_saneamiento.pdf.
- Grundfos (2020). Manual de bombeo de aguas residuales 1° edición. Grundfos aguas residuales.
- IPEC (2007). Instituto Provincial de Estadísticas y Censos, Subsecretaría de Planeamiento y Gestión, Ministerio Coordinador. Estadísticas Mensuales ISSN 0323-7991. www.santafe.gov.ar/index.php/web/content/download/37503/191357/file/boletin_abril.pdf
- Kaczan, Leonardo (2009). Evaluación de impacto ambiental. Maestría en ingeniería ambiental, Dirección de Posgrado, Facultad Regional Santa Fe. Universidad Tecnológica Nacional, Santa Fe.
- Ley N° 11.717 (2003). Ley de Medio Ambiente y Desarrollo Sustentable. Decreto reglamentario N° 0101. Gobierno de la Provincia de Santa Fe.
- Metcalf y Eddy (1994). Ingeniería sanitaria, redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales. 2° Edición. Editorial Labor, S.A. Colombia.
- Metcalf Y Eddy (1995). Ingeniería de aguas residuales. 3° Edición. Mc Graw Hills. Madrid.
- Morales Nava J. G., Parra Meza A. (2013). Mejora al Método Usual de Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Ingeniería Hidráulica y Ambiental. Vol. XXXIV (34). Pág. 3-18.
- Superintendencia de Riesgos de Trabajo (2014). Ministerio de Empleo y Seguridad Social. Resolución N° 503/2014. Buenos Aires. <https://www.argentina.gob.ar/normativa/nacional/resoluci%C3%B3n-503-2014-227747/texto>

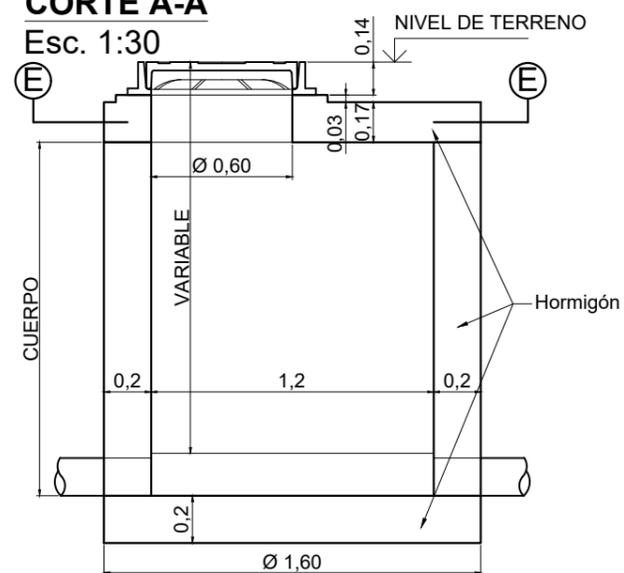
ANEXO I

Detalles de Red Cloacal existente

EN CALZADA

CORTE A-A

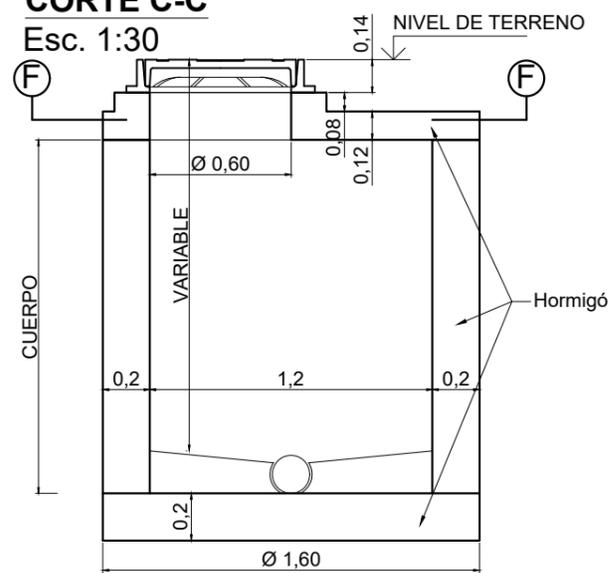
Esc. 1:30



EN VEREDA

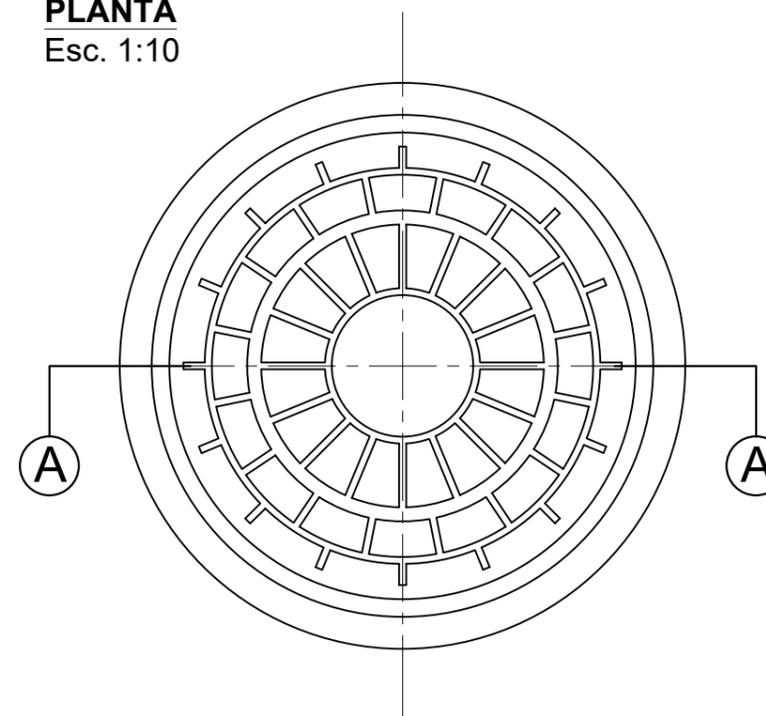
CORTE C-C

Esc. 1:30



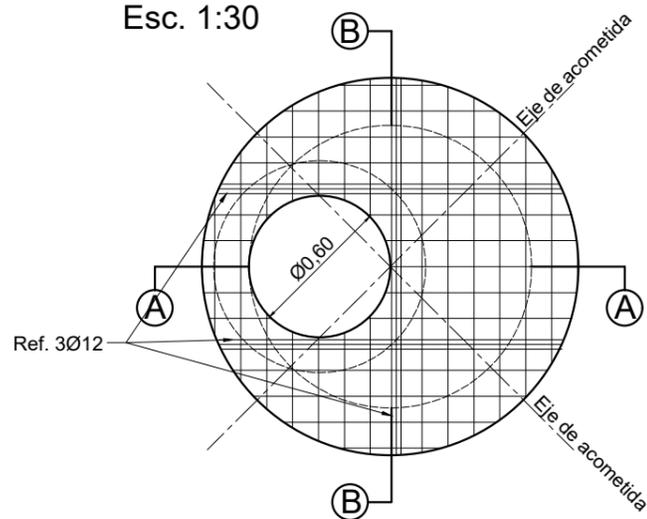
PLANTA

Esc. 1:10



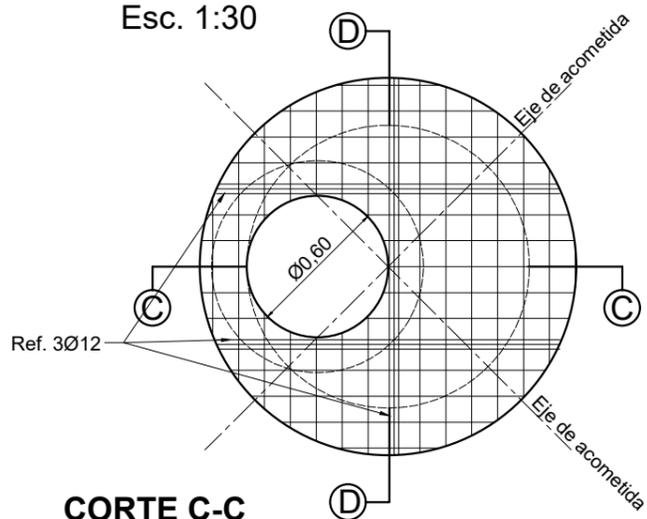
PLANTA POR E-E

Esc. 1:30



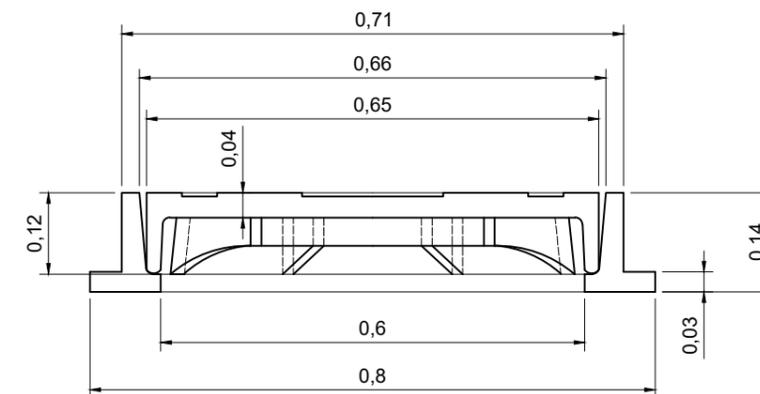
PLANTA POR E-E

Esc. 1:30



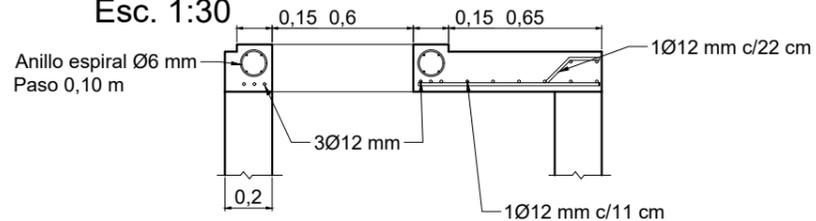
CORTE A-A

Esc. 1:10



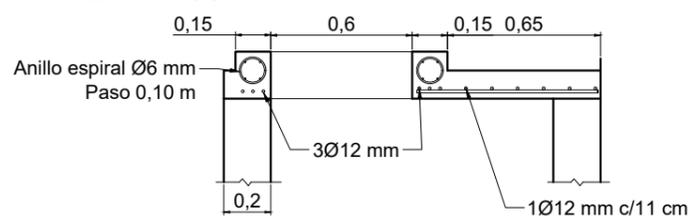
CORTE A-A

Esc. 1:30



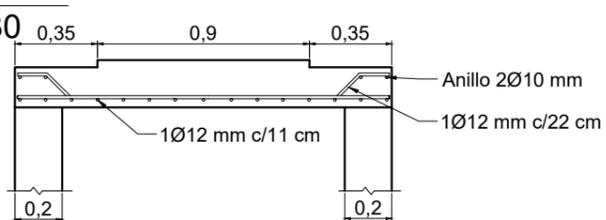
CORTE C-C

Esc. 1:30



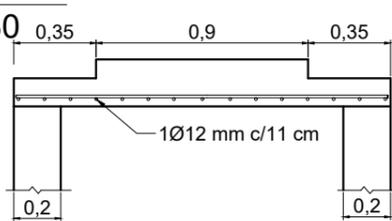
CORTE B-B

Esc. 1:30



CORTE D-D

Esc. 1:30



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA

EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)

RED CLOACAL EXISTENTE
Detalles de boca de registro

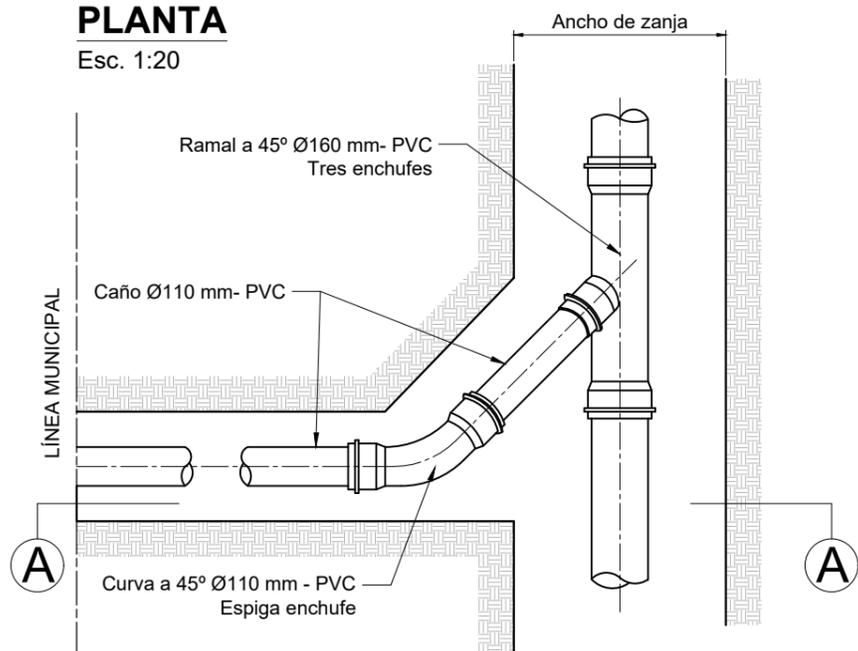
Catedra: PROYECTO FINAL
Alumno: BREGY, Alejandro

02

CONEXIÓN DOMICILIARIA EN VEREDA O CALZADA HASTA 2,50 m DE PROFUNDIDAD

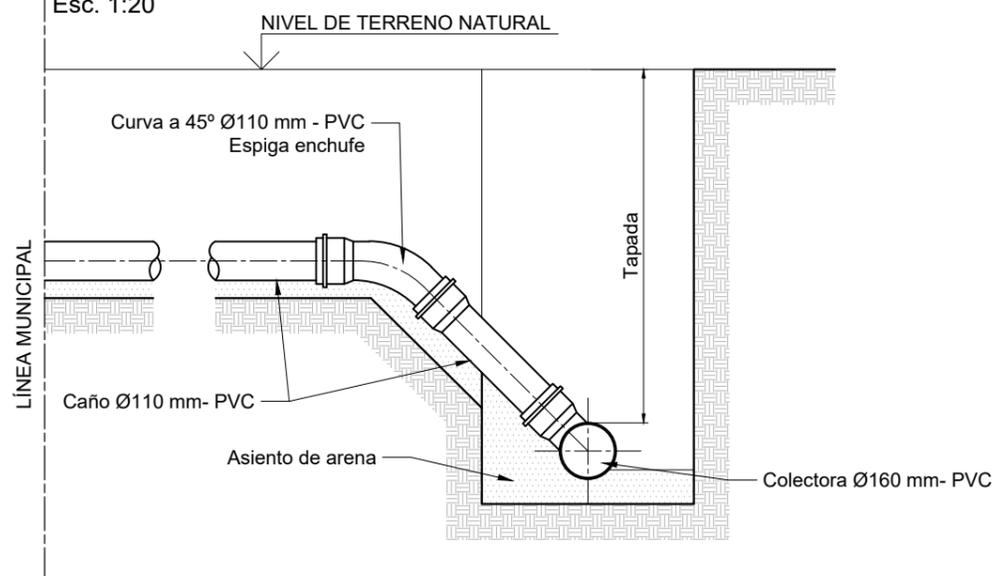
PLANTA

Esc. 1:20



CORTE A-A

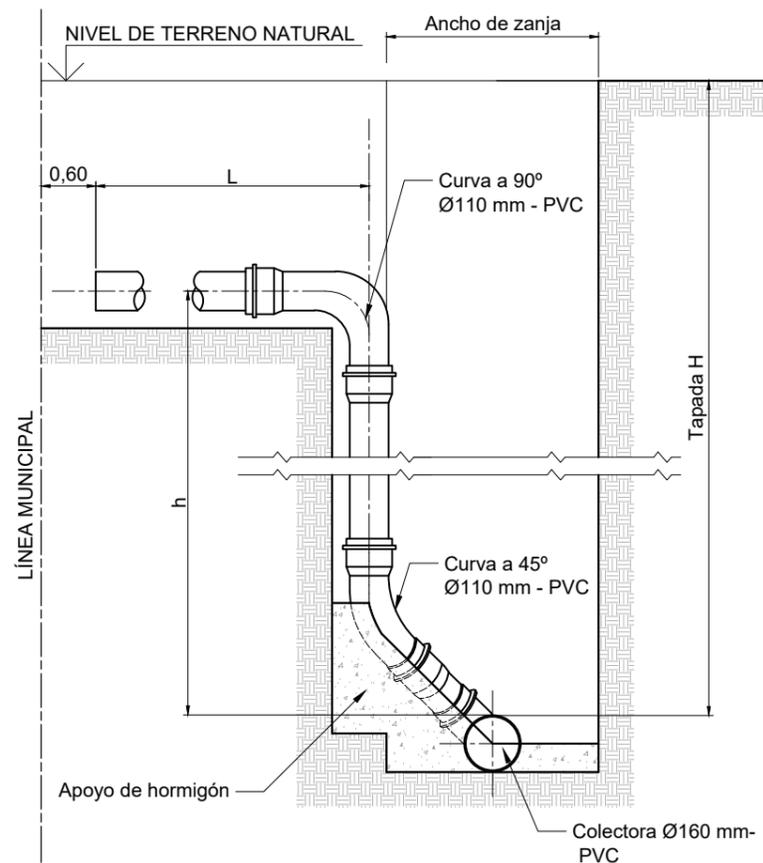
Esc. 1:20



CONEXIÓN DOMICILIARIA EN VEREDA O CALZADA DE MÁS 2,50 m DE PROFUNDIDAD

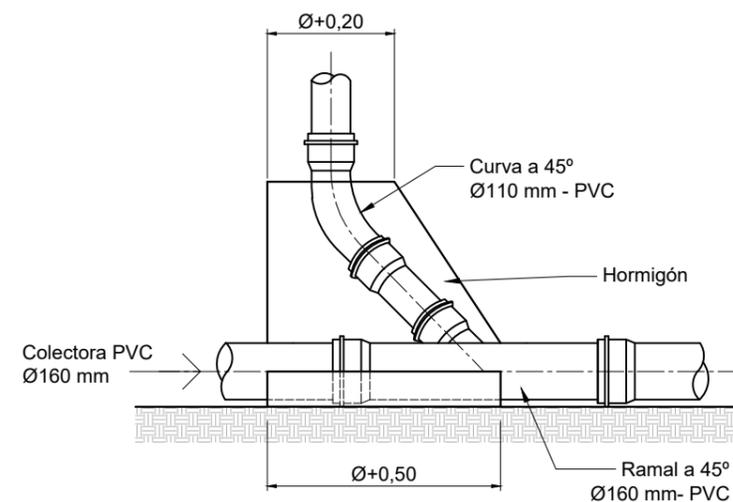
CORTE

Esc. 1:20



VISTA LATERAL

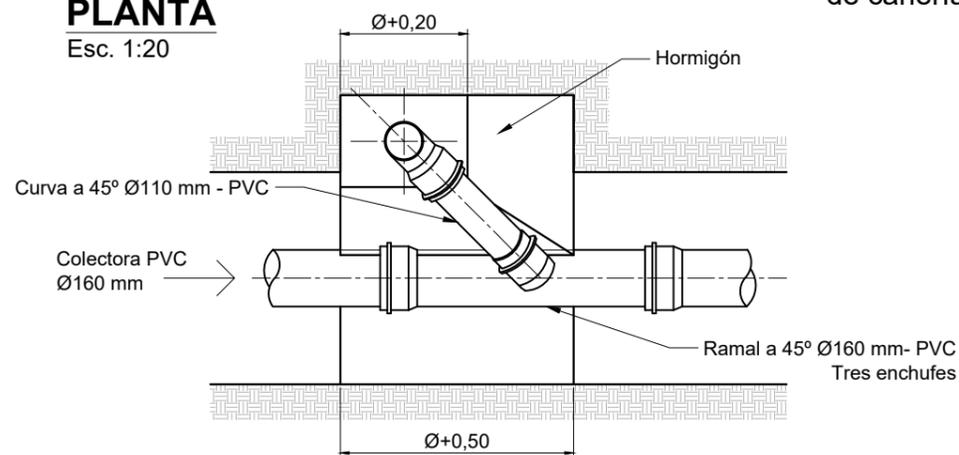
Esc. 1:20



NOTA: para liquidar el acarreo y la colocación de cañería se considerarán las longitudes h y L.

PLANTA

Esc. 1:20



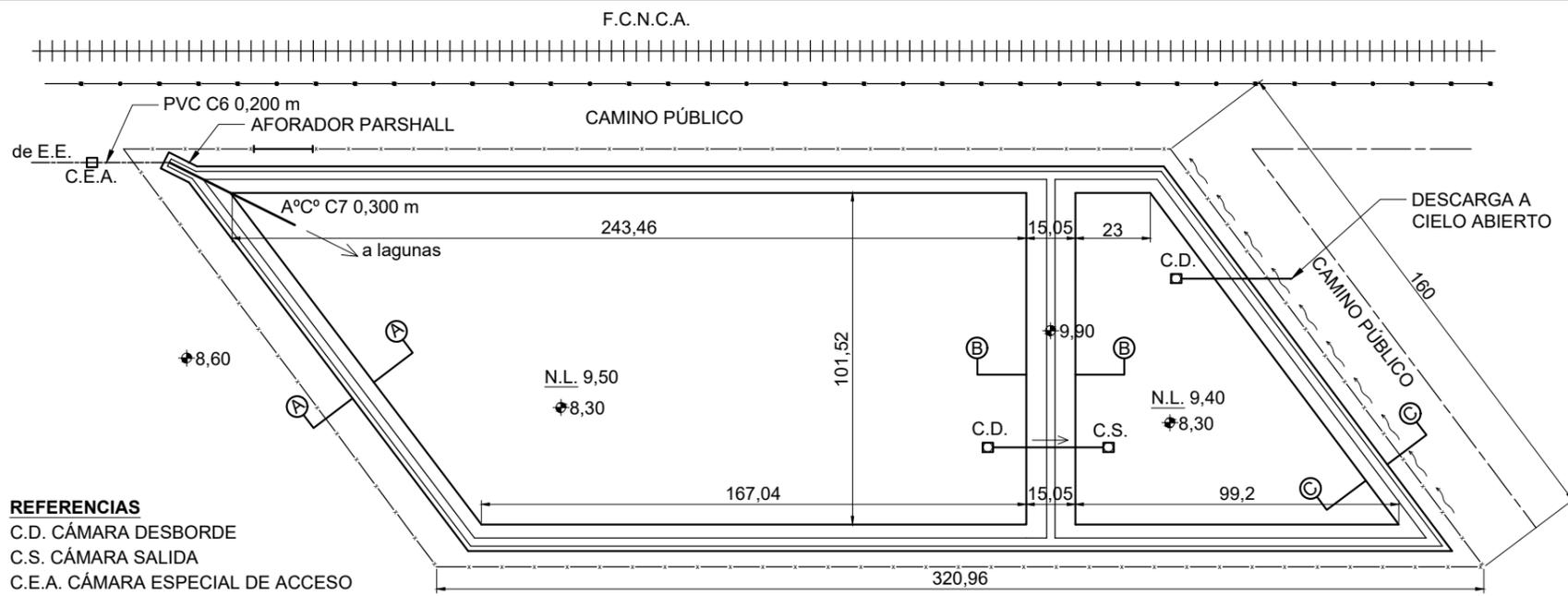
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA

EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)

RED CLOACAL EXISTENTE
Detalle de conexiones domiciliarias

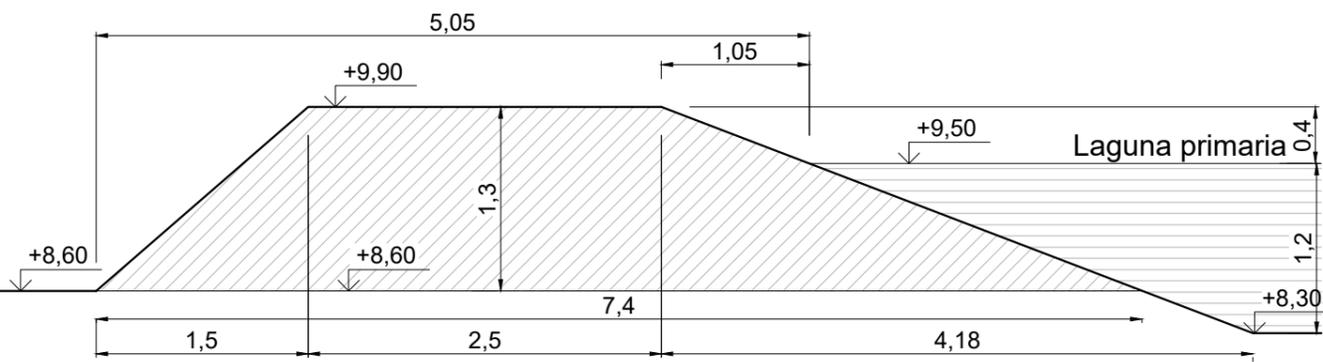
Catedra: PROYECTO FINAL
Alumno: BREGY, Alejandro

03



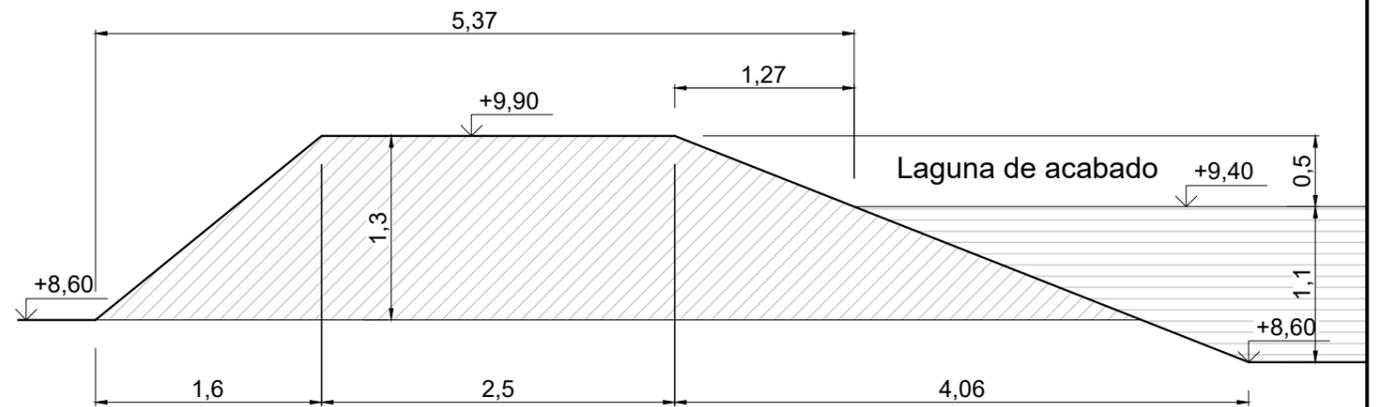
PLANTA

Esc. 1:200



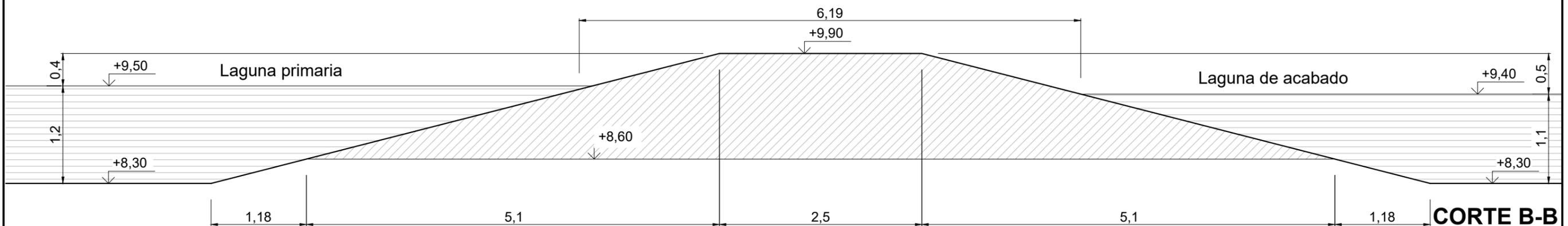
CORTE A-A

Esc. 1:50



CORTE C-C

Esc. 1:50



CORTE B-B

Esc. 1:50



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA

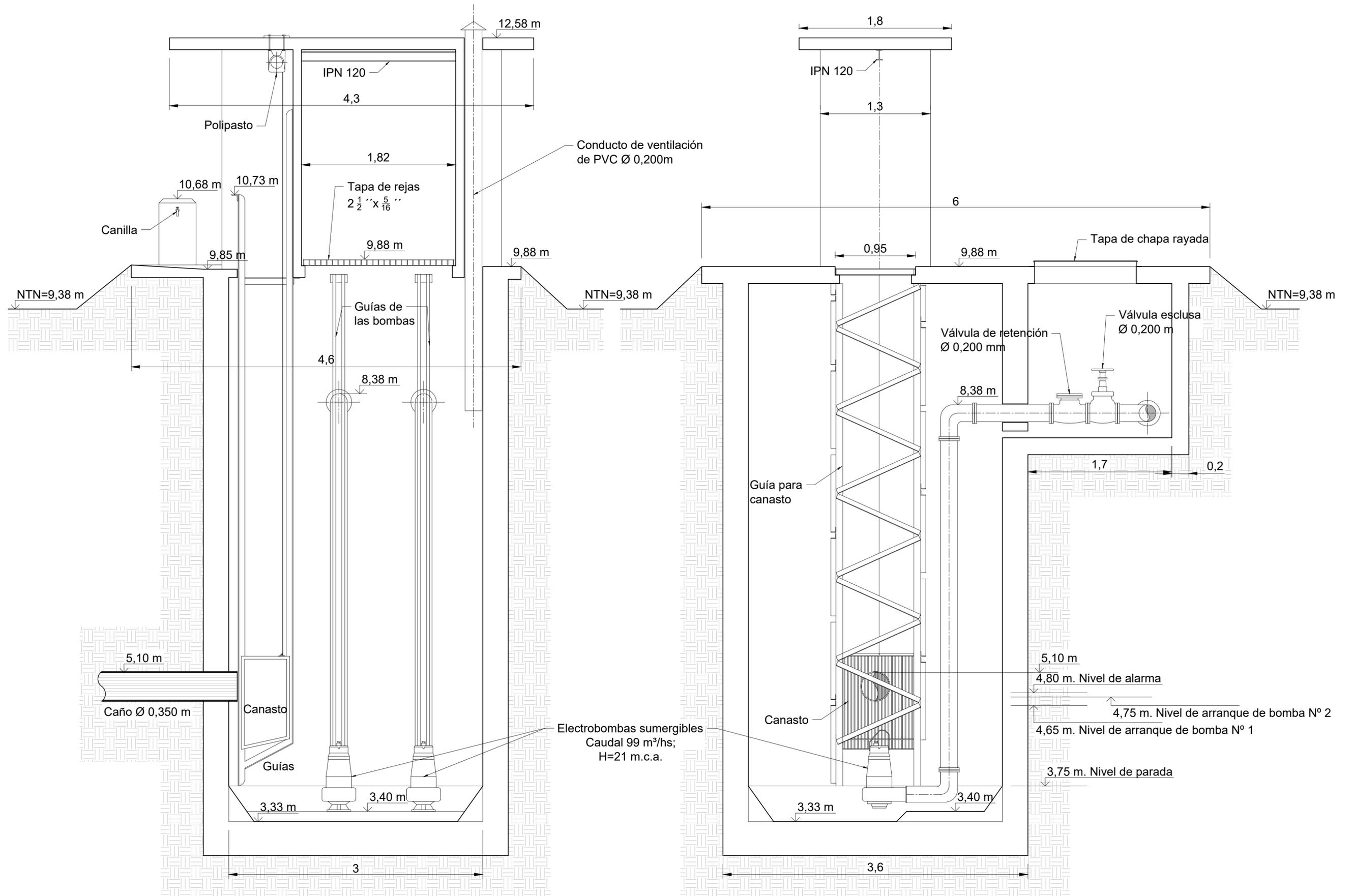
EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)

RED CLOACAL EXISTENTE
Detalle de lagunas estabilizadoras

Catedra: PROYECTO FINAL

Alumno: BREGY, Alejandro

04

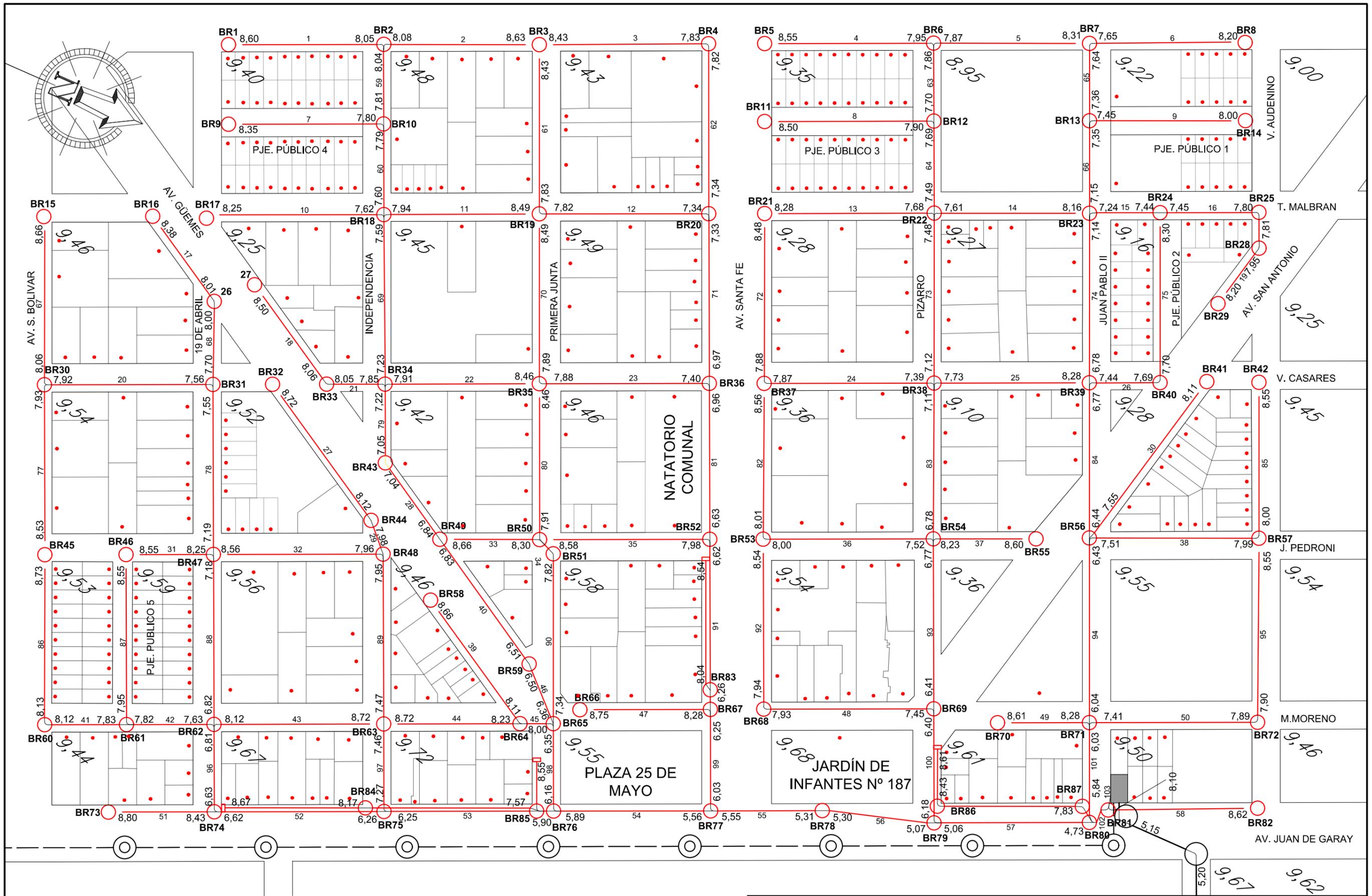


ANEXO II

Topografía

ANEXO III

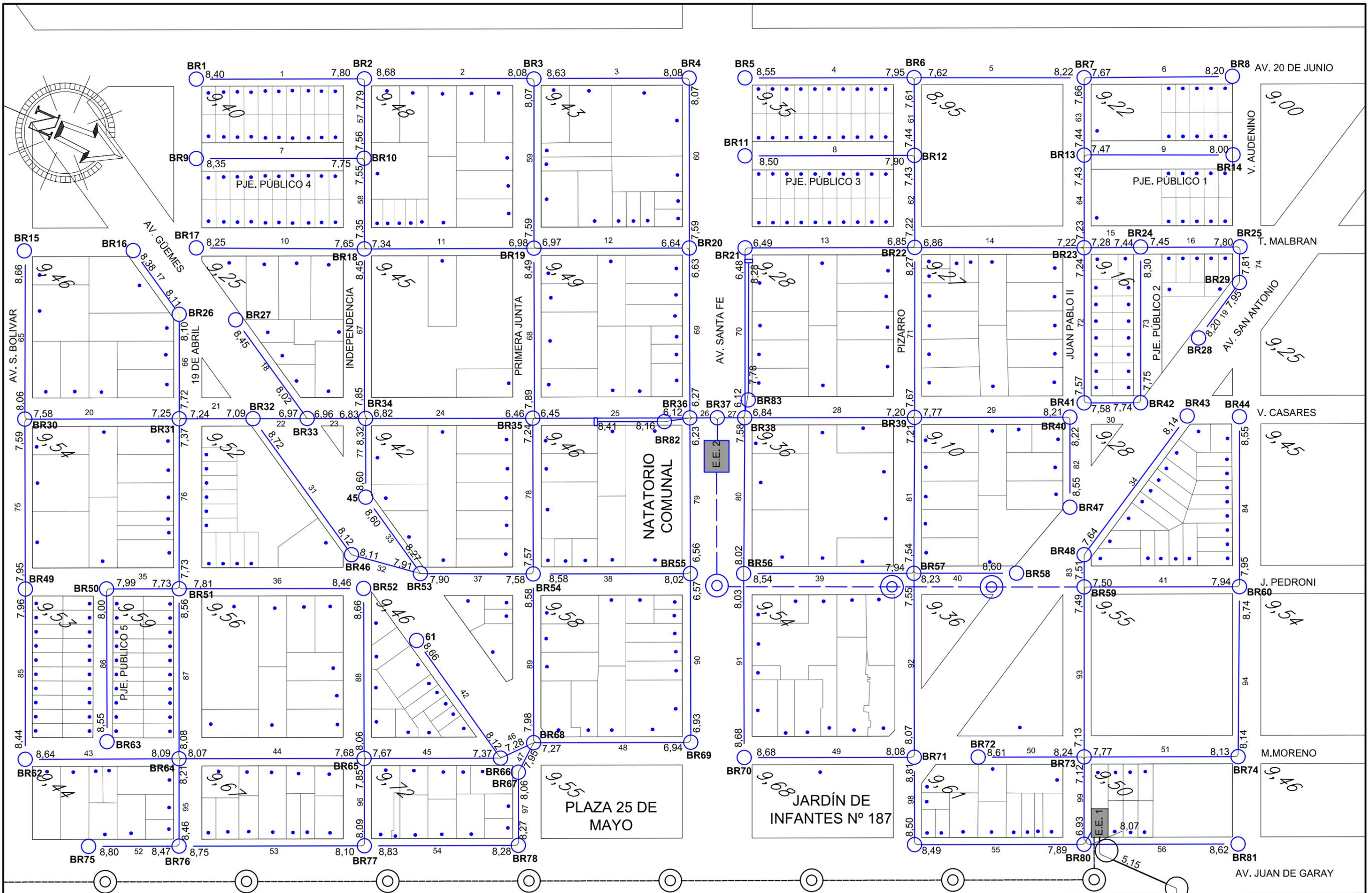
Dimensionamiento de la red cloacal



REFERENCIAS Esc 1:2500

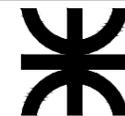
- COLECTORA Ø160 mm, PVC JE Cloacal
- BR() BOCA DE REGISTRO (numeración)
- 7.79 COTA INTRADOS
- ⊙ CÁMARA ESPECIAL DE ACCESO (impulsión)
- Nº NUMERACIÓN DE TRAMO DE CONDUCTO
- 9.65 COTA DEL TERRENO

 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA	EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)	
	PROPUESTA 1: RED CLOACAL.	Catedra: PROYECTO FINAL Alumno: BREGY, Alejandro



REFERENCIAS Esc 1:2500

- COLECTORA Ø160 mm, PVC JE Cloacal
- ⊙ CÁMARA ESPECIAL DE ACCESO (impulsión)
- BR() BOCA DE REGISTRO (numeración)
- Nº NUMERACIÓN DE TRAMO DE CONDUCTO
- 7.79 COTA INTRADOS
- 9.65 COTA DEL TERRENO



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA

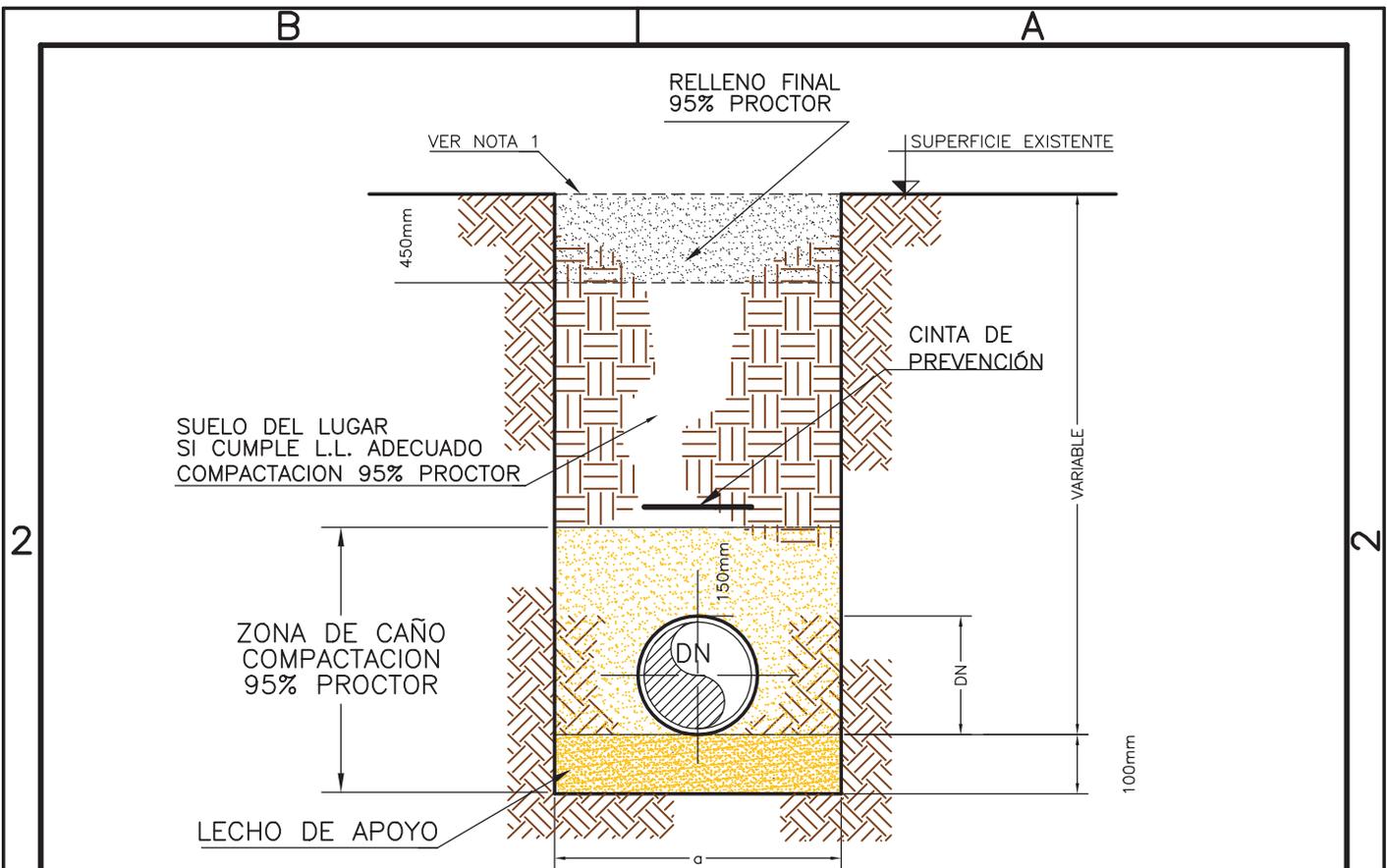
EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)

PROPUESTA 2: RED CLOACAL.

Catedra: PROYECTO FINAL

Alumno: BREGY, Alejandro

08



ZONA DE CAÑO
COMPACTACION
95% PROCTOR

LECHO DE APOYO

DN [mm]	a [mm]
80	500
100	500
150	600
200	600
250	700

DN [mm]	a [mm]
300	700
400	800
500	900
600	1000
>700	DN+500

REFERENCIAS:

a – ANCHO DE ZANJA

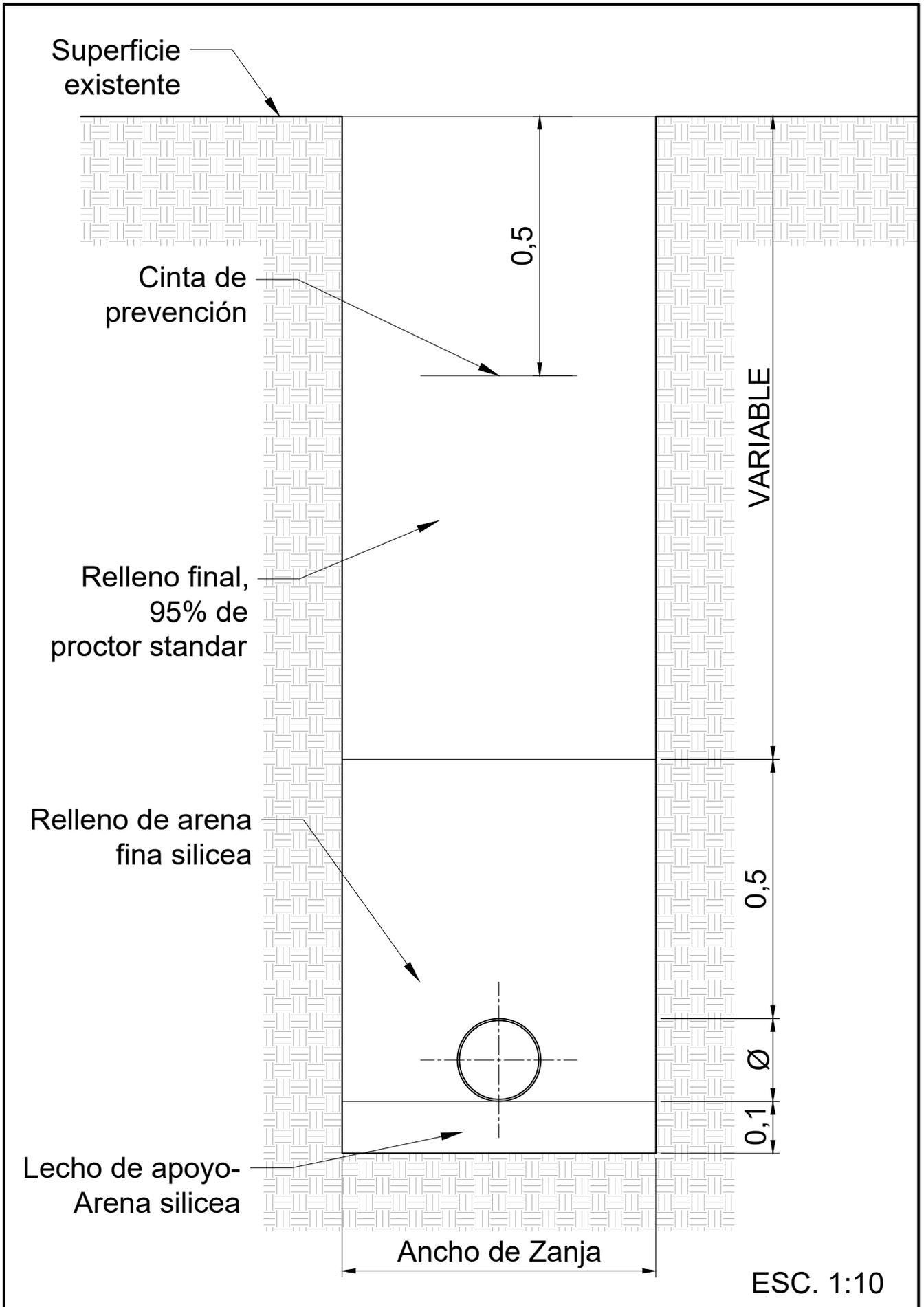
- 1.- La superficie debera ser reconstruida de acuerdo a las especificaciones tecnicas
- 2.- La distancia "a" corresponde a la distancia minima libre entre las paredes de la zanja a la altura del intrados de la caneria De ser necesario entibamiento, se efectuara el sobreechanco correspondiente.

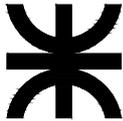


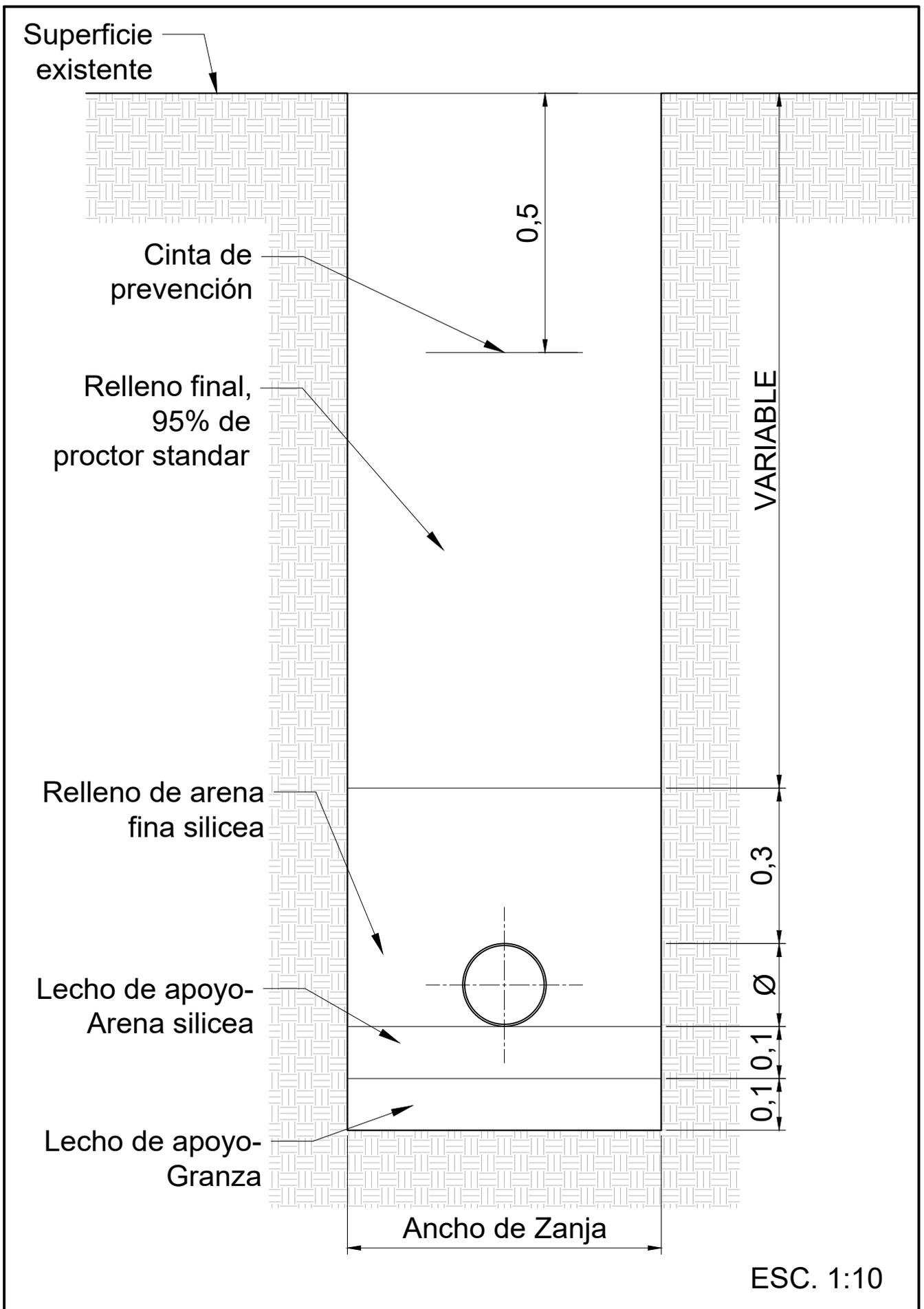
**Gerencia
Infraestructura**

Estudios y Proyectos Norte

SERVICIO: AGUA – CLOACAS			
DESCRIPCION: ZANJA CANERIAS AGUA Y CLOACA SECCION TIPICA			
PLANO: T I P O			
REEMPLAZADO POR:		REEMPLAZA A:	
GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: Ing. Marisa Mottura			FECHA: SET 16
			ESCALA: S/E
DIBUJO: HuNic	PROYECTO: HUGO ALESSANDRIA	REVISION:	A-01-1



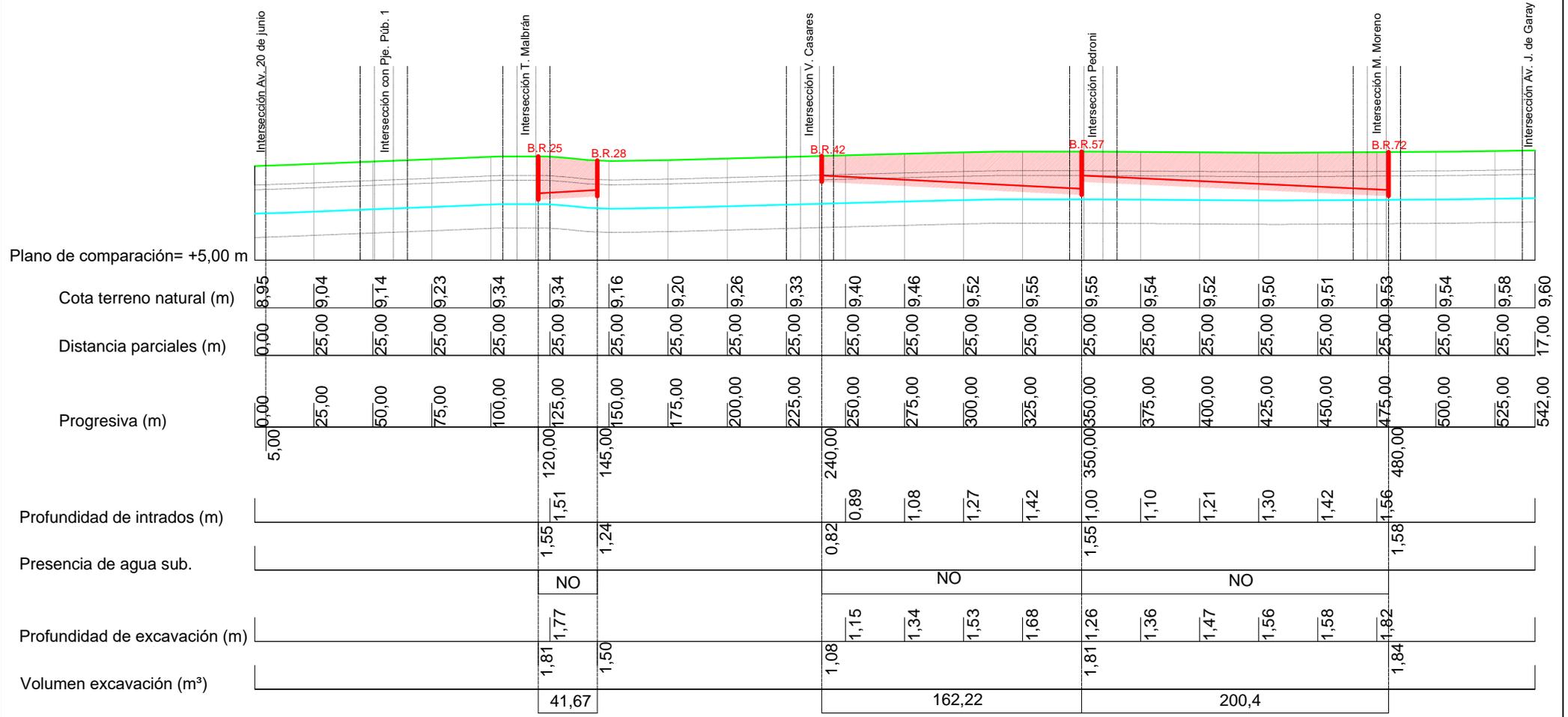
 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA	EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)		09
	DETALLE DE ZANJEO SIN PRESENCIA DE AGUA SUBTERRANEA	Catedra: PROYECTO FINAL Alumno: BREGY, Alejandro	



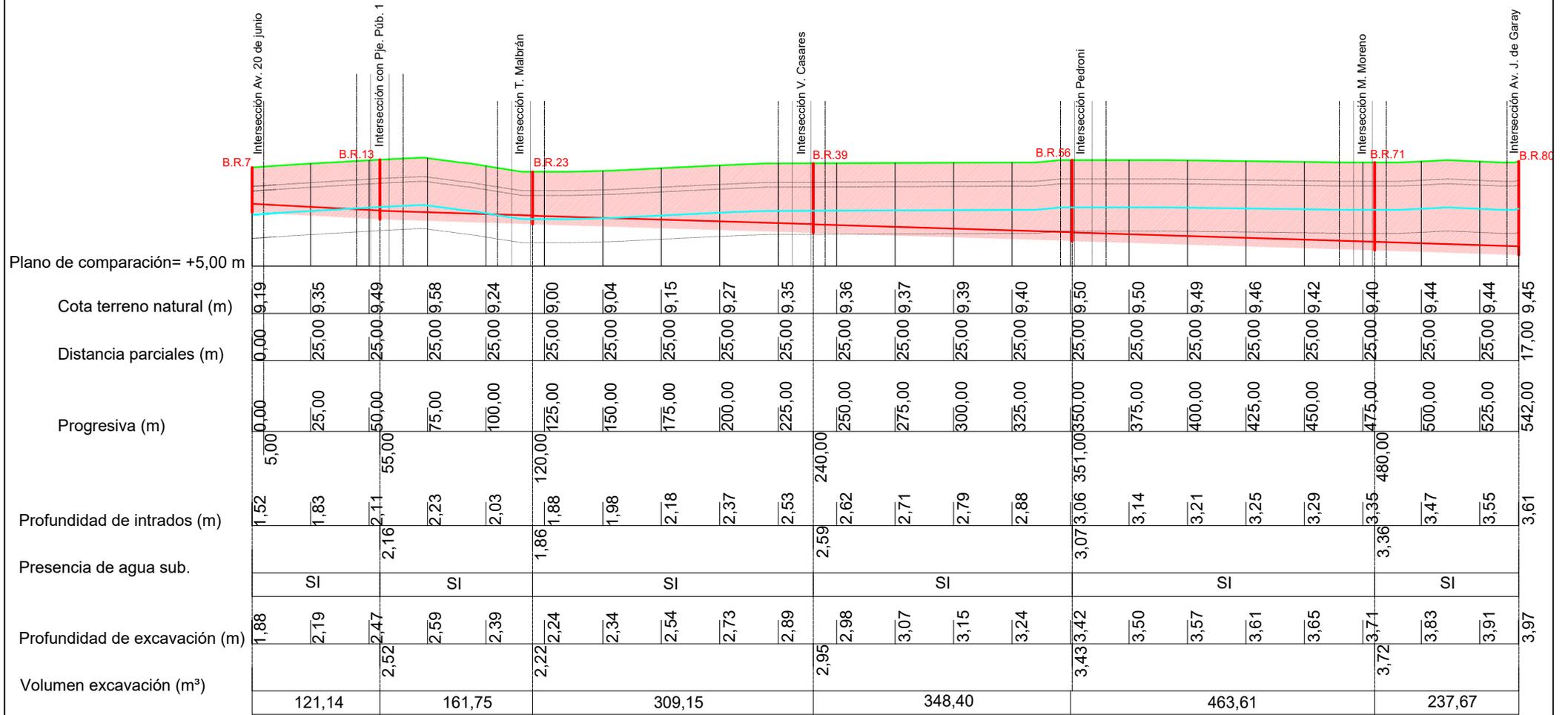
Planialtimetría

Propuesta 1

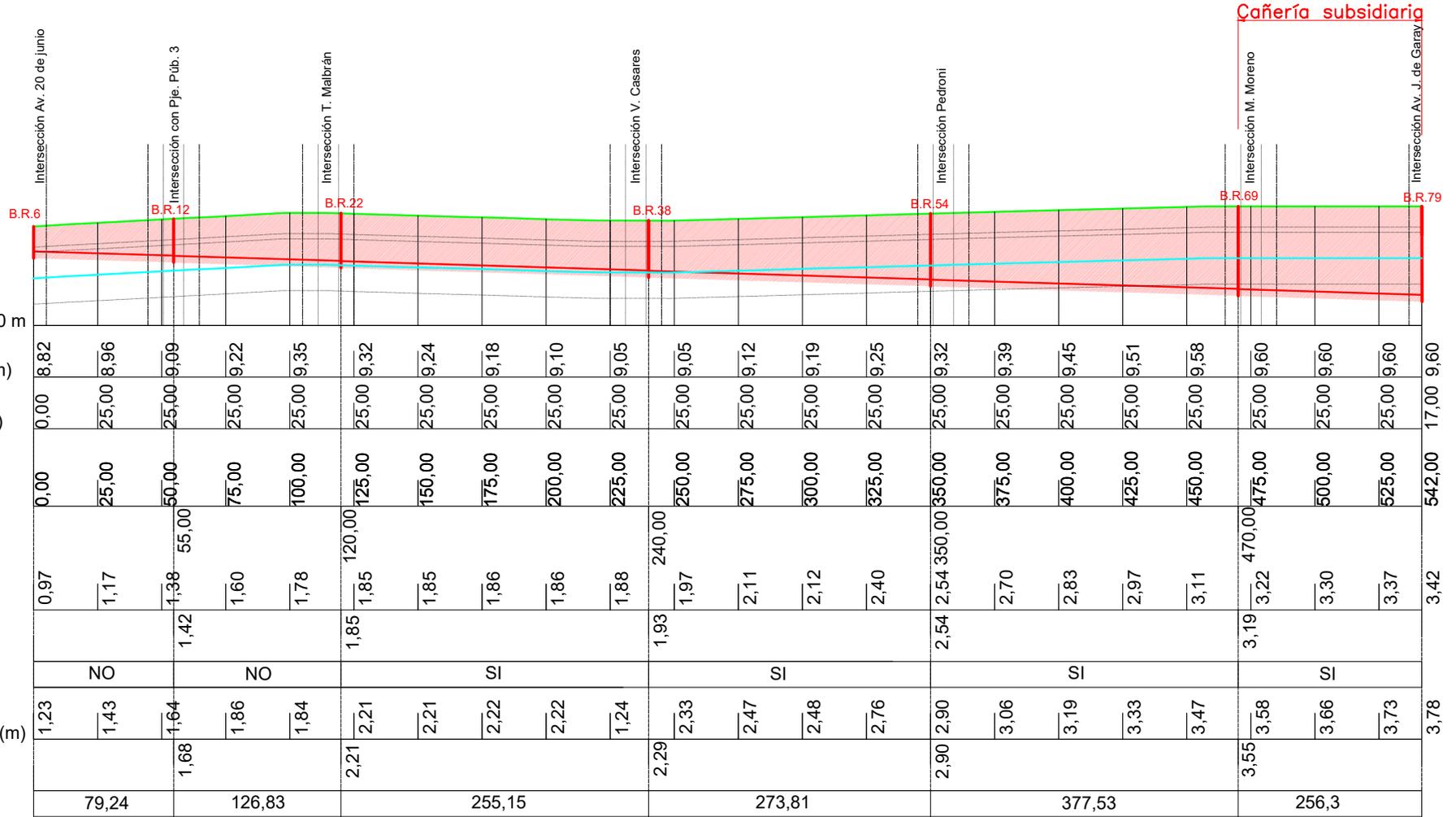
V. Audenino- Proyecto 1



Juan Pablo II

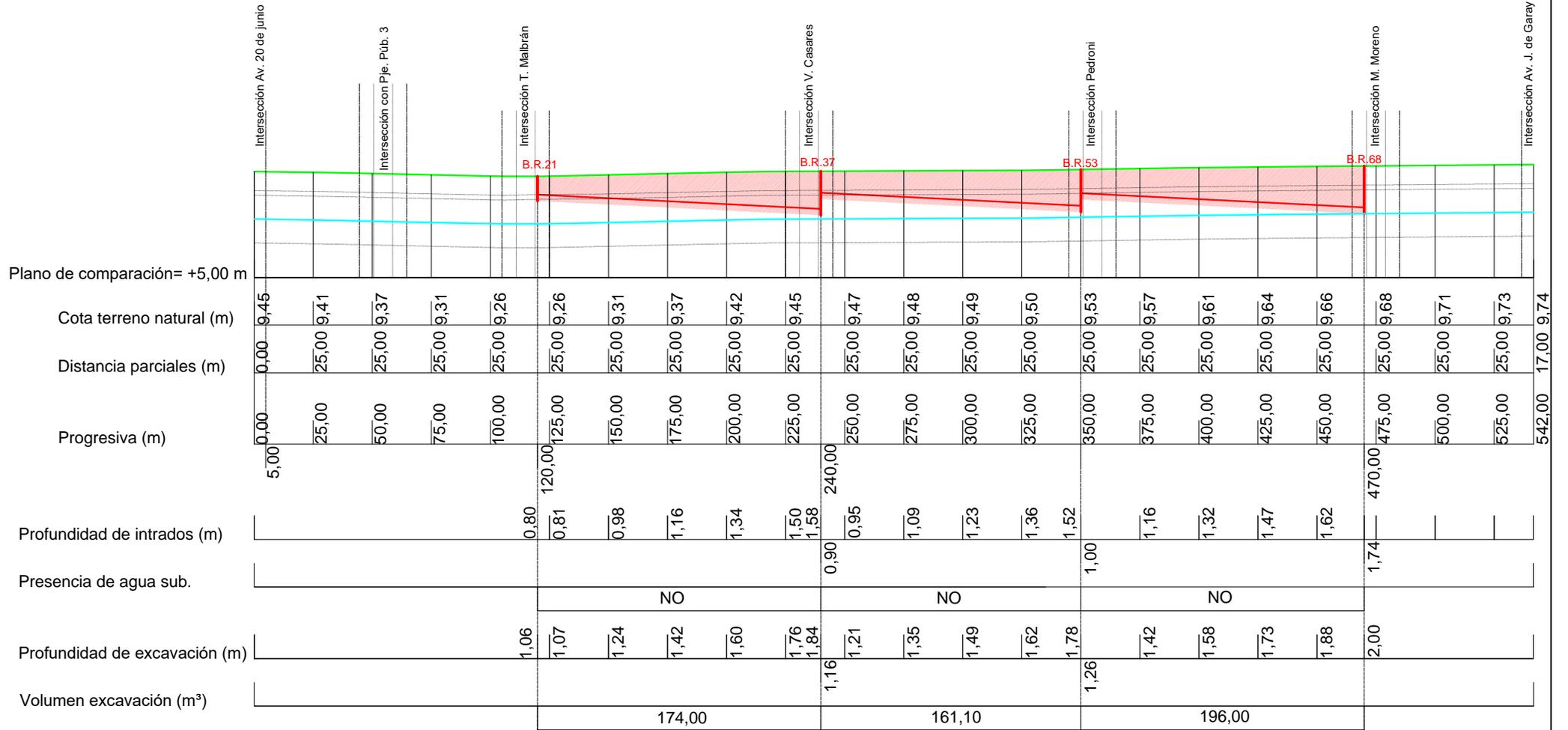


Pizarro

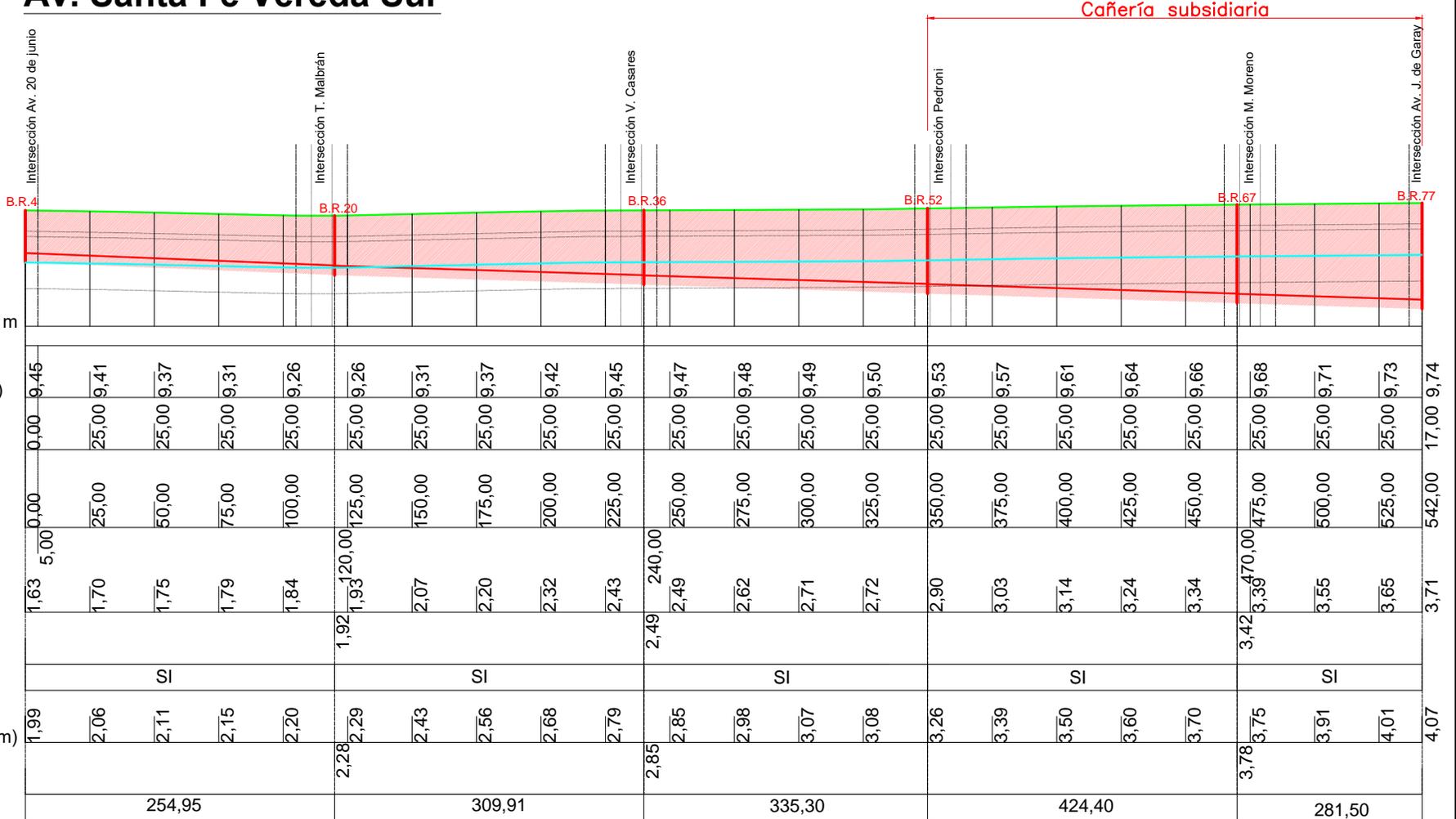


Cañería subsidiaria

Av. Santa Fe Vereda Norte



Av. Santa Fe Vereda Sur



Plano de comparación= +5,00 m

Cota terreno natural (m)

Distancia parciales (m)

Progresiva (m)

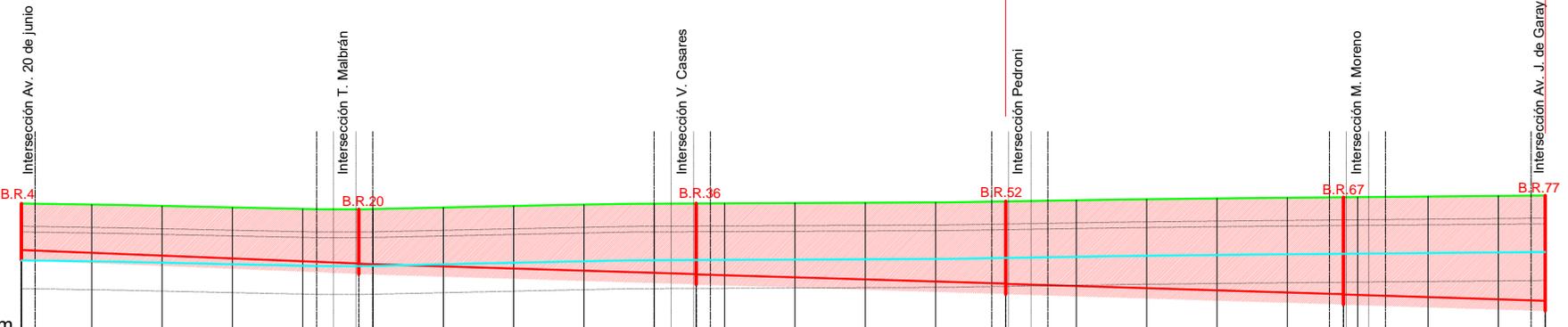
Profundidad de intrados (m)

Presencia de agua sub.

Profundidad de excavación (m)

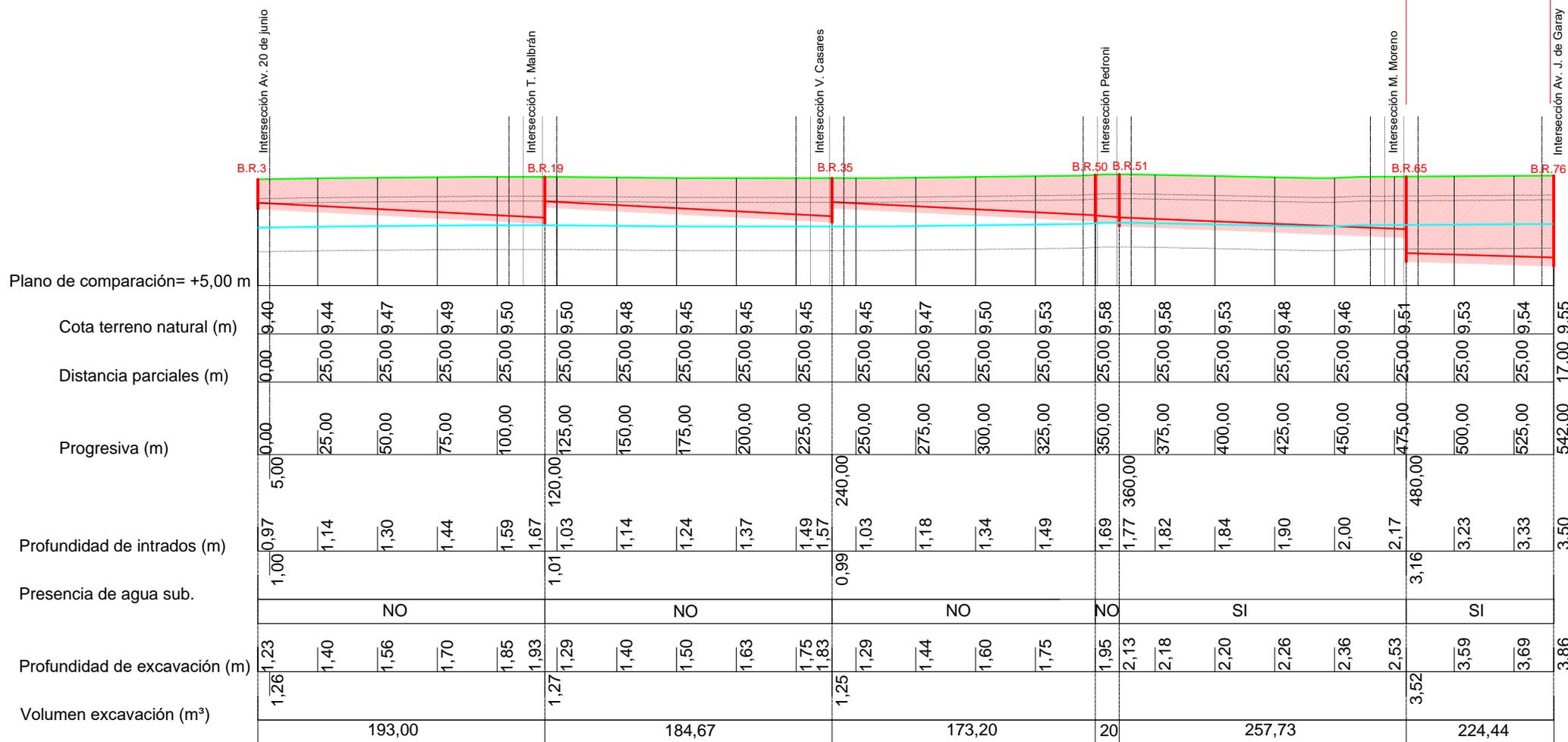
Volumen excavación (m³)

Cañería subsidiaria



Primera Junta

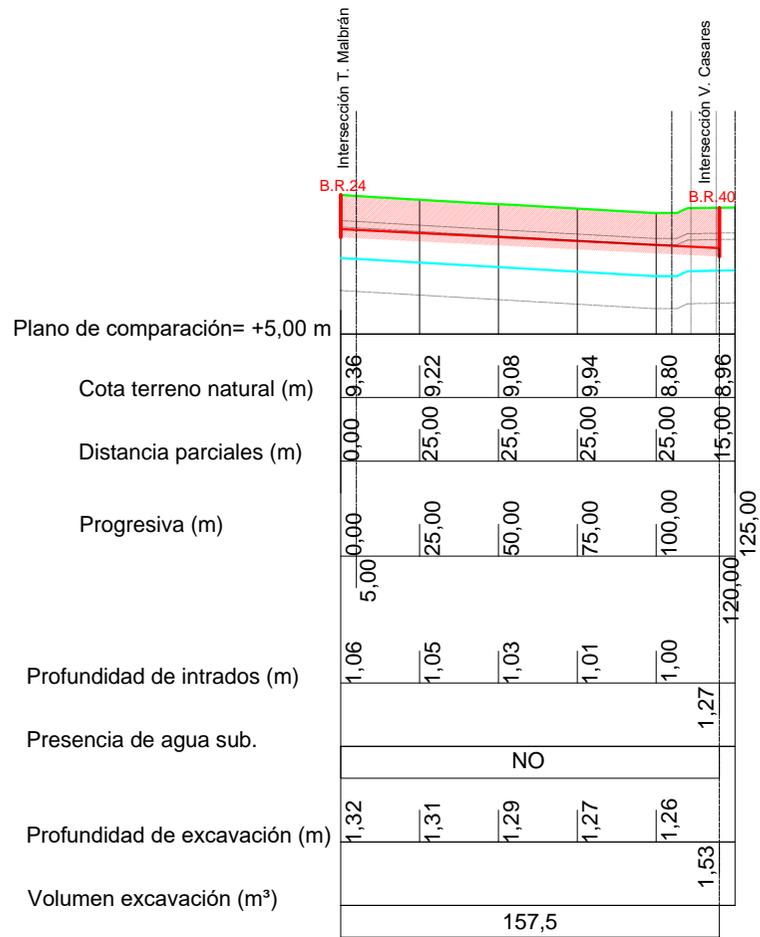
Cañería subsidiaria



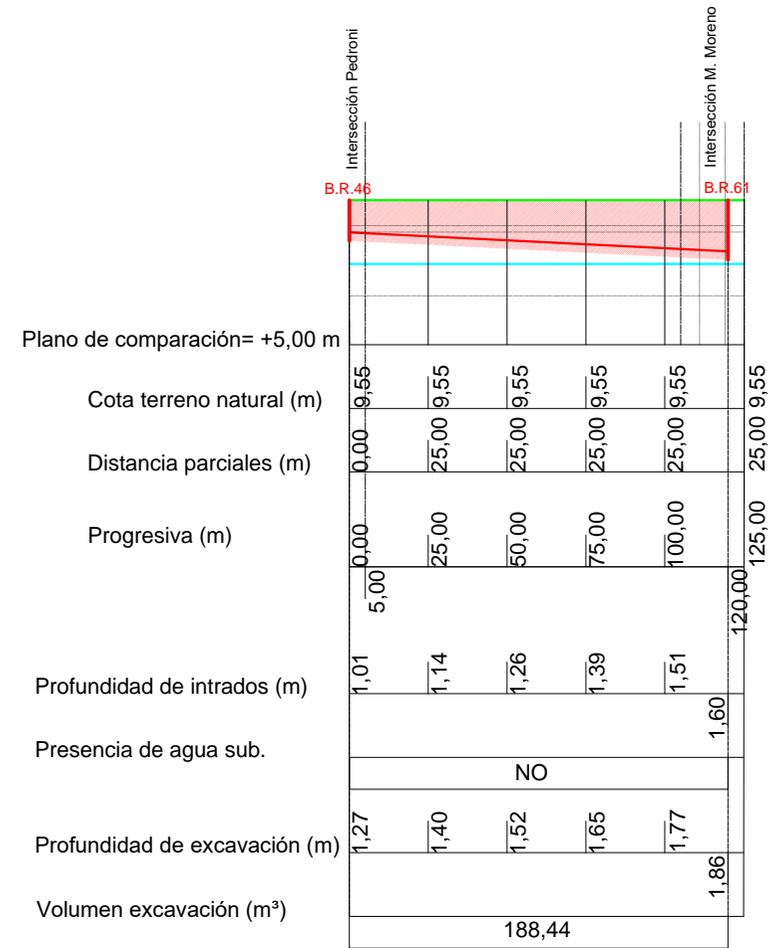
Independencia

	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	542,00	
Plano de comparación= +5,00 m	[Diagram showing ground level and proposed grade with shaded excavation area]																							
Cota terreno natural (m)	9,41	9,41	9,42	9,43	9,44	9,44	9,44	9,43	9,41	9,41	9,41	9,40	9,41	9,42	9,43	9,47	9,54	9,61	9,68	9,70	9,69	9,64	9,59	
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	17,00	
Progresiva (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	542,00	
Profundidad de intrados (m)	1,36	1,48	1,59	1,70	1,78	1,85	1,94	2,00	2,06	2,13	2,21	2,29	2,36	2,48	1,58	1,75	1,89	2,09	2,21	2,29	2,32	2,32		
Presencia de agua sub.		NO		SI				SI				SI				SI					SI			
Profundidad de excavación (m)	1,62	1,74	1,85	2,06	2,14	2,21	2,30	2,36	2,42	2,49	2,54	2,65	2,72	1,84	1,94	2,11	2,25	2,45	2,57	2,65	2,68	2,68		
Volumen excavación (m³)	96,14		1,99	136,29		2,21		284,97		2,49	2,54	144,36	2,72	1,84		268,51			2,60		163,61			

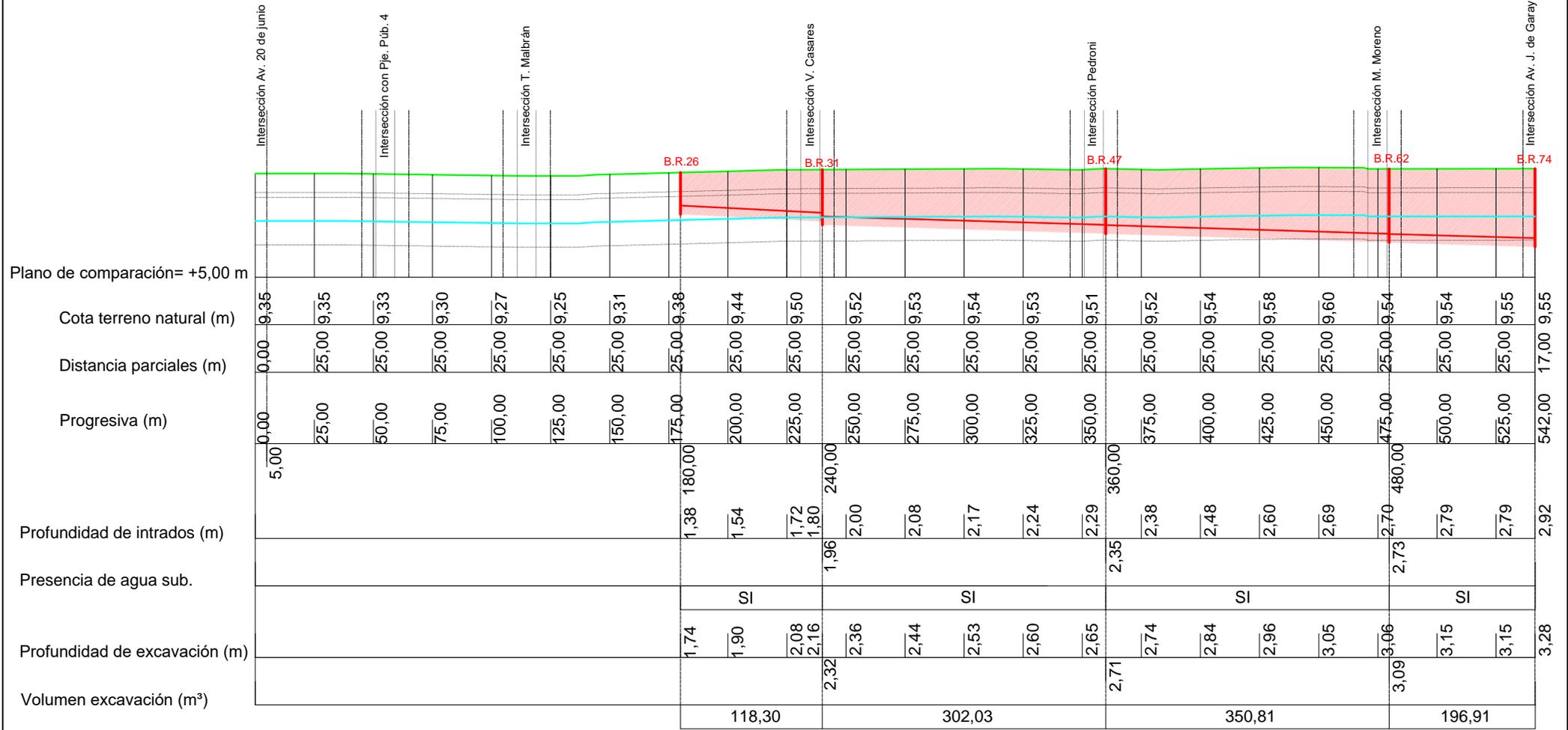
Pje. público 2



Pje. público 5



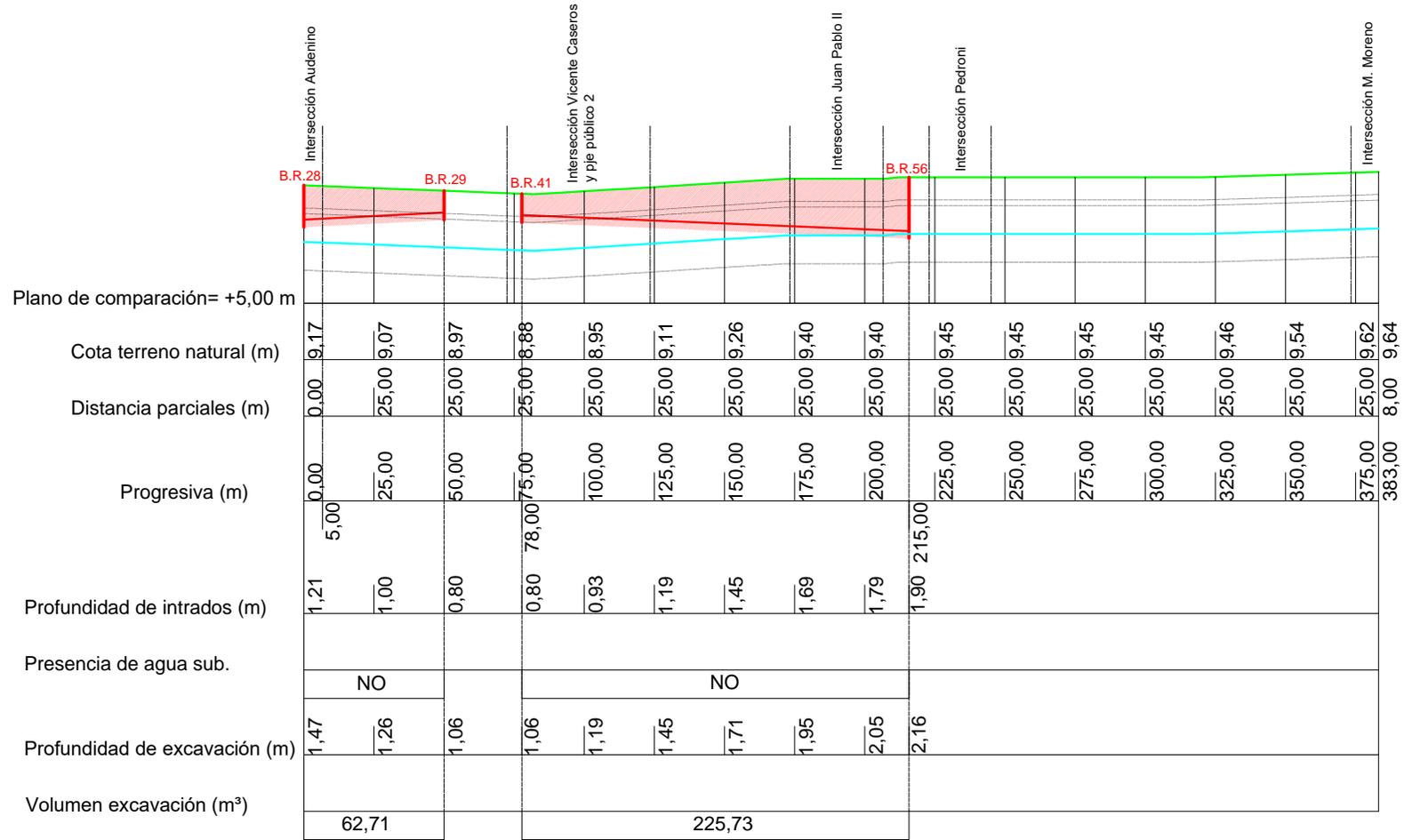
19 de abril



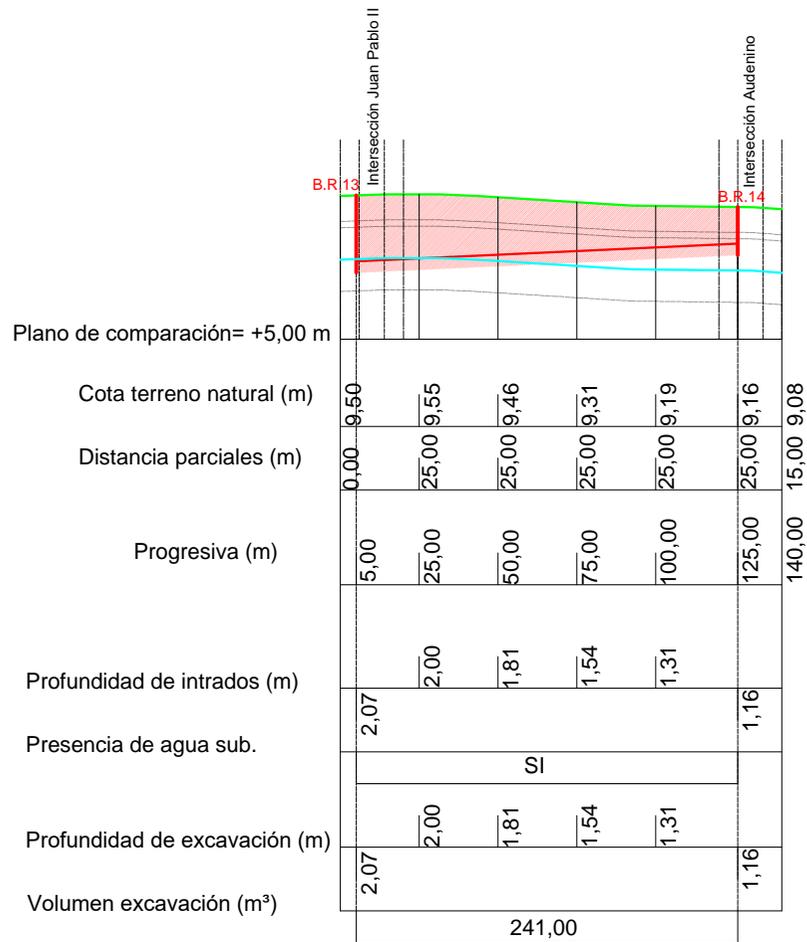
Av. S. Bolivar

	Intersección Av. 20 de Junio																																									
Plano de comparación= +5,00 m																																										
Cota terreno natural (m)	0,00	9,45	25,00	9,46	50,00	9,46	75,00	9,47	100,00	9,47	125,00	9,48	150,00	9,49	175,00	9,49	200,00	9,50	225,00	9,51	250,00	9,52	275,00	9,54	300,00	9,55	325,00	9,55	350,00	9,54	375,00	9,52	400,00	9,50	425,00	9,47	450,00	9,45	475,00	9,45	500,00	9,51
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00																					
Progresiva (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00																					
Profundidad de intrados (m)	5,00					120,00	0,85	0,98	1,10	1,24	1,38	1,46	240,00	1,54	1,43	1,32	1,19	1,00	360,00	0,87	0,97	1,07	1,17	1,30	480,00	1,32																
Presencia de agua sub.						0,82							1,59					0,80																								
Profundidad de excavación (m)						1,11	1,24	1,36	1,50	1,64	1,72	1,80	1,52	1,58	1,45	1,26	1,13	1,23	1,33	1,43	1,56																					
Volumen excavación (m³)						1,08						1,85				1,06																										
							167,40						187,76						158,00																							

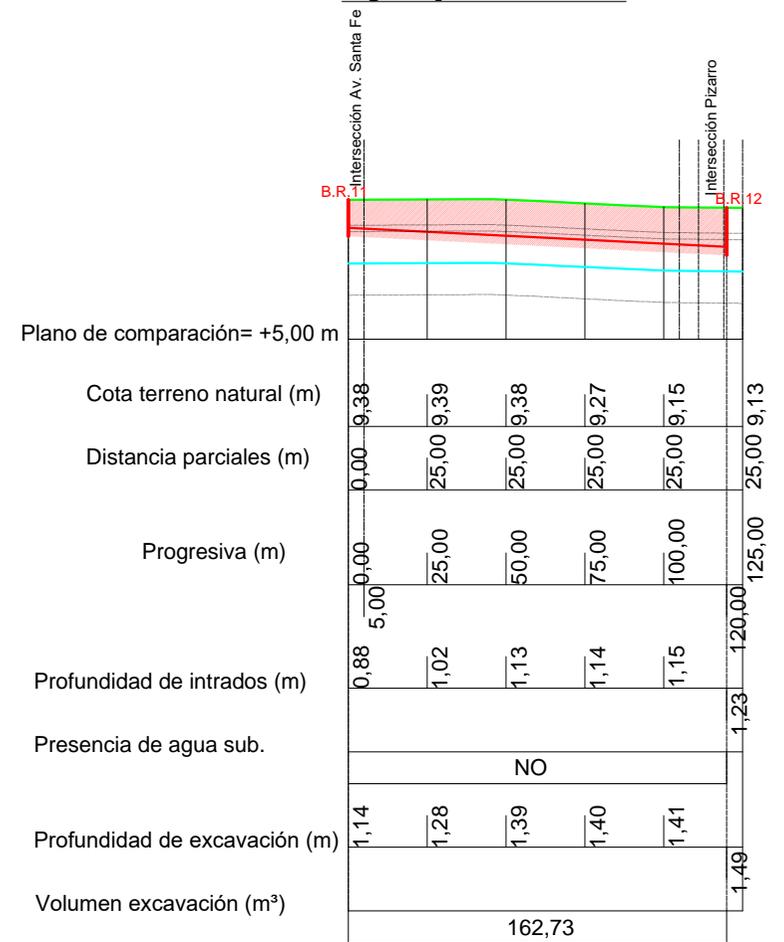
Av. San Antonio



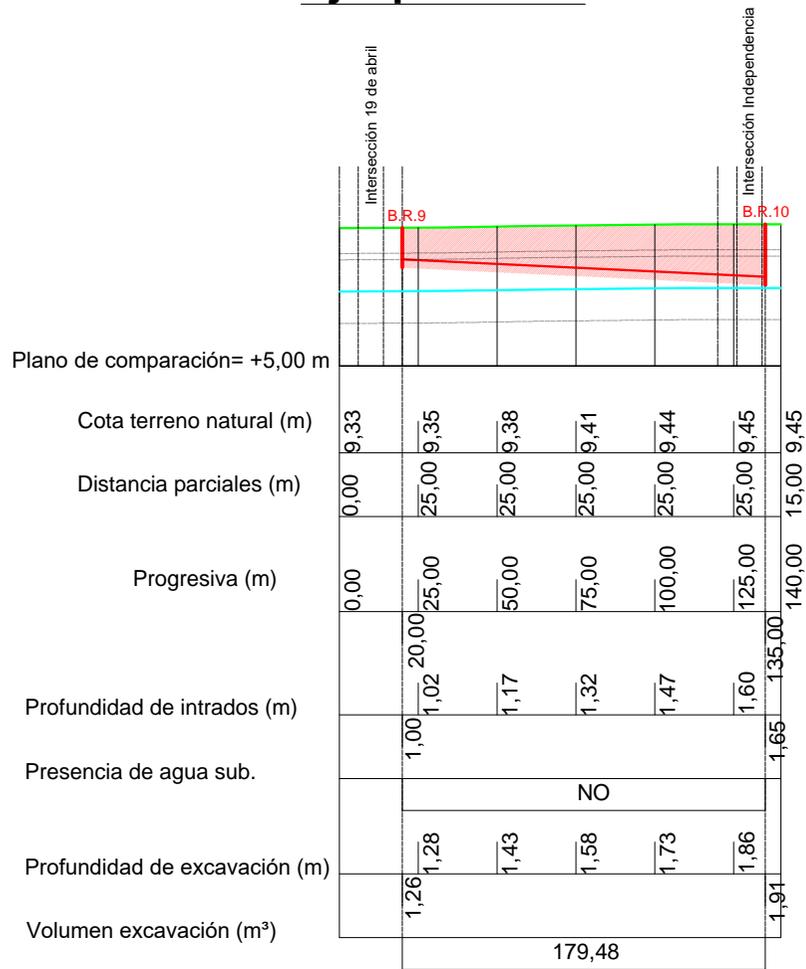
Pje. público 1



Pje. público 3



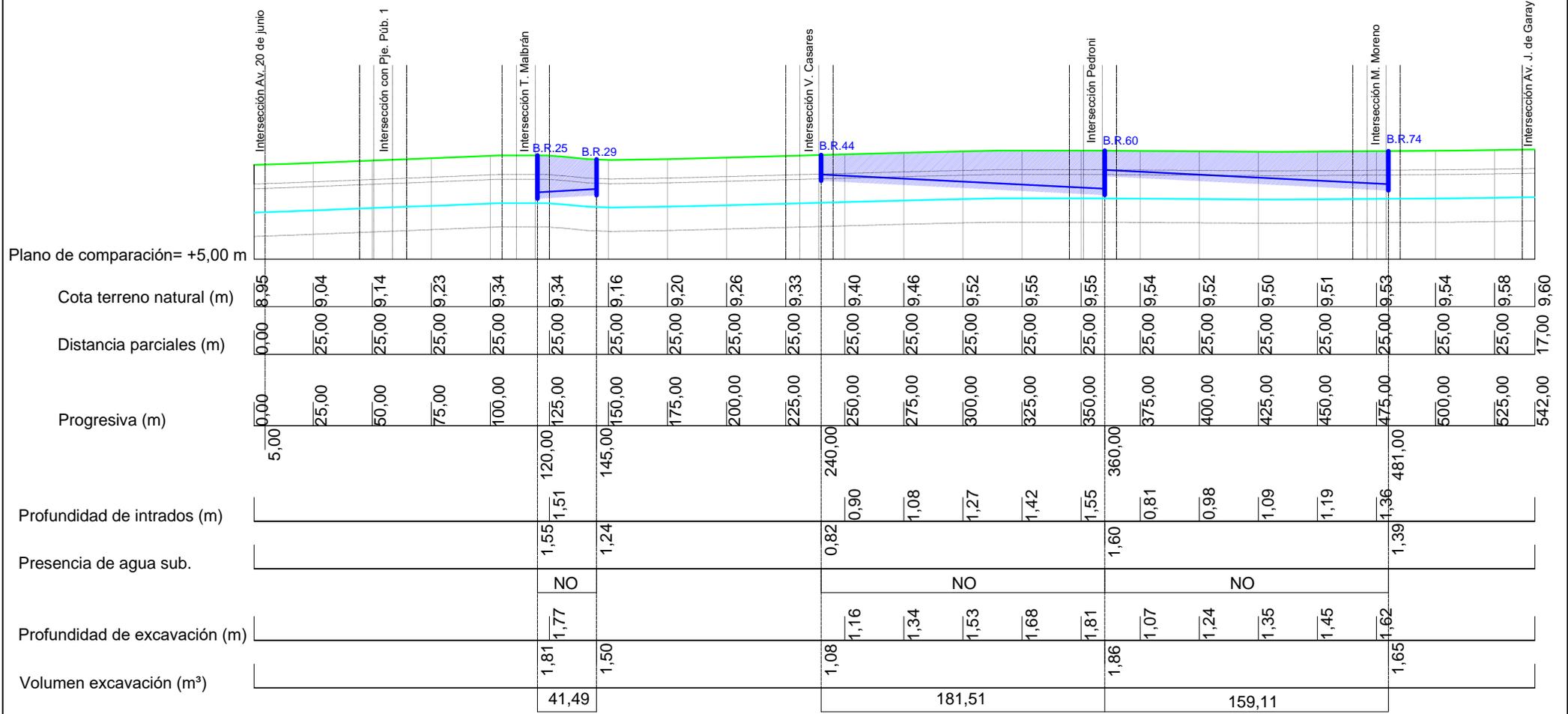
Pje. público 4



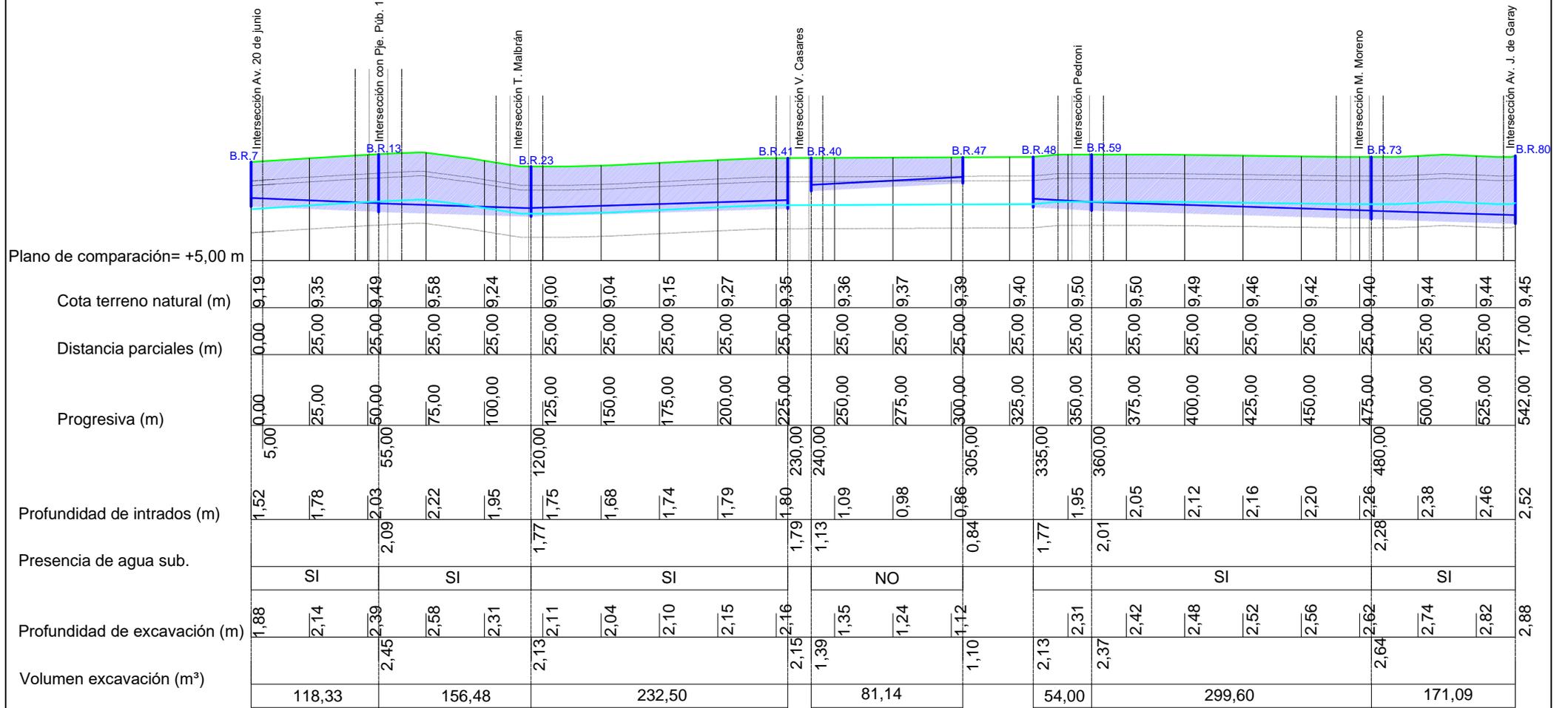
Planialtimetría

Propuesta 2

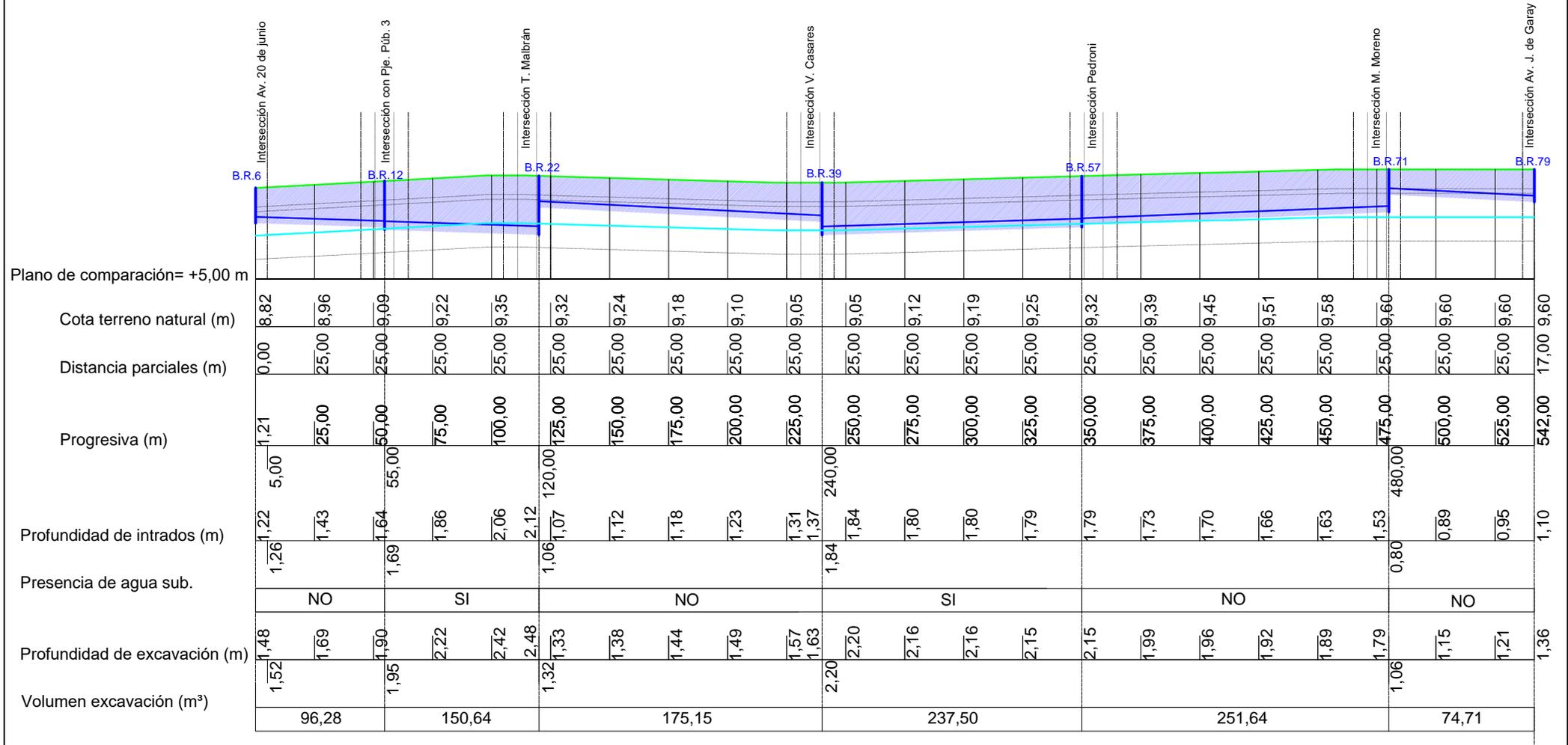
V. Audenino- Proyecto 2



Juan Pablo II

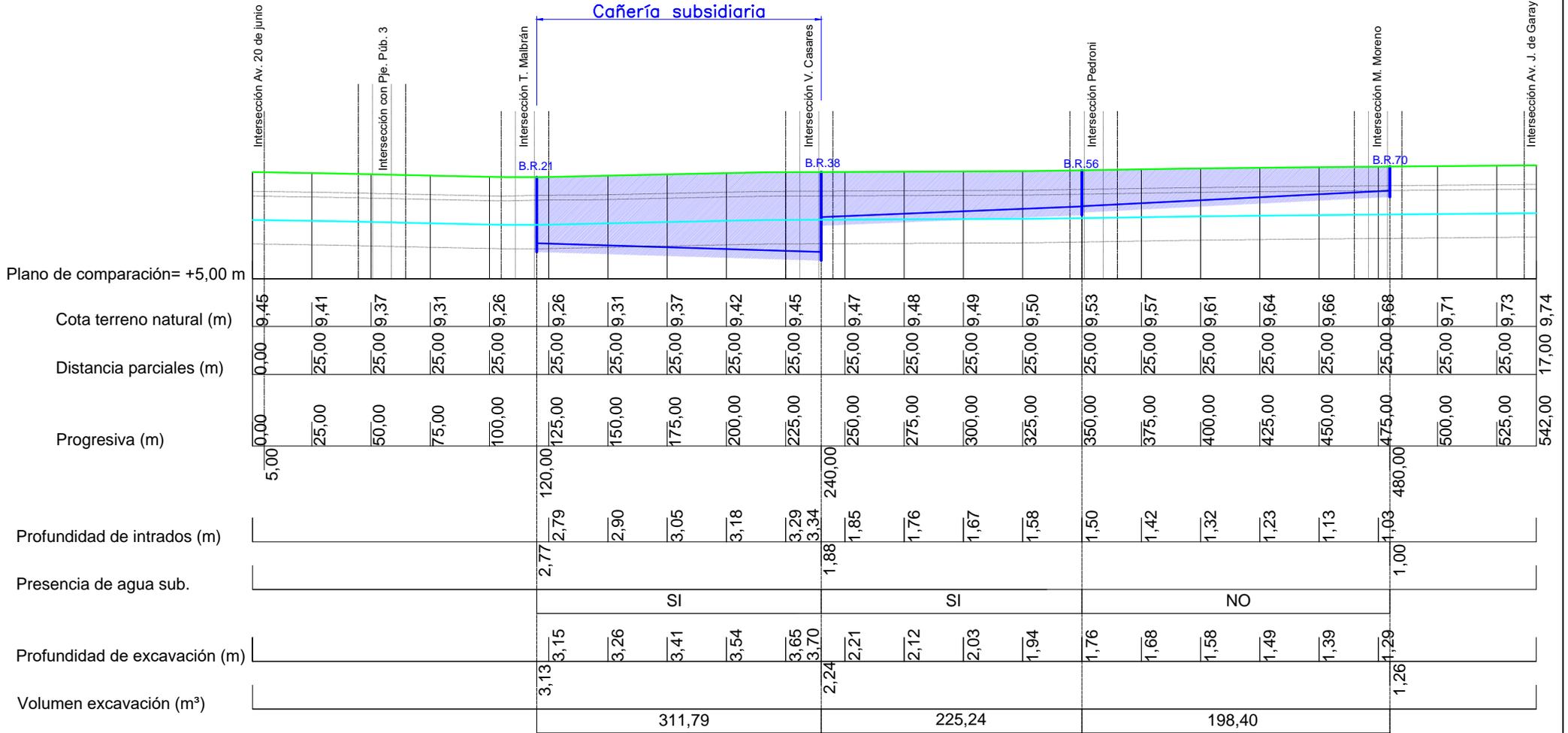


Pizarro

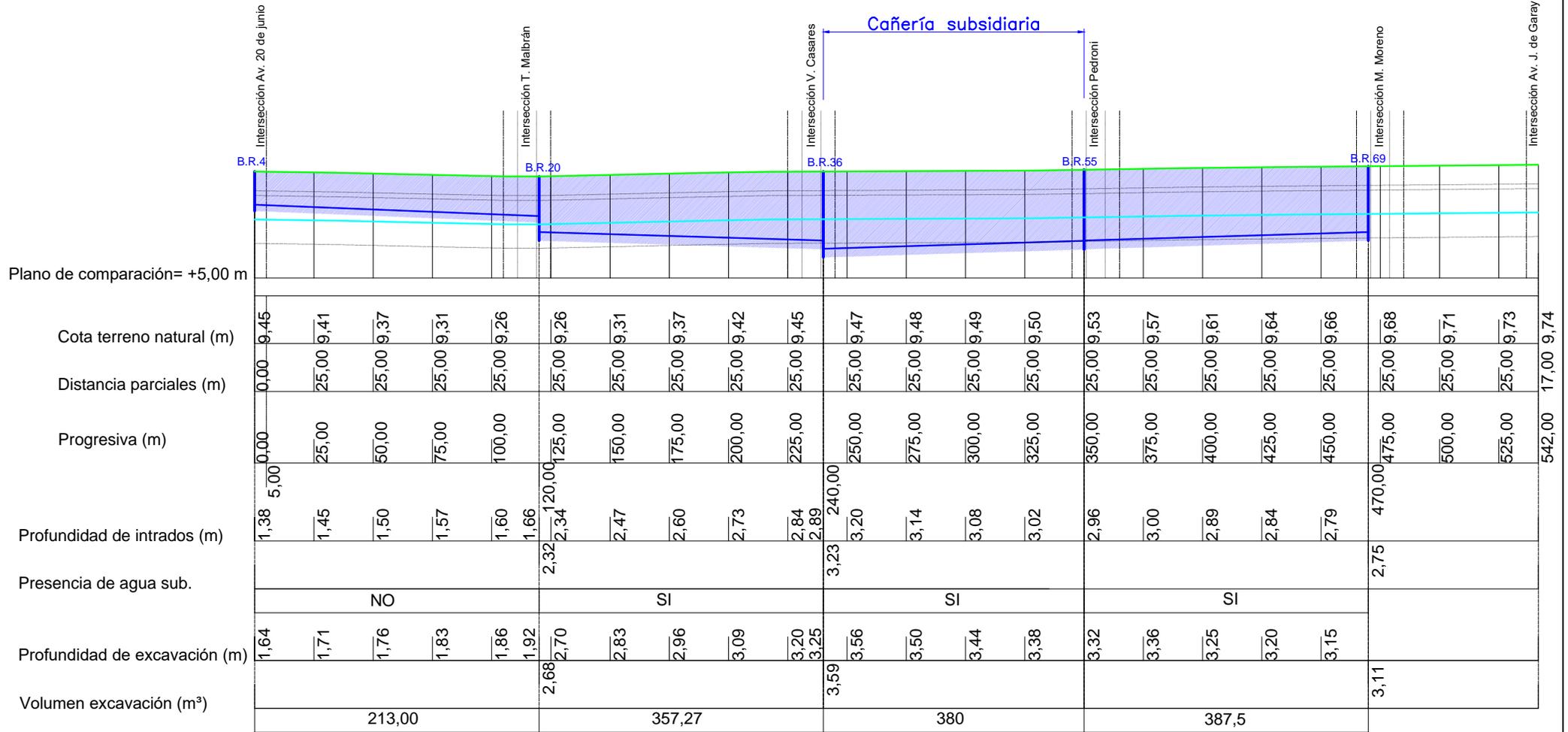


Av. Santa Fe Vereda Norte

Cañería subsidiaria



Av. Santa Fe Vereda Sur



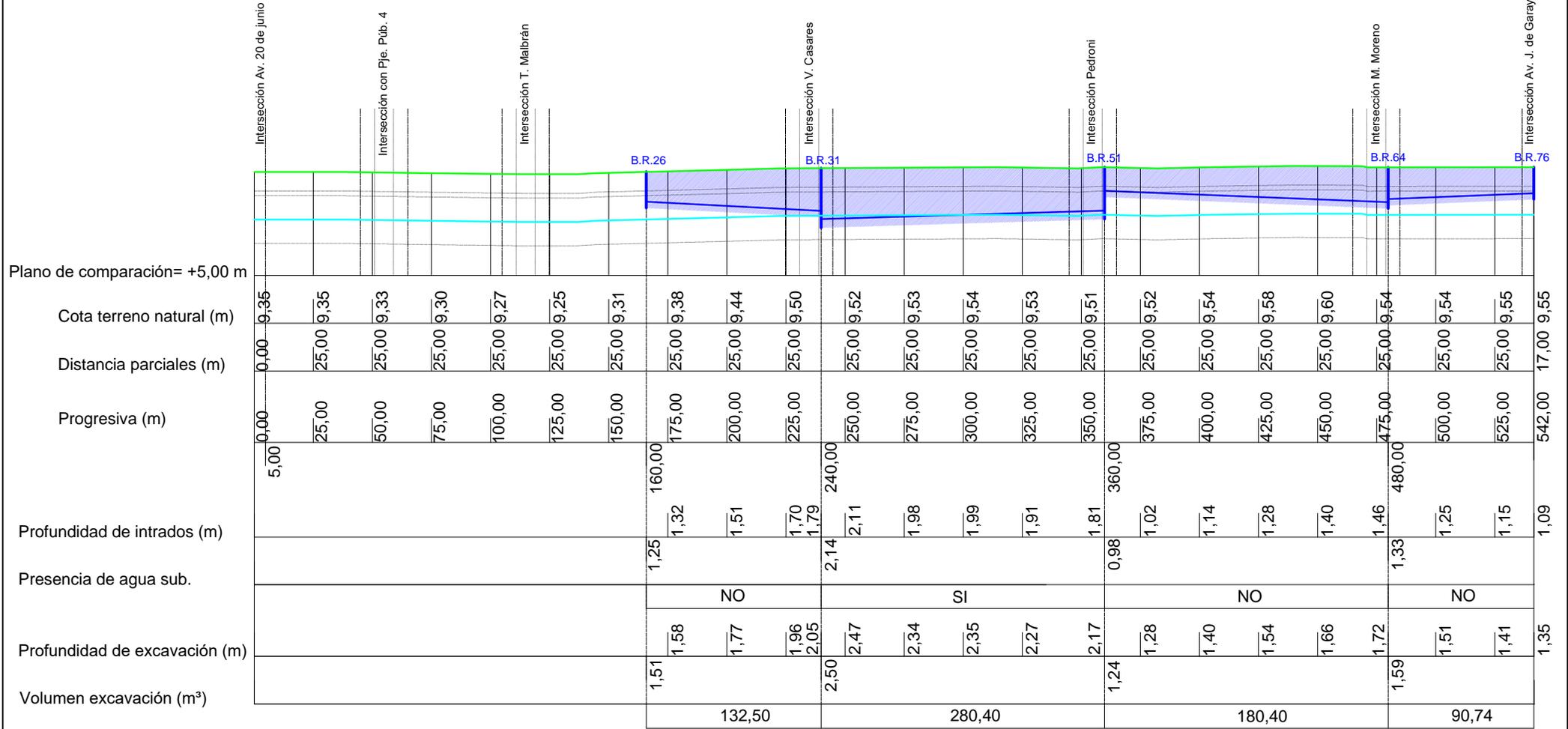
Primera Junta

Plano de comparación= +5,00 m																													
Cota terreno natural (m)	9,40	9,44	9,47	9,49	9,50	9,50	9,48	9,45	9,45	9,45	9,45	9,47	9,50	9,53	9,58	9,58	9,53	9,48	9,46	9,51	9,53	9,54	9,55						
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	17,00					
Progresiva (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	542,00						
Profundidad de intrados (m)	1,33	1,47	1,60	1,72	1,83	1,91	1,03	1,14	1,24	1,36	1,49	1,56	2,21	2,18	2,12	2,08	2,03	2,00	1,13	1,20	1,28	1,38	1,53	1,56	1,54	1,47	1,42	1,34	1,28
Presencia de agua sub.			SI					NO						SI					NO			NO					NO		
Profundidad de excavación (m)	1,69	1,83	1,96	2,08	2,19	2,27	1,29	1,40	1,50	1,62	1,75	1,82	2,54	2,48	2,44	2,39	2,36	1,26	1,39	1,56	1,54	1,64	1,79	1,82	1,80	1,68	1,60	1,54	
Volumen excavación (m³)			239,83			1,27			184,00				2,57		270,00			1,26		180,55			1,82	1,73		35,53	85,01		

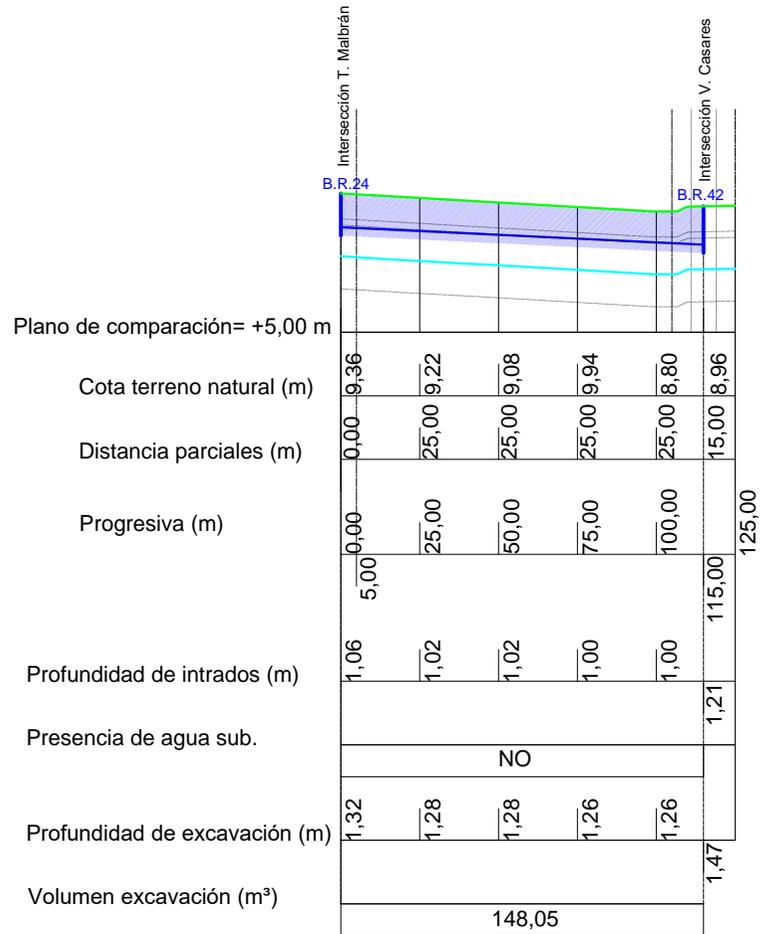
Independencia

	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	542,00
Plano de comparación= +5,00 m																							
Cota terreno natural (m)	9,41	9,41	9,42	9,43	9,44	9,44	9,44	9,43	9,41	9,41	9,40	9,40	9,41	9,42	9,43	9,47	9,54	9,61	9,68	9,70	9,69	9,64	9,59
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	17,00
Progresiva (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	542,00
Profundidad de intrados (m)	1,61	1,73	1,84	1,94	2,03	2,09	1,14	1,25	1,36	1,48	1,55	1,03	0,90	0,80	0,80	0,88	1,08	1,27	1,48	1,64	1,76	1,62	1,50
Presencia de agua sub.		SI		SI			NO					NO					NO				SI		
Profundidad de excavación (m)	1,97	2,09	2,20	2,30	2,39	2,45	1,30	1,51	1,62	1,74	1,81	1,29	1,16	1,06	1,06	1,14	1,34	1,53	1,74	1,90	2,12	1,98	1,86
Volumen excavación (m³)		115,72	2,22	152,41		1,25	184,16			1,34	66,11		1,06		1,06	178,61			2,21	126,36			

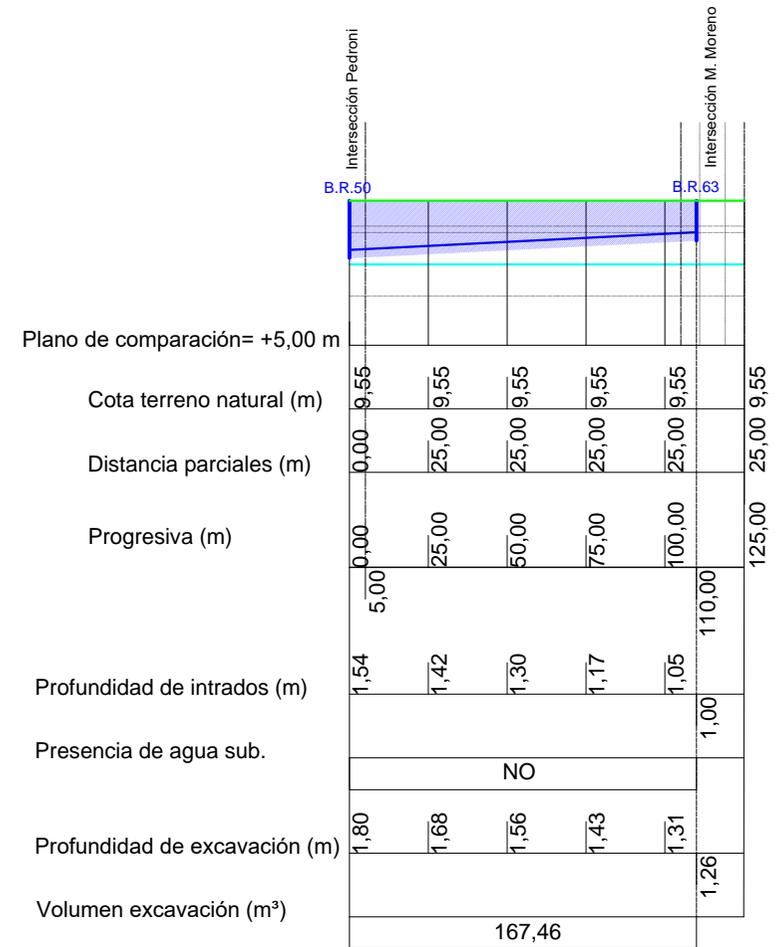
19 de abril



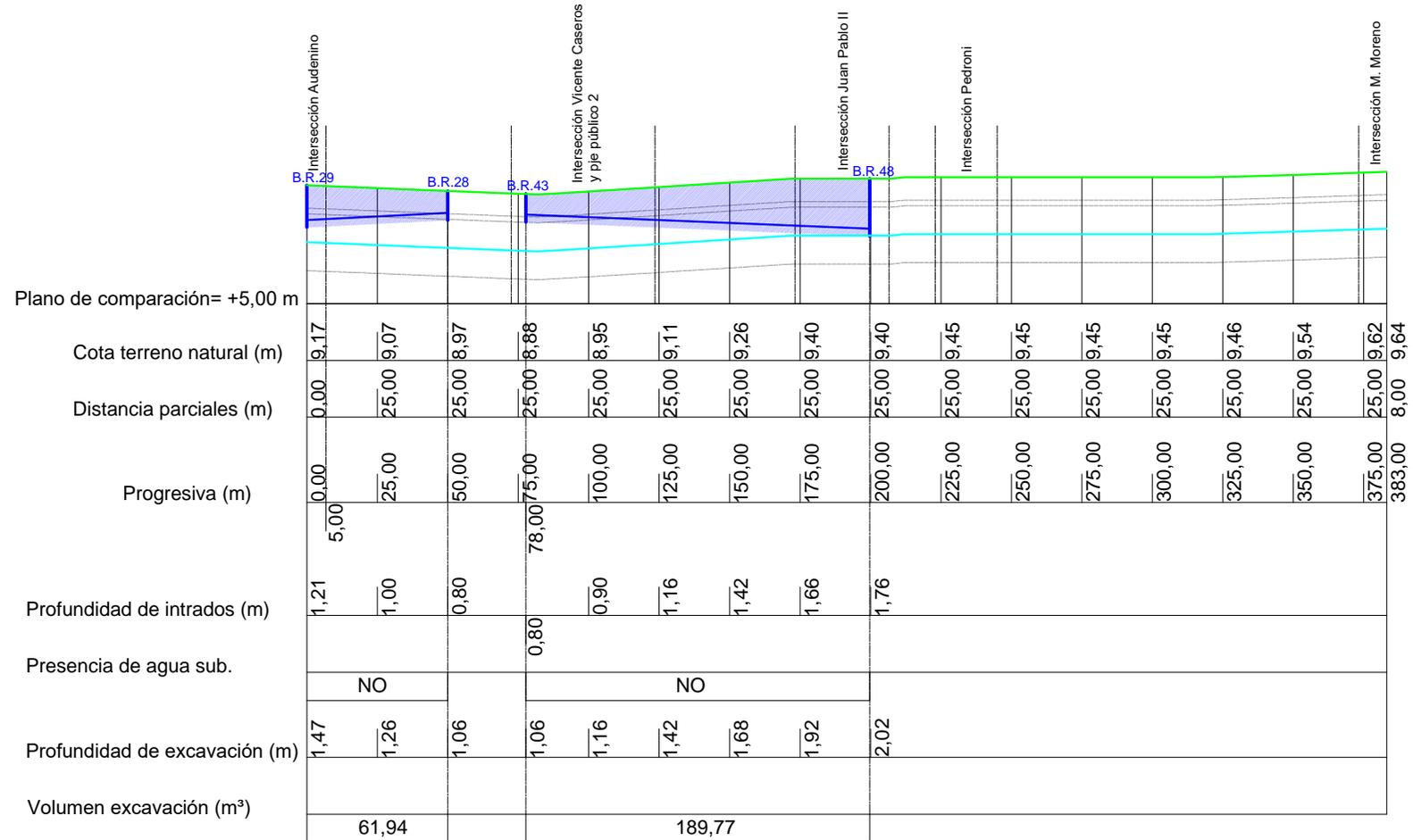
Pje. público 2



Pje. público 5



Av. San Antonio



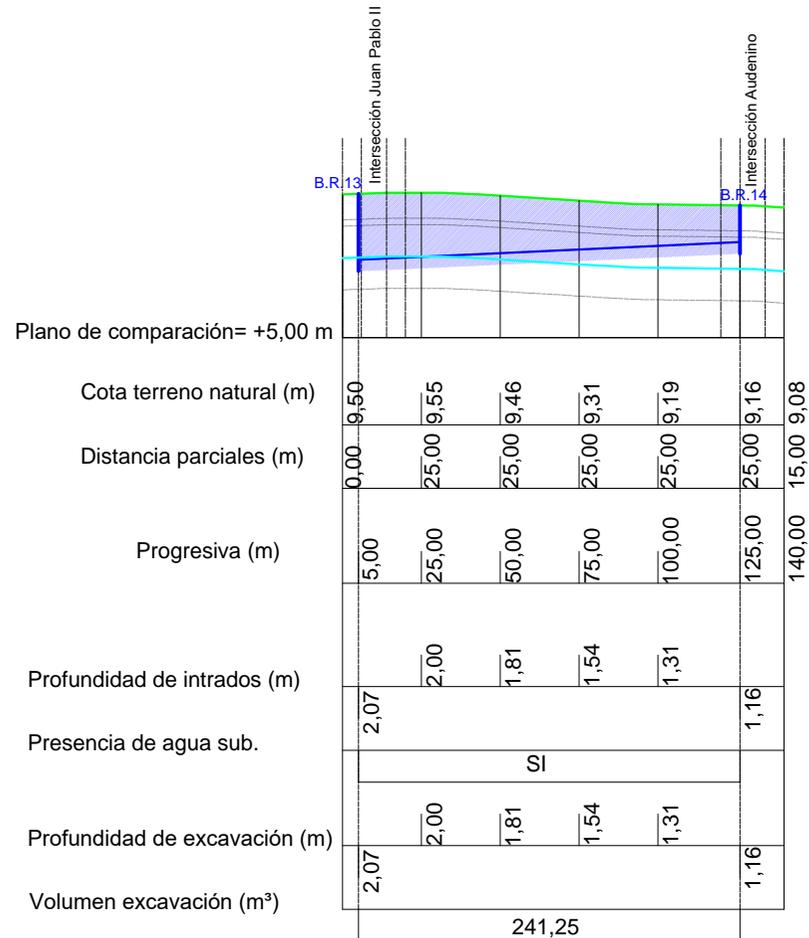
Av. Guemes vereda sur

Plano de comparación= +5,00 m																									
Cota terreno natural (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	550,00	575,00	600,00
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	550,00	575,00	600,00
Profundidad de intrados (m)						0,97	1,09	1,25				0,80	0,92	1,04	1,10	1,25	1,33			0,90	1,11	1,18	1,28	1,43	
Presencia de agua sub.							NO															NO			
Profundidad de excavación (m)						1,23	1,35	1,51				1,06	1,18	1,30	1,36	1,51	1,59			1,16	1,37	1,44	1,54	1,69	
Volumen excavación (m³)						75,82						156,30								144,51					

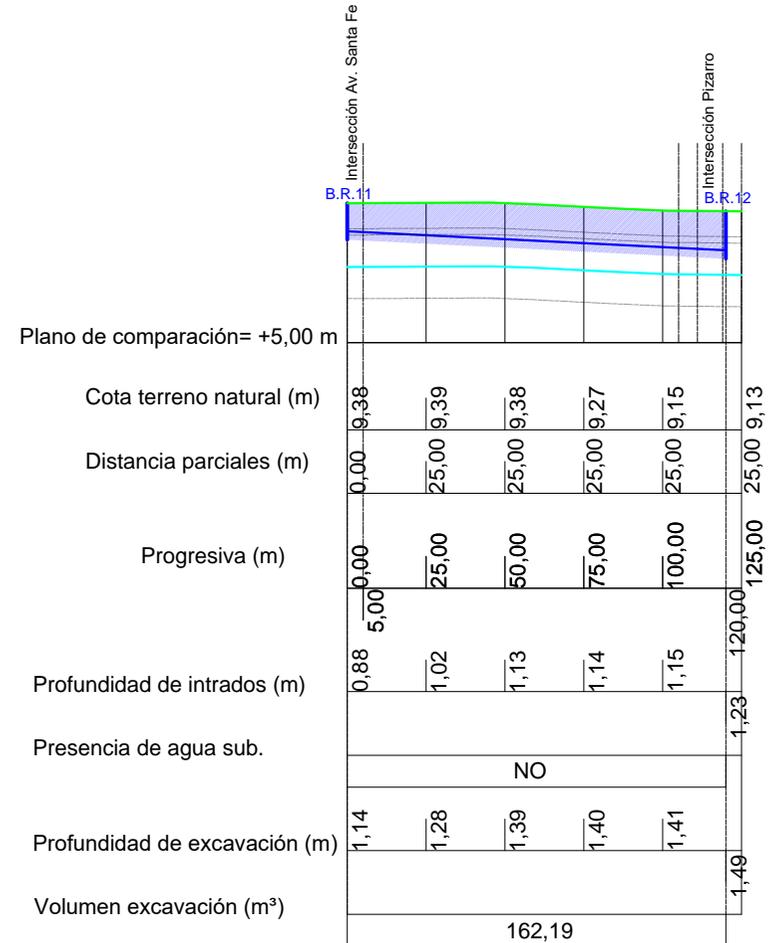
Av. Guemes vereda norte

Plano de comparación= +5,00 m																									
Cota terreno natural (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	550,00	575,00	600,00
Distancia parciales (m)	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	375,00	400,00	425,00	450,00	475,00	500,00	525,00	550,00	575,00	600,00
Profundidad de intrados (m)																									
Presencia de agua sub.																									
Profundidad de excavación (m)																									
Volumen excavación (m³)									1,20	128,15			1,74				1,06	77,87			1,34				

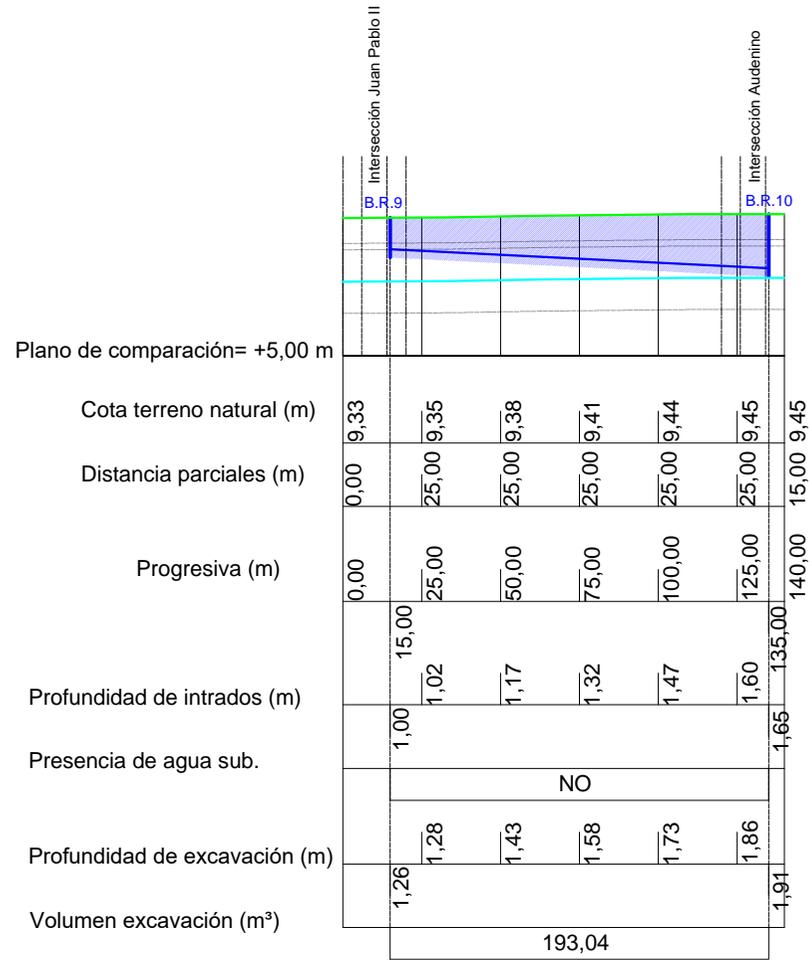
Pje. público 1



Pje. público 3



Pje. público 4



CLOACA MÁXIMA PROPUESTA 1

QE10 (2032)	2075,14	m3/día
QE20 (2042)	2019,79	m3/día
QA10 (2032)	261,57	m3/día
QA20 (2042)	254,59	m3/día
Longitud de cañería existente	124,87	hm
Coeficiente de infiltración (10%)	1,1	
Caudal máximo de diseño (2032)	26,4196065	l/s
Gasto hectométrico máximo de diseño (2032)	0,11891082	l/(s*hm)
Caudal máximo de verificación (2042)	25,714919	l/s
Gasto hectométrico máximo de verificación (2042)	0,11573913	l/(s*hm)
Caudal mínimo de autolimpieza (2022)	997	m3/día
Gasto hectométrico mínimo	0,05193695	
Coef. De manning (PVC)	0,01	(s/m3)

Cloaca máxima Prop. 1

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 97,31 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
1	1	2	8,60	8,05	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
2	3	2	8,63	8,08	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
3	3	4	8,43	7,83	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
4	5	6	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
5	7	6	8,31	7,87	1,1	0,0040	0,1308	0,1308	0,0271	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0098	0,0635	0,2892	0,0098	0,2082	3,6826	OK	OK	OK
6	8	7	8,20	7,65	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
7	9	10	8,35	7,80	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
8	11	12	8,50	7,90	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
9	14	13	8,00	7,45	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
10	17	18	8,25	7,62	1,25	0,0050	0,1486	0,1486	0,0272	0,1536	160	0,0150	0,8080	0,0099	0,0639	0,2903	0,0098	0,2346	3,6826	OK	OK	OK
11	19	18	8,49	7,94	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
12	19	20	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1427	0,2854	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0214	0,0950	0,3740	0,0146	0,2693	3,6826	OK	OK	OK
13	21	22	8,28	7,68	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
14	23	22	8,16	7,61	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
15	24	23	7,44	7,24	0,5	0,0040	0,0595	0,2319	0,0336	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0174	0,0853	0,3491	0,0131	0,2513	3,6826	OK	OK	OK
16	25	24	7,80	7,45	0,7	0,0050	0,0832	0,1724	0,0288	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0116	0,0691	0,3052	0,0106	0,2456	3,6826	OK	OK	OK
17	16	26	8,38	8,01	0,75	0,0049	0,0892	0,0892	0,0226	0,1536	160	0,0148	0,7994	0,0060	0,0494	0,2468	0,0076	0,1973	3,6826	OK	OK	OK
18	27	33	8,50	8,06	0,85	0,0052	0,1011	0,1011	0,0235	0,1536	160	0,0152	0,8189	0,0067	0,0520	0,2550	0,0080	0,2088	3,6826	OK	OK	OK
19	29	28	8,20	7,95	0,5	0,0050	0,0595	0,0595	0,0194	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0040	0,0398	0,2162	0,0061	0,1740	3,6826	OK	OK	OK
20	30	31	7,92	7,56	1,2	0,0030	0,1427	0,4281	0,0446	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0371	0,1260	0,4493	0,0194	0,2801	3,6826	OK	OK	OK
21	33	34	8,05	7,85	0,4	0,0050	0,0476	0,1486	0,0273	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0100	0,0640	0,2907	0,0098	0,2340	3,6826	OK	OK	OK
22	35	34	8,46	7,91	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
23	35	36	7,88	7,40	1,2	0,0040	0,1427	0,2854	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0214	0,0950	0,3740	0,0146	0,2693	3,6826	OK	OK	OK
24	37	38	7,87	7,39	1,2	0,0040	0,1427	0,2854	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0214	0,0950	0,3740	0,0146	0,2693	3,6826	OK	OK	OK
25	39	38	8,28	7,73	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
26	40	39	7,69	7,44	0,5	0,0050	0,0595	0,2021	0,0306	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0136	0,0751	0,3216	0,0115	0,2588	3,6826	OK	OK	OK
27	32	44	8,72	8,12	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK

Cloaca máxima Prop. 1

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 97,31 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
28	43	49	7,04	6,84	0,65	0,0031	0,0773	1,3794	0,0689	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,1180	0,2297	0,6600	0,0353	0,4167	3,6826	OK	OK	OK
29	44	48	8,11	7,98	0,25	0,0052	0,0297	0,1724	0,0286	0,1536	160	0,0152	0,8208	0,0113	0,0685	0,3032	0,0105	0,2489	3,6826	OK	OK	OK
30	41	56	8,25	7,55	1,4	0,0050	0,1665	0,1665	0,0285	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0112	0,0679	0,3017	0,0104	0,2428	3,6826	OK	OK	OK
31	46	47	85,50	82,50	0,62	0,0484	0,0737	0,0737	0,0137	0,1536	160	0,0464	2,5037	0,0016	0,0246	0,1614	0,0038	0,4040	3,6826	OK	OK	OK
32	47	48	8,56	7,96	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
33	49	50	8,66	8,30	0,7	0,0051	0,0832	0,0832	0,0218	0,1536	160	0,0151	0,8162	0,0055	0,0471	0,2397	0,0072	0,1957	3,6826	OK	OK	OK
34	50	51	8,29	7,83	0,15	0,0307	0,0178	0,2319	0,0229	0,1536	160	0,0369	1,9932	0,0063	0,0504	0,2502	0,0077	0,4986	3,6826	OK	OK	OK
35	50	52	8,58	7,98	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
36	53	54	8,00	7,52	1,2	0,0040	0,1427	0,2735	0,0358	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0205	0,0929	0,3688	0,0143	0,2655	3,6826	OK	OK	OK
37	55	54	8,60	8,23	0,75	0,0049	0,0892	0,0892	0,0226	0,1536	160	0,0148	0,7994	0,0060	0,0494	0,2468	0,0076	0,1973	3,6826	OK	OK	OK
38	57	56	7,99	7,51	1,2	0,0040	0,1427	0,2735	0,0358	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0205	0,0929	0,3688	0,0143	0,2655	3,6826	OK	OK	OK
39	58	64	8,66	8,11	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
40	49	59	6,83	6,51	1,1	0,0029	0,1308	1,5102	0,0720	0,1536	160	0,0114	0,6139	0,1328	0,2444	0,6858	0,0375	0,4210	3,6826	OK	OK	OK
41	60	61	8,12	7,83	0,6	0,0048	0,0713	0,2140	0,0315	0,1536	160	0,0147	0,7913	0,0146	0,0780	0,3295	0,0120	0,2608	3,6826	OK	OK	OK
42	61	62	7,82	7,63	0,6	0,0032	0,0713	0,4281	0,0442	0,1536	160	0,0119	0,6405	0,0361	0,1243	0,4453	0,0191	0,2852	3,6826	OK	OK	OK
43	63	62	8,72	8,12	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
44	63	64	8,72	8,23	1	0,0049	0,1189	0,1189	0,0252	0,1536	160	0,0148	0,7967	0,0081	0,0574	0,2712	0,0088	0,2161	3,6826	OK	OK	OK
45	64	65	8,10	8,00	0,25	0,0040	0,0297	0,2794	0,0361	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0210	0,0939	0,3714	0,0144	0,2674	3,6826	OK	OK	OK
46	59	65	6,50	6,36	0,45	0,0031	0,0535	1,5637	0,0721	0,1536	160	0,0118	0,6349	0,1330	0,2446	0,6860	0,0376	0,4355	3,6826	OK	OK	OK
47	66	67	8,75	8,28	0,95	0,0049	0,1130	0,1130	0,0247	0,1536	160	0,0148	0,8006	0,0076	0,0557	0,2663	0,0086	0,2132	3,6826	OK	OK	OK
48	68	69	7,93	7,45	1,2	0,0040	0,1427	0,2854	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0214	0,0950	0,3740	0,0146	0,2693	3,6826	OK	OK	OK
49	70	71	8,61	8,28	0,65	0,0051	0,0773	0,0773	0,0213	0,1536	160	0,0150	0,8110	0,0051	0,0455	0,2346	0,0070	0,1902	3,6826	OK	OK	OK
50	72	71	7,89	7,41	1,2	0,0040	0,1427	0,2973	0,0369	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0223	0,0970	0,3791	0,0149	0,2729	3,6826	OK	OK	OK
51	73	74	8,80	8,43	0,75	0,0049	0,0892	0,0892	0,0226	0,1536	160	0,0148	0,7994	0,0060	0,0494	0,2468	0,0076	0,1973	3,6826	OK	OK	OK
52	74	75	6,62	6,26	1,2	0,0030	0,1427	1,8217	0,0769	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1578	0,2675	0,7244	0,0411	0,4516	3,6826	OK	OK	OK
53	75	76	6,25	5,90	1,2	0,0029	0,1427	2,4971	0,0870	0,1536	160	0,0114	0,6147	0,2193	0,3184	0,8018	0,0489	0,4929	3,6826	OK	OK	OK
54	76	77	5,89	5,56	1,1	0,0030	0,1308	4,9205	0,1116	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,4262	0,4555	0,9639	0,0700	0,6009	3,6826	OK	OK	OK
55	77	78	5,55	5,31	0,8	0,0030	0,0951	6,6269	0,1247	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,5740	0,5379	1,0331	0,0826	0,6440	3,6826	OK	OK	OK
56	78	79	5,30	5,07	0,8	0,0029	0,0951	6,7220	0,1264	0,1536	160	0,0113	0,6103	0,5947	0,5489	1,0409	0,0843	0,6353	3,6826	OK	OK	OK
57	79	80	5,06	4,73	1,1	0,0030	0,1308	9,2489	0,1413	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,8010	0,6566	1,1024	0,1008	0,6872	3,6826	OK	OK	OK
58	82	81	8,62	8,10	1,05	0,0050	0,1249	0,1249	0,0256	0,1536	160	0,0148	0,8010	0,0084	0,0587	0,2751	0,0090	0,2203	3,6826	OK	OK	OK
59	2	10	8,04	7,81	0,55	0,0042	0,0654	0,3270	0,0379	0,1536	160	0,0136	0,7360	0,0240	0,1007	0,3885	0,0155	0,2859	3,6826	OK	OK	OK
60	10	18	7,79	7,60	0,65	0,0029	0,0773	0,5351	0,0488	0,1536	160	0,0114	0,6154	0,0470	0,1424	0,4863	0,0219	0,2993	3,6826	OK	OK	OK
61	3	19	8,43	7,83	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
62	4	20	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1427	0,2854	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0214	0,0950	0,3740	0,0146	0,2693	3,6826	OK	OK	OK
63	6	12	7,86	7,70	0,55	0,0029	0,0654	0,3389	0,0411	0,1536	160	0,0114	0,6139	0,0298	0,1126	0,4177	0,0173	0,2564	3,6826	OK	OK	OK
64	12	22	7,69	7,49	0,65	0,0031	0,0773	0,5589	0,0491	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,0478	0,1437	0,4892	0,0221	0,3089	3,6826	OK	OK	OK
65	7	13	7,64	7,36	0,55	0,0051	0,0654	0,1962	0,0302	0,1536	160	0,0150	0,8121	0,0130	0,0736	0,3175	0,0113	0,2578	3,6826	OK	OK	OK
66	13	23	7,35	7,15	0,65	0,0031	0,0773	0,4043	0,0435	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,0346	0,1216	0,4390	0,0187	0,2771	3,6826	OK	OK	OK
67	15	30	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
68	26	31	8,00	7,70	0,6	0,0050	0,0713	0,1605	0,0281	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0108	0,0666	0,2981	0,0102	0,2399	3,6826	OK	OK	OK
69	18	34	7,59	7,23	1,2	0,0030	0,1427	0,9572	0,0604	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0829	0,1911	0,5879	0,0294	0,3665	3,6826	OK	OK	OK
70	19	35	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
71	20	36	7,33	6,97	1,2	0,0030	0,1427	0,7135	0,0541	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0618	0,1641	0,5331	0,0252	0,3324	3,6826	OK	OK	OK

Cloaca máxima Prop. 1

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 97,31 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
72	21	37	8,48	7,88	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
73	22	38	7,48	7,12	1,2	0,0030	0,1427	0,9751	0,0608	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0845	0,1930	0,5915	0,0296	0,3688	3,6826	OK	OK	OK
74	23	39	7,14	6,78	1,2	0,0030	0,1427	0,7789	0,0559	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0675	0,1717	0,5490	0,0264	0,3422	3,6826	OK	OK	OK
75	24	40	8,30	7,70	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
76	28	25	7,94	7,81	0,25	0,0052	0,0297	0,0892	0,0224	0,1536	160	0,0152	0,8208	0,0059	0,0487	0,2447	0,0075	0,2008	3,6826	OK	OK	OK
77	45	30	8,53	7,93	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
78	31	47	7,55	7,19	1,2	0,0030	0,1427	0,7313	0,0546	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0633	0,1662	0,5376	0,0255	0,3351	3,6826	OK	OK	OK
79	34	43	7,22	7,05	0,55	0,0031	0,0654	1,3021	0,0674	0,1536	160	0,0117	0,6328	0,1111	0,2226	0,6473	0,0342	0,4096	3,6826	OK	OK	OK
80	35	50	8,46	7,91	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
81	36	52	6,96	6,63	1,1	0,0030	0,1308	1,1297	0,0642	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0978	0,2083	0,6209	0,0320	0,3871	3,6826	OK	OK	OK
82	37	53	8,56	8,01	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
83	38	54	7,11	6,78	1,1	0,0030	0,1308	1,5221	0,0718	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1318	0,2435	0,6841	0,0374	0,4265	3,6826	OK	OK	OK
84	39	56	6,77	6,44	1,1	0,0030	0,1308	1,1118	0,0639	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0963	0,2066	0,6177	0,0317	0,3851	3,6826	OK	OK	OK
85	42	57	8,55	8,00	1,1	0,0050	0,1308	0,1308	0,0260	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0088	0,0600	0,2788	0,0092	0,2244	3,6826	OK	OK	OK
86	45	60	8,73	8,13	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
87	46	61	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
88	47	62	7,18	6,82	1,2	0,0030	0,1427	0,9477	0,0601	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0821	0,1901	0,5860	0,0292	0,3653	3,6826	OK	OK	OK
89	48	63	7,95	7,47	1,2	0,0040	0,1427	0,4578	0,0434	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0343	0,1211	0,4380	0,0186	0,3153	3,6826	OK	OK	OK
90	51	65	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1427	0,3746	0,0402	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0281	0,1092	0,4095	0,0168	0,2948	3,6826	OK	OK	OK
91	52	67	6,63	6,26	1,2	0,0031	0,1427	1,4150	0,0695	0,1536	160	0,0117	0,6320	0,1209	0,2327	0,6652	0,0357	0,4205	3,6826	OK	OK	OK
92	53	68	8,54	7,94	1,2	0,0050	0,1427	0,1427	0,0269	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0096	0,0627	0,2869	0,0096	0,2309	3,6826	OK	OK	OK
93	54	69	6,77	6,41	1,2	0,0030	0,1427	2,0274	0,0800	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1756	0,2830	0,7491	0,0435	0,4670	3,6826	OK	OK	OK
94	56	71	6,43	6,04	1,3	0,0030	0,1546	1,7064	0,0750	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1478	0,2585	0,7095	0,0397	0,4423	3,6826	OK	OK	OK
95	57	72	8,55	7,90	1,3	0,0050	0,1546	0,1546	0,0277	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0104	0,0654	0,2945	0,0100	0,2370	3,6826	OK	OK	OK
96	62	75	6,81	6,63	0,6	0,0030	0,0713	1,5898	0,0730	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1377	0,2491	0,6937	0,0383	0,4325	3,6826	OK	OK	OK
97	63	75	7,46	7,27	0,63	0,0030	0,0749	0,5327	0,0484	0,1536	160	0,0116	0,6251	0,0460	0,1409	0,4831	0,0216	0,3020	3,6826	OK	OK	OK
98	65	76	6,35	6,16	0,63	0,0030	0,0749	2,2926	0,0837	0,1536	160	0,0116	0,6251	0,1980	0,3016	0,7774	0,0463	0,4859	3,6826	OK	OK	OK
99	67	77	6,25	6,03	0,7	0,0031	0,0832	1,6112	0,0728	0,1536	160	0,0118	0,6381	0,1363	0,2478	0,6915	0,0381	0,4413	3,6826	OK	OK	OK
100	69	79	6,40	6,18	0,7	0,0031	0,0832	2,3961	0,0844	0,1536	160	0,0118	0,6381	0,2028	0,3054	0,7830	0,0469	0,4996	3,6826	OK	OK	OK
101	71	80	6,03	5,84	0,63	0,0030	0,0749	2,1559	0,0818	0,1536	160	0,0116	0,6251	0,1862	0,2920	0,7628	0,0448	0,4768	3,6826	OK	OK	OK
102	80	81	4,72	4,67	0,15	0,0033	0,0178	11,4226	0,1500	0,1536	160	0,0122	0,6571	0,9385	0,7341	1,1319	0,1128	0,7438	3,6826	OK	OK	OK
103	81	EB	4,67	4,61	0,2	0,0030	0,0238	11,5712	0,1537	0,192	200	0,0209	0,7234	0,5527	0,5265	1,0246	0,1011	0,7412	4,1172	OK	OK	OK

97,31

CLOACA MÁXIMA PROPUESTA 2

QE10 (2032)	2075,14 m3/día
QE20 (2042)	2019,79 m3/día
QA10 (2032)	261,57 m3/día
QA20 (2042)	254,59 m3/día
Longitud de cañería existente	124,87 hm
Coefficiente de infiltración (10%)	1,1
Caudal máximo de diseño (2032)	26,4196065 l/s
Gasto hectométrico máximo de diseño (2032)	0,12143037 l/(s*hm)
Caudal máximo de verificación (2042)	25,714919 l/s
Gasto hectométrico máximo de verificación (2042)	0,11819147 l/(s*hm)
Caudal mínimo de autolimpieza (2022)	997 m3/día
Gasto hectométrico mínimo	0,05303742
Coef. De manning (PVC)	0,01 (s/m3)

Cloaca máxima prop. 2

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de Cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 92,7 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
1	1	2	8,4	7,8	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
2	2	3	8,68	8,08	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
3	3	4	8,63	8,08	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
4	5	6	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
5	7	6	8,22	7,62	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
6	8	7	8,2	7,67	1,05	0,0050	0,1275	0,1275	0,0257	0,1536	160	0,0150	0,8087	0,0085	0,0590	0,2761	0,0091	0,2233	3,6826	OK	OK	OK
7	9	10	8,35	7,75	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
8	11	12	8,5	7,9	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
9	14	13	8	7,47	1,05	0,0050	0,1275	0,1275	0,0257	0,1536	160	0,0150	0,8087	0,0085	0,0590	0,2761	0,0091	0,2233	3,6826	OK	OK	OK
10	17	18	8,25	7,65	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
11	18	19	7,34	6,98	1,2	0,0030	0,1457	0,7286	0,0545	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0631	0,1659	0,5369	0,0255	0,3347	3,6826	OK	OK	OK
12	19	20	6,97	6,64	1,1	0,0030	0,1336	1,1536	0,0648	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0999	0,2106	0,6252	0,0324	0,3898	3,6826	OK	OK	OK
13	22	21	6,85	6,49	1,2	0,0030	0,1457	1,8032	0,0766	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1562	0,2661	0,7221	0,0409	0,4501	3,6826	OK	OK	OK
14	23	22	7,22	6,86	1,2	0,0030	0,1457	1,0747	0,0631	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0931	0,2030	0,6108	0,0312	0,3808	3,6826	OK	OK	OK
15	24	23	7,44	7,28	0,4	0,0040	0,0486	0,2125	0,0325	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0159	0,0816	0,3392	0,0125	0,2442	3,6826	OK	OK	OK
16	25	24	7,8	7,45	0,7	0,0050	0,0850	0,1639	0,0283	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0110	0,0674	0,3002	0,0103	0,2416	3,6826	OK	OK	OK
17	16	26	8,38	8,11	0,55	0,0049	0,0668	0,0668	0,0203	0,1536	160	0,0148	0,7975	0,0045	0,0425	0,2250	0,0065	0,1795	3,6826	OK	OK	OK
18	27	33	8,45	8,02	0,86	0,0050	0,1044	0,1044	0,0239	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0070	0,0534	0,2592	0,0082	0,2086	3,6826	OK	OK	OK
19	28	29	8,2	7,95	0,4	0,0062	0,0486	0,0486	0,0172	0,1536	160	0,0167	0,8998	0,0029	0,0338	0,1956	0,0052	0,1760	3,6826	OK	OK	OK
20	30	31	7,58	7,25	1,1	0,0030	0,1336	0,5707	0,0497	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0494	0,1462	0,4948	0,0225	0,3085	3,6826	OK	OK	OK
21	31	32	7,25	7,09	0,52	0,0031	0,0631	1,2896	0,0672	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,1103	0,2218	0,6457	0,0341	0,4077	3,6826	OK	OK	OK
22	32	33	7,08	6,97	0,39	0,0028	0,0474	1,3369	0,0692	0,1536	160	0,0112	0,6045	0,1194	0,2312	0,6626	0,0355	0,4005	3,6826	OK	OK	OK
23	33	34	6,96	6,83	0,41	0,0032	0,0498	1,4912	0,0706	0,1536	160	0,0119	0,6409	0,1256	0,2374	0,6736	0,0365	0,4317	3,6826	OK	OK	OK
24	34	35	6,82	6,46	1,2	0,0030	0,1457	1,8494	0,0773	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1602	0,2697	0,7278	0,0414	0,4537	3,6826	OK	OK	OK
25	35	36	6,45	6,12	1,1	0,0030	0,1336	2,6435	0,0884	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,2290	0,3257	0,8122	0,0500	0,5063	3,6826	OK	OK	OK
26	36	37	6,11	6,05	0,2	0,0030	0,0243	6,4091	0,1232	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,5551	0,5278	1,0256	0,0811	0,6394	3,6826	OK	OK	OK
27	38	37	6,11	6,05	0,2	0,0030	0,0243	3,4401	0,0975	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,2979	0,3750	0,8765	0,0576	0,5464	3,6826	OK	OK	OK
28	39	38	7,2	6,84	1,2	0,0030	0,1457	1,1754	0,0652	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1018	0,2127	0,6290	0,0327	0,3922	3,6826	OK	OK	OK

Cloaca máxima prop. 2

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de Cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 92,7 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
29	40	39	8,21	7,77	1,1	0,0040	0,1336	0,2125	0,0325	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0159	0,0816	0,3392	0,0125	0,2442	3,6826	OK	OK	OK
30	42	41	7,74	7,58	0,4	0,0040	0,0486	0,1821	0,0307	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0137	0,0753	0,3224	0,0116	0,2321	3,6826	OK	OK	OK
31	32	46	8,72	8,12	1,18	0,0051	0,1433	0,1433	0,0268	0,1536	160	0,0150	0,8116	0,0095	0,0626	0,2865	0,0096	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
32	46	53	8,11	7,91	0,5	0,0040	0,0607	0,2040	0,0320	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0153	0,0799	0,3346	0,0123	0,2409	3,6826	OK	OK	OK
33	45	53	8,6	8,27	0,66	0,0050	0,0801	0,0801	0,0216	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0054	0,0465	0,2379	0,0071	0,1915	3,6826	OK	OK	OK
34	43	48	8,14	7,64	1,25	0,0040	0,1518	0,1518	0,0287	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0114	0,0686	0,3036	0,0105	0,2186	3,6826	OK	OK	OK
35	50	51	7,99	7,73	0,5	0,0052	0,0607	0,1943	0,0299	0,1536	160	0,0152	0,8208	0,0128	0,0728	0,3154	0,0112	0,2588	3,6826	OK	OK	OK
36	52	51	8,46	7,81	1,3	0,0050	0,1579	0,1579	0,0279	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0106	0,0661	0,2965	0,0101	0,2386	3,6826	OK	OK	OK
37	53	54	7,9	7,58	0,8	0,0040	0,0971	0,3813	0,0405	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0286	0,1102	0,4120	0,0169	0,2966	3,6826	OK	OK	OK
38	54	55	8,58	8,02	1,1	0,0051	0,1336	0,1336	0,0261	0,1536	160	0,0150	0,8121	0,0089	0,0603	0,2799	0,0093	0,2273	3,6826	OK	OK	OK
39	57	56	8,54	7,94	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
40	58	57	8,6	8,23	0,73	0,0051	0,0886	0,0886	0,0224	0,1536	160	0,0150	0,8103	0,0059	0,0489	0,2452	0,0075	0,1987	3,6826	OK	OK	OK
41	60	59	7,94	7,5	1,1	0,0040	0,1336	0,2793	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0209	0,0939	0,3714	0,0144	0,2673	3,6826	OK	OK	OK
42	61	66	8,66	8,12	1,02	0,0053	0,1239	0,1239	0,0252	0,1536	160	0,0153	0,8282	0,0081	0,0574	0,2714	0,0088	0,2248	3,6826	OK	OK	OK
43	62	64	8,64	8,09	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
44	64	65	8,07	7,68	1,3	0,0030	0,1579	0,5914	0,0504	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0512	0,1489	0,5007	0,0229	0,3122	3,6826	OK	OK	OK
45	65	66	7,67	7,37	0,97	0,0031	0,1178	1,0880	0,0630	0,1536	160	0,0117	0,6330	0,0928	0,2027	0,6102	0,0311	0,3863	3,6826	OK	OK	OK
46	66	68	7,36	7,28	0,27	0,0030	0,0328	1,2447	0,0668	0,1536	160	0,0115	0,6196	0,1085	0,2199	0,6422	0,0338	0,3979	3,6826	OK	OK	OK
47	67	68	8,06	7,95	0,24	0,0046	0,0291	0,2259	0,0324	0,1536	160	0,0143	0,7706	0,0158	0,0813	0,3384	0,0125	0,2608	3,6826	OK	OK	OK
48	68	69	7,27	6,94	1,1	0,0030	0,1336	1,7498	0,0757	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1516	0,2619	0,7152	0,0402	0,4459	3,6826	OK	OK	OK
49	70	71	8,68	8,08	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
50	72	73	8,61	8,24	0,75	0,0049	0,0911	0,0911	0,0228	0,1536	160	0,0148	0,7994	0,0062	0,0499	0,2485	0,0077	0,1986	3,6826	OK	OK	OK
51	74	73	8,13	7,77	1,1	0,0033	0,1336	0,2793	0,0374	0,1536	160	0,0121	0,6511	0,0232	0,0989	0,3840	0,0152	0,2500	3,6826	OK	OK	OK
52	75	76	8,8	8,47	0,65	0,0051	0,0789	0,0789	0,0215	0,1536	160	0,0150	0,8110	0,0053	0,0460	0,2362	0,0071	0,1915	3,6826	OK	OK	OK
53	76	77	8,75	8,1	1,3	0,0050	0,1579	0,1579	0,0279	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0106	0,0661	0,2965	0,0101	0,2386	3,6826	OK	OK	OK
54	77	78	8,83	8,28	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
55	79	80	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1457	0,2210	0,0317	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0148	0,0786	0,3312	0,0121	0,2665	3,6826	OK	OK	OK
56	81	80	8,62	8,07	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
57	2	10	7,79	7,56	0,55	0,0042	0,0668	0,2125	0,0323	0,1536	160	0,0136	0,7360	0,0156	0,0806	0,3367	0,0124	0,2478	3,6826	OK	OK	OK
58	10	18	7,55	7,35	0,65	0,0031	0,0789	0,4371	0,0448	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,0374	0,1266	0,4506	0,0194	0,2845	3,6826	OK	OK	OK
59	3	19	8,07	7,59	1,2	0,0040	0,1457	0,2914	0,0366	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0219	0,0960	0,3767	0,0147	0,2711	3,6826	OK	OK	OK
60	4	20	8,07	7,59	1,2	0,0040	0,1457	0,2793	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0209	0,0939	0,3714	0,0144	0,2673	3,6826	OK	OK	OK
61	6	12	7,61	7,44	0,55	0,0031	0,0668	0,3582	0,0415	0,1536	160	0,0117	0,6328	0,0306	0,1141	0,4212	0,0175	0,2666	3,6826	OK	OK	OK
62	12	22	7,43	7,22	0,65	0,0032	0,0789	0,5829	0,0494	0,1536	160	0,0120	0,6470	0,0486	0,1450	0,4921	0,0223	0,3184	3,6826	OK	OK	OK
63	7	13	7,66	7,44	0,55	0,0040	0,0668	0,1943	0,0315	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0146	0,0779	0,3293	0,0120	0,2370	3,6826	OK	OK	OK
64	13	23	7,43	7,23	0,65	0,0031	0,0789	0,4007	0,0433	0,1536	160	0,0117	0,6314	0,0343	0,1210	0,4377	0,0186	0,2763	3,6826	OK	OK	OK
65	15	30	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
66	26	31	8,1	7,72	0,75	0,0051	0,0911	0,1579	0,0278	0,1536	160	0,0150	0,8102	0,0105	0,0658	0,2959	0,0101	0,2397	3,6826	OK	OK	OK
67	18	34	8,45	7,85	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
68	19	35	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
69	20	36	6,63	6,27	1,2	0,0030	0,1457	1,5786	0,0728	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1367	0,2482	0,6921	0,0381	0,4315	3,6826	OK	OK	OK
70	21	38	6,48	6,12	1,2	0,0030	0,1457	1,9490	0,0788	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1688	0,2772	0,7399	0,0426	0,4613	3,6826	OK	OK	OK
71	22	39	8,27	7,67	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
72	41	23	7,57	7,24	1,1	0,0030	0,1336	0,3157	0,0398	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0273	0,1077	0,4058	0,0165	0,2530	3,6826	OK	OK	OK

Cloaca máxima prop. 2

Caudal de diseño Q10= 26,42 l/s

Longitud de Cañería existente= 124,87 hm

Longitud de cañería de proyecto= 92,7 hm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q10	Acumulado Máximo por tramo (Q10 - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	QII (m3/s)	VII (m/s)	Q/QII	A= h/d	B= V/VII	h (m)	V (m/s)	Vel. Max. Adm. (ENOHSA 8.6.b) (m/s)	h/D ≤ 0,94 (Q10)	Verificación velocidad máxima	Verificación Vel. Mín. Adm. ≥0,60 m/s (ENOHSA 8.6.f)
73	24	42	8,3	7,75	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
74	29	25	7,94	7,81	0,25	0,0052	0,0304	0,0789	0,0214	0,1536	160	0,0152	0,8208	0,0052	0,0457	0,2353	0,0070	0,1931	3,6826	OK	OK	OK
75	49	30	7,95	7,59	1,2	0,0030	0,1457	0,2914	0,0387	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0252	0,1034	0,3951	0,0159	0,2463	3,6826	OK	OK	OK
76	51	31	7,73	7,37	1,2	0,0030	0,1457	0,4979	0,0472	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0431	0,1362	0,4727	0,0209	0,2947	3,6826	OK	OK	OK
77	45	34	8,6	8,32	0,55	0,0051	0,0668	0,0668	0,0201	0,1536	160	0,0150	0,8121	0,0044	0,0421	0,2237	0,0065	0,1817	3,6826	OK	OK	OK
78	54	35	7,57	7,24	1,1	0,0030	0,1336	0,5149	0,0478	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0446	0,1386	0,4780	0,0213	0,2980	3,6826	OK	OK	OK
79	55	36	6,56	6,23	1,1	0,0030	0,1336	2,1627	0,0820	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1873	0,2929	0,7642	0,0450	0,4764	3,6826	OK	OK	OK
80	56	38	8,02	7,58	1,1	0,0040	0,1336	0,2914	0,0366	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0219	0,0960	0,3767	0,0147	0,2711	3,6826	OK	OK	OK
81	57	39	7,54	7,21	1,1	0,0030	0,1336	0,6715	0,0529	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0582	0,1590	0,5225	0,0244	0,3257	3,6826	OK	OK	OK
82	47	40	8,55	8,22	0,65	0,0051	0,0789	0,0789	0,0215	0,1536	160	0,0150	0,8110	0,0053	0,0460	0,2362	0,0071	0,1915	3,6826	OK	OK	OK
83	48	59	7,63	7,51	0,25	0,0048	0,0304	0,1821	0,0297	0,1536	160	0,0146	0,7886	0,0125	0,0719	0,3128	0,0110	0,2467	3,6826	OK	OK	OK
84	44	60	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
85	62	49	8,44	7,96	1,2	0,0040	0,1457	0,1457	0,0282	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0109	0,0672	0,2996	0,0103	0,2157	3,6826	OK	OK	OK
86	63	50	8,55	8	1,1	0,0050	0,1336	0,1336	0,0262	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0090	0,0606	0,2807	0,0093	0,2260	3,6826	OK	OK	OK
87	51	64	8,56	8,08	1,2	0,0040	0,1457	0,1457	0,0282	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0109	0,0672	0,2996	0,0103	0,2157	3,6826	OK	OK	OK
88	52	65	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
89	54	68	8,58	7,98	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
90	69	55	6,93	6,57	1,2	0,0030	0,1457	1,8955	0,0780	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1642	0,2732	0,7335	0,0420	0,4573	3,6826	OK	OK	OK
91	70	56	8,68	8,03	1,3	0,0050	0,1579	0,1579	0,0279	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0106	0,0661	0,2965	0,0101	0,2386	3,6826	OK	OK	OK
92	71	57	8,07	7,55	1,3	0,0040	0,1579	0,3036	0,0372	0,1536	160	0,0133	0,7199	0,0228	0,0980	0,3818	0,0151	0,2748	3,6826	OK	OK	OK
93	59	73	7,49	7,13	1,2	0,0030	0,1457	0,6072	0,0509	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,0526	0,1510	0,5051	0,0232	0,3149	3,6826	OK	OK	OK
94	60	74	8,74	8,14	1,2	0,0050	0,1457	0,1457	0,0271	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0098	0,0634	0,2888	0,0097	0,2325	3,6826	OK	OK	OK
95	76	64	8,46	8,21	0,62	0,0040	0,0753	0,1542	0,0288	0,1536	160	0,0134	0,7228	0,0115	0,0690	0,3048	0,0106	0,2203	3,6826	OK	OK	OK
96	77	65	8,09	7,85	0,62	0,0039	0,0753	0,2331	0,0339	0,1536	160	0,0131	0,7082	0,0178	0,0863	0,3517	0,0133	0,2490	3,6826	OK	OK	OK
97	78	67	8,27	8,06	0,52	0,0040	0,0631	0,1967	0,0315	0,1536	160	0,0134	0,7233	0,0147	0,0782	0,3301	0,0120	0,2388	3,6826	OK	OK	OK
98	71	79	8,81	8,5	0,62	0,0050	0,0753	0,0753	0,0211	0,1536	160	0,0149	0,8048	0,0051	0,0450	0,2332	0,0069	0,1877	3,6826	OK	OK	OK
99	73	80	7,12	6,93	0,62	0,0031	0,0753	1,0528	0,0623	0,1536	160	0,0117	0,6301	0,0902	0,1997	0,6045	0,0307	0,3809	3,6826	OK	OK	OK
100	80	EB	6,92	6,89	0,1	0,0030	0	1,4074	0,0698	0,1536	160	0,0115	0,6234	0,1219	0,2337	0,6670	0,0359	0,4158	3,6826	OK	OK	OK

92,7

VERIFICACIÓN DE TIRANTE MÁXIMO EN PROPUESTA 1

QE10 (2032)	2075,14 m ³ /día
QE20 (2042)	2019,79 m ³ /día
QA10 (2032)	261,57 m ³ /día
QA20 (2042)	254,59 m ³ /día
Longitud de cañería existente	124,87 hm
Coeficiente de infiltración (10%)	1,1
Caudal máximo de diseño (2032)	26,4196065 l/s
Gasto hectométrico máximo de diseño (2032)	0,11891082 l/(s*hm)
Caudal máximo de verificación (2042)	25,714919 l/s
Gasto hectométrico máximo de verificación (2042)	0,11573913 l/(s*hm)
Caudal mínimo de autolimpieza (2022)	997 m³/día
Gasto hectométrico mínimo	0,05193695
Coef. De manning (PVC)	0,01 (s/m ³)

Verificación tirante máximo Prop 1

Caudal de análisis Q₂₀= 25,72 l/s

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q ₂₀	Acumulado Máximo por tramo (Q ₂₀ - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	Q _{II} (m ³ /s)	Q/Q _{II}	A= h/d	h/D ≤ 0,80 (Q ₂₀)
1	1	2	8,60	8,05	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
2	3	2	8,63	8,08	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
3	3	4	8,43	7,83	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
4	5	6	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
5	7	6	8,31	7,87	1,1	0,0040	0,1273	0,1273	0,0268	0,1536	160	0,0133	0,0095	0,0626	OK
6	8	7	8,20	7,65	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
7	9	10	8,35	7,80	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
8	11	12	8,50	7,90	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
9	14	13	8,00	7,45	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
10	17	18	8,25	7,62	1,25	0,0050	0,1447	0,1447	0,0270	0,1536	160	0,0150	0,0097	0,0630	OK
11	19	18	8,49	7,94	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
12	19	20	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1389	0,2778	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,0208	0,0936	OK
13	21	22	8,28	7,68	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
14	23	22	8,16	7,61	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
15	24	23	7,44	7,24	0,5	0,0040	0,0579	0,2257	0,0333	0,1536	160	0,0133	0,0169	0,0841	OK
16	25	24	7,80	7,45	0,7	0,0050	0,0810	0,1678	0,0286	0,1536	160	0,0149	0,0113	0,0682	OK
17	16	26	8,38	8,01	0,75	0,0049	0,0868	0,0868	0,0224	0,1536	160	0,0148	0,0059	0,0487	OK
18	27	33	8,50	8,06	0,85	0,0052	0,0984	0,0984	0,0232	0,1536	160	0,0152	0,0065	0,0513	OK
19	29	28	8,20	7,95	0,5	0,0050	0,0579	0,0579	0,0192	0,1536	160	0,0149	0,0039	0,0393	OK
20	30	31	7,92	7,56	1,2	0,0030	0,1389	0,4167	0,0442	0,1536	160	0,0115	0,0361	0,1243	OK
21	33	34	8,05	7,85	0,4	0,0050	0,0463	0,1447	0,0270	0,1536	160	0,0149	0,0097	0,0632	OK
22	35	34	8,46	7,91	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
23	35	36	7,88	7,40	1,2	0,0040	0,1389	0,2778	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,0208	0,0936	OK
24	37	38	7,87	7,39	1,2	0,0040	0,1389	0,2778	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,0208	0,0936	OK
25	39	38	8,28	7,73	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
26	40	39	7,69	7,44	0,5	0,0050	0,0579	0,1968	0,0303	0,1536	160	0,0149	0,0132	0,0740	OK
27	32	44	8,72	8,12	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
28	43	49	7,04	6,84	0,65	0,0031	0,0752	1,3426	0,0682	0,1536	160	0,0117	0,1148	0,2265	OK
29	44	48	8,11	7,98	0,25	0,0052	0,0289	0,1678	0,0283	0,1536	160	0,0152	0,0110	0,0675	OK
30	41	56	8,11	7,55	1,4	0,0040	0,1620	0,1620	0,0294	0,1536	160	0,0133	0,0122	0,0709	OK
31	46	47	85,50	82,50	0,62	0,0484	0,0718	0,0718	0,0136	0,1536	160	0,0464	0,0015	0,0242	OK
32	47	48	8,56	7,96	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
33	49	50	8,66	8,30	0,7	0,0051	0,0810	0,0810	0,0216	0,1536	160	0,0151	0,0054	0,0465	OK
34	50	51	8,29	7,83	0,15	0,0307	0,0174	0,2257	0,0227	0,1536	160	0,0369	0,0061	0,0497	OK
35	50	52	8,58	7,98	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
36	53	54	8,00	7,52	1,2	0,0040	0,1389	0,2662	0,0354	0,1536	160	0,0133	0,0200	0,0916	OK
37	55	54	8,60	8,23	0,75	0,0049	0,0868	0,0868	0,0224	0,1536	160	0,0148	0,0059	0,0487	OK
38	57	56	7,99	7,51	1,2	0,0040	0,1389	0,2662	0,0354	0,1536	160	0,0133	0,0200	0,0916	OK
39	58	64	8,66	8,11	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
40	49	59	6,83	6,51	1,1	0,0029	0,1273	1,4699	0,0713	0,1536	160	0,0114	0,1293	0,2410	OK
41	60	61	8,12	7,83	0,6	0,0048	0,0694	0,2083	0,0312	0,1536	160	0,0147	0,0142	0,0769	OK
42	61	62	7,82	7,63	0,6	0,0032	0,0694	0,4167	0,0438	0,1536	160	0,0119	0,0351	0,1226	OK
43	63	62	8,72	8,12	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
44	63	64	8,72	8,23	1	0,0049	0,1157	0,1157	0,0249	0,1536	160	0,0148	0,0078	0,0566	OK
45	64	65	8,10	8,00	0,25	0,0040	0,0289	0,2720	0,0357	0,1536	160	0,0133	0,0204	0,0926	OK
46	59	65	6,50	6,36	0,45	0,0031	0,0521	1,5220	0,0714	0,1536	160	0,0118	0,1294	0,2411	OK
47	66	67	8,75	8,28	0,95	0,0049	0,1100	0,1100	0,0244	0,1536	160	0,0148	0,0074	0,0550	OK
48	68	69	7,93	7,45	1,2	0,0040	0,1389	0,2778	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,0208	0,0936	OK
49	70	71	8,61	8,28	0,65	0,0051	0,0752	0,0752	0,0211	0,1536	160	0,0150	0,0050	0,0449	OK
50	72	71	7,89	7,41	1,2	0,0040	0,1389	0,2893	0,0365	0,1536	160	0,0133	0,0217	0,0956	OK
51	73	74	8,80	8,43	0,75	0,0049	0,0868	0,0868	0,0224	0,1536	160	0,0148	0,0059	0,0487	OK
52	74	75	6,62	6,26	1,2	0,0030	0,1389	1,7731	0,0761	0,1536	160	0,0115	0,1536	0,2638	OK
53	75	76	6,25	5,90	1,2	0,0029	0,1389	2,4305	0,0861	0,1536	160	0,0114	0,2135	0,3139	OK

Verificación tirante máximo Prop 1

Caudal de análisis Q₂₀= 25,72 l/s

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q ₂₀	Acumulado Máximo por tramo (Q ₂₀ - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	Q _{II} (m3/s)	Q/Q _{II}	A= h/d	h/D ≤ 0,80 (Q ₂₀)
54	76	77	5,89	5,56	1,1	0,0030	0,1273	4,7893	0,1104	0,1536	160	0,0115	0,4148	0,4487	OK
55	77	78	5,55	5,31	0,8	0,0030	0,0926	6,4501	0,1235	0,1536	160	0,0115	0,5586	0,5297	OK
56	78	79	5,30	5,07	0,8	0,0029	0,0926	6,5427	0,1251	0,1536	160	0,0113	0,5789	0,5405	OK
57	79	80	5,06	4,73	1,1	0,0030	0,1273	9,0022	0,1399	0,1536	160	0,0115	0,7797	0,6453	OK
58	82	81	8,62	8,10	1,05	0,0050	0,1215	0,1215	0,0253	0,1536	160	0,0148	0,0082	0,0579	OK
59	2	10	8,04	7,81	0,55	0,0042	0,0637	0,3183	0,0375	0,1536	160	0,0136	0,0233	0,0993	OK
60	10	18	7,79	7,60	0,65	0,0029	0,0752	0,5208	0,0483	0,1536	160	0,0114	0,0457	0,1404	OK
61	3	19	8,43	7,83	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
62	4	20	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1389	0,2778	0,0360	0,1536	160	0,0133	0,0208	0,0936	OK
63	6	12	7,86	7,70	0,55	0,0029	0,0637	0,3299	0,0407	0,1536	160	0,0114	0,0290	0,1111	OK
64	12	22	7,69	7,49	0,65	0,0031	0,0752	0,5440	0,0486	0,1536	160	0,0117	0,0465	0,1417	OK
65	7	13	7,64	7,36	0,55	0,0051	0,0637	0,1910	0,0299	0,1536	160	0,0150	0,0127	0,0725	OK
66	13	23	7,35	7,15	0,65	0,0031	0,0752	0,3935	0,0431	0,1536	160	0,0117	0,0337	0,1199	OK
67	15	30	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
68	26	31	8,00	7,70	0,6	0,0050	0,0694	0,1562	0,0278	0,1536	160	0,0149	0,0105	0,0657	OK
69	18	34	7,59	7,23	1,2	0,0030	0,1389	0,9317	0,0598	0,1536	160	0,0115	0,0807	0,1885	OK
70	19	35	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
71	20	36	7,33	6,97	1,2	0,0030	0,1389	0,6944	0,0535	0,1536	160	0,0115	0,0601	0,1618	OK
72	21	37	8,48	7,88	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
73	22	38	7,48	7,12	1,2	0,0030	0,1389	0,9491	0,0602	0,1536	160	0,0115	0,0822	0,1903	OK
74	23	39	7,14	6,78	1,2	0,0030	0,1389	0,7581	0,0553	0,1536	160	0,0115	0,0657	0,1693	OK
75	24	40	8,30	7,70	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
76	28	25	7,94	7,81	0,25	0,0052	0,0289	0,0868	0,0221	0,1536	160	0,0152	0,0057	0,0480	OK
77	45	30	8,53	7,93	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
78	31	47	7,55	7,19	1,2	0,0030	0,1389	0,7118	0,0540	0,1536	160	0,0115	0,0616	0,1639	OK
79	34	43	7,22	7,05	0,55	0,0031	0,0637	1,2673	0,0667	0,1536	160	0,0117	0,1081	0,2195	OK
80	35	50	8,46	7,91	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
81	36	52	6,96	6,63	1,1	0,0030	0,1273	1,0995	0,0636	0,1536	160	0,0115	0,0952	0,2054	OK
82	37	53	8,56	8,01	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
83	38	54	7,11	6,78	1,1	0,0030	0,1273	1,4815	0,0711	0,1536	160	0,0115	0,1283	0,2400	OK
84	39	56	6,77	6,44	1,1	0,0030	0,1273	1,0822	0,0632	0,1536	160	0,0115	0,0937	0,2037	OK
85	42	57	8,55	8,00	1,1	0,0050	0,1273	0,1273	0,0257	0,1536	160	0,0149	0,0085	0,0591	OK
86	45	60	8,73	8,13	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
87	46	61	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
88	47	62	7,18	6,82	1,2	0,0030	0,1389	0,9224	0,0595	0,1536	160	0,0115	0,0799	0,1875	OK
89	48	63	7,95	7,47	1,2	0,0040	0,1389	0,4456	0,0429	0,1536	160	0,0133	0,0334	0,1195	OK
90	51	65	7,82	7,34	1,2	0,0040	0,1389	0,3646	0,0398	0,1536	160	0,0133	0,0273	0,1077	OK
91	52	67	6,63	6,26	1,2	0,0031	0,1389	1,3773	0,0688	0,1536	160	0,0117	0,1177	0,2294	OK
92	53	68	8,54	7,94	1,2	0,0050	0,1389	0,1389	0,0266	0,1536	160	0,0149	0,0093	0,0618	OK
93	54	69	6,77	6,41	1,2	0,0030	0,1389	1,9734	0,0792	0,1536	160	0,0115	0,1709	0,2790	OK
94	56	71	6,43	6,04	1,3	0,0030	0,1505	1,6609	0,0742	0,1536	160	0,0115	0,1438	0,2549	OK
95	57	72	8,55	7,90	1,3	0,0050	0,1505	0,1505	0,0274	0,1536	160	0,0149	0,0101	0,0645	OK
96	62	75	6,81	6,63	0,6	0,0030	0,0694	1,5474	0,0723	0,1536	160	0,0115	0,1340	0,2456	OK
97	63	75	7,46	7,27	0,63	0,0030	0,0729	0,5185	0,0479	0,1536	160	0,0116	0,0448	0,1389	OK
98	65	76	6,35	6,16	0,63	0,0030	0,0729	2,2315	0,0828	0,1536	160	0,0116	0,1928	0,2973	OK
99	67	77	6,25	6,03	0,7	0,0031	0,0810	1,5683	0,0720	0,1536	160	0,0118	0,1327	0,2443	OK
100	69	79	6,40	6,18	0,7	0,0031	0,0810	2,3321	0,0836	0,1536	160	0,0118	0,1973	0,3011	OK
101	71	80	6,03	5,84	0,63	0,0030	0,0729	2,0984	0,0810	0,1536	160	0,0116	0,1813	0,2878	OK
102	80	81	4,72	4,67	0,15	0,0033	0,0174	11,1179	0,1485	0,1536	160	0,0122	0,9135	0,7188	OK
103	81	EB	4,67	4,61	0,2	0,0030	0,0231	11,2626	0,1522	0,192	200	0,0209	0,5380	0,5185	OK

97,31

VERIFICACIÓN TIRANTE MÁXIMO DE PROPUESTA 2

QE10 (2032)	2075,14 m3/día
QE20 (2042)	2019,79 m3/día
QA10 (2032)	261,57 m3/día
QA20 (2042)	254,59 m3/día
Longitud de cañería existente	124,87 hm
Coficiente de infiltración (10%)	1,1
Caudal máximo de diseño (2032)	26,4196065 l/s
Gasto hectométrico máximo de diseño (2032)	0,12143037 l/(s*hm)
Caudal máximo de verificación (2042)	25,714919 l/s
Gasto hectométrico máximo de verificación (2042)	0,11819147 l/(s*hm)
Caudal mínimo de autolimpieza (2022)	997 m3/día
Gasto hectométrico mínimo	0,05303742
Coef. De manning (PVC)	0,01 (s/m3)

Verificacion tirante máximo prop. 2

Caudal de análisis Q₂₀=25,72 l/s

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q ₂₀	Acumulado Máximo por tramo (Q ₂₀ - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	Q _{II} (m3/s)	Q/Q _{II}	A= h/d	h/D ≤ 0,80 (Q ₂₀)
1	1	2	8,4	7,8	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
2	2	3	8,68	8,08	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
3	3	4	8,63	8,08	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
4	5	6	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
5	7	6	8,22	7,62	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
6	8	7	8,2	7,67	1,05	0,0050	0,1241	0,1241	0,0255	0,1536	160	0,0150	0,0083	0,0582	OK
7	9	10	8,35	7,75	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
8	11	12	8,5	7,9	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
9	14	13	8	7,47	1,05	0,0050	0,1241	0,1241	0,0255	0,1536	160	0,0150	0,0083	0,0582	OK
10	17	18	8,25	7,65	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
11	18	19	7,34	6,98	1,2	0,0030	0,1418	0,7091	0,0540	0,1536	160	0,0115	0,0614	0,1636	OK
12	19	20	6,87	6,64	1,1	0,0021	0,1300	1,1228	0,0686	0,1536	160	0,0096	0,1165	0,2282	OK
13	22	21	6,85	6,49	1,2	0,0030	0,1418	1,7551	0,0758	0,1536	160	0,0115	0,1520	0,2624	OK
14	23	22	7,22	6,86	1,2	0,0030	0,1418	1,0460	0,0624	0,1536	160	0,0115	0,0906	0,2002	OK
15	24	23	7,44	7,28	0,4	0,0040	0,0473	0,2068	0,0322	0,1536	160	0,0133	0,0155	0,0804	OK
16	25	24	7,8	7,45	0,7	0,0050	0,0827	0,1596	0,0280	0,1536	160	0,0149	0,0107	0,0664	OK
17	16	26	8,38	8,11	0,55	0,0049	0,0650	0,0650	0,0201	0,1536	160	0,0148	0,0044	0,0419	OK
18	27	33	8,45	8,02	0,86	0,0050	0,1016	0,1016	0,0237	0,1536	160	0,0149	0,0068	0,0526	OK
19	28	29	8,2	7,95	0,4	0,0062	0,0473	0,0473	0,0170	0,1536	160	0,0167	0,0028	0,0333	OK
20	30	31	7,58	7,25	1,1	0,0030	0,1300	0,5555	0,0492	0,1536	160	0,0115	0,0481	0,1442	OK
21	31	32	7,25	7,09	0,52	0,0031	0,0615	1,2552	0,0665	0,1536	160	0,0117	0,1073	0,2187	OK
22	32	33	7,08	6,97	0,39	0,0028	0,0461	1,3013	0,0685	0,1536	160	0,0112	0,1162	0,2279	OK
23	33	34	6,96	6,83	0,41	0,0032	0,0485	1,4514	0,0698	0,1536	160	0,0119	0,1223	0,2341	OK
24	34	35	6,82	6,46	1,2	0,0030	0,1418	1,8001	0,0765	0,1536	160	0,0115	0,1559	0,2659	OK
25	35	36	6,45	6,12	1,1	0,0030	0,1300	2,5730	0,0875	0,1536	160	0,0115	0,2228	0,3211	OK
26	36	37	6,11	6,05	0,2	0,0030	0,0236	6,2381	0,1219	0,1536	160	0,0115	0,5403	0,5198	OK
27	38	37	6,11	6,05	0,2	0,0030	0,0236	3,3484	0,0966	0,1536	160	0,0115	0,2900	0,3696	OK
28	39	38	7,2	6,84	1,2	0,0030	0,1418	1,1441	0,0646	0,1536	160	0,0115	0,0991	0,2097	OK
29	40	39	8,21	7,77	1,1	0,0040	0,1300	0,2068	0,0322	0,1536	160	0,0133	0,0155	0,0804	OK
30	42	41	7,74	7,58	0,4	0,0040	0,0473	0,1773	0,0304	0,1536	160	0,0133	0,0133	0,0743	OK
31	32	46	8,72	8,12	1,18	0,0051	0,1395	0,1395	0,0266	0,1536	160	0,0150	0,0093	0,0617	OK
32	46	53	8,11	7,91	0,5	0,0040	0,0591	0,1986	0,0317	0,1536	160	0,0133	0,0149	0,0788	OK
33	45	53	8,6	8,27	0,66	0,0050	0,0780	0,0780	0,0214	0,1536	160	0,0149	0,0052	0,0459	OK
34	43	48	8,14	7,64	1,25	0,0040	0,1477	0,1477	0,0284	0,1536	160	0,0133	0,0111	0,0676	OK
35	50	51	7,99	7,73	0,5	0,0052	0,0591	0,1891	0,0296	0,1536	160	0,0152	0,0124	0,0718	OK
36	52	51	8,46	7,81	1,3	0,0050	0,1536	0,1536	0,0276	0,1536	160	0,0149	0,0103	0,0652	OK
37	53	54	7,9	7,58	0,8	0,0040	0,0946	0,3711	0,0401	0,1536	160	0,0133	0,0278	0,1087	OK
38	54	55	8,58	8,02	1,1	0,0051	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0150	0,0086	0,0595	OK
39	57	56	8,54	7,94	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
40	58	57	8,6	8,23	0,73	0,0051	0,0863	0,0863	0,0222	0,1536	160	0,0150	0,0057	0,0482	OK
41	60	59	7,94	7,5	1,1	0,0040	0,1300	0,2718	0,0357	0,1536	160	0,0133	0,0204	0,0926	OK
42	61	66	8,66	8,12	1,02	0,0053	0,1206	0,1206	0,0250	0,1536	160	0,0153	0,0079	0,0566	OK
43	62	64	8,64	8,09	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
44	64	65	8,07	7,68	1,3	0,0030	0,1536	0,5756	0,0499	0,1536	160	0,0115	0,0499	0,1468	OK
45	65	66	7,67	7,37	0,97	0,0031	0,1146	1,0590	0,0623	0,1536	160	0,0117	0,0903	0,1999	OK
46	66	68	7,36	7,28	0,27	0,0030	0,0319	1,2115	0,0661	0,1536	160	0,0115	0,1056	0,2168	OK
47	67	68	8,06	7,95	0,24	0,0046	0,0284	0,2198	0,0321	0,1536	160	0,0143	0,0154	0,0801	OK
48	68	69	7,27	6,94	1,1	0,0030	0,1300	1,7031	0,0749	0,1536	160	0,0115	0,1475	0,2582	OK
49	70	71	8,68	8,08	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
50	72	73	8,61	8,24	0,75	0,0049	0,0886	0,0886	0,0225	0,1536	160	0,0148	0,0060	0,0492	OK
51	74	73	8,13	7,77	1,1	0,0033	0,1300	0,2718	0,0370	0,1536	160	0,0121	0,0225	0,0975	OK
52	75	76	8,8	8,47	0,65	0,0051	0,0768	0,0768	0,0212	0,1536	160	0,0150	0,0051	0,0453	OK

Verificacion tirante máximo prop. 2

Caudal de análisis Q₂₀=25,72 l/s

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tramo	BR inicio	BR final	Cota intradós BR inicio (m)	Cota intradós BR final (m)	Long. (hm)	Pendiente (m/m)	Aporte Máximo por tramo (l/s)- Q ₂₀	Acumulado Máximo por tramo (Q ₂₀ - l/s-)	Cálculo de diámetro (m)	Diámetro interno adoptado (m)	Diámetro nominal (mm)	Q _{II} (m ³ /s)	Q/Q _{II}	A= h/d	h/D ≤ 0,80 (Q ₂₀)
53	76	77	8,75	8,1	1,3	0,0050	0,1536	0,1536	0,0276	0,1536	160	0,0149	0,0103	0,0652	OK
54	77	78	8,83	8,28	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
55	79	80	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1418	0,2151	0,0313	0,1536	160	0,0149	0,0144	0,0775	OK
56	81	80	8,62	8,07	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
57	2	10	7,79	7,56	0,55	0,0042	0,0650	0,2068	0,0319	0,1536	160	0,0136	0,0152	0,0795	OK
58	10	18	7,55	7,35	0,65	0,0031	0,0768	0,4255	0,0443	0,1536	160	0,0117	0,0364	0,1248	OK
59	3	19	8,07	7,59	1,2	0,0040	0,1418	0,2837	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,0213	0,0947	OK
60	4	20	8,07	7,59	1,2	0,0040	0,1418	0,2718	0,0357	0,1536	160	0,0133	0,0204	0,0926	OK
61	6	12	7,61	7,44	0,55	0,0031	0,0650	0,3487	0,0411	0,1536	160	0,0117	0,0298	0,1125	OK
62	12	22	7,43	7,22	0,65	0,0032	0,0768	0,5673	0,0489	0,1536	160	0,0120	0,0473	0,1430	OK
63	7	13	7,66	7,44	0,55	0,0040	0,0650	0,1891	0,0311	0,1536	160	0,0133	0,0142	0,0768	OK
64	13	23	7,43	7,23	0,65	0,0031	0,0768	0,3900	0,0429	0,1536	160	0,0117	0,0334	0,1193	OK
65	15	30	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
66	26	31	8,1	7,72	0,75	0,0051	0,0886	0,1536	0,0276	0,1536	160	0,0150	0,0102	0,0649	OK
67	18	34	8,45	7,85	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
68	19	35	8,49	7,89	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
69	20	36	6,63	6,27	1,2	0,0030	0,1418	1,5365	0,0721	0,1536	160	0,0115	0,1331	0,2447	OK
70	21	38	6,48	6,12	1,2	0,0030	0,1418	1,8970	0,0780	0,1536	160	0,0115	0,1643	0,2733	OK
71	22	39	8,27	7,67	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
72	41	23	7,57	7,24	1,1	0,0030	0,1300	0,3073	0,0394	0,1536	160	0,0115	0,0266	0,1062	OK
73	24	42	8,3	7,75	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
74	29	25	7,94	7,81	0,25	0,0052	0,0295	0,0768	0,0211	0,1536	160	0,0152	0,0051	0,0451	OK
75	49	30	7,95	7,59	1,2	0,0030	0,1418	0,2837	0,0383	0,1536	160	0,0115	0,0246	0,1019	OK
76	51	31	7,73	7,37	1,2	0,0030	0,1418	0,4846	0,0468	0,1536	160	0,0115	0,0420	0,1344	OK
77	45	34	8,6	8,32	0,55	0,0051	0,0650	0,0650	0,0199	0,1536	160	0,0150	0,0043	0,0415	OK
78	54	35	7,57	7,24	1,1	0,0030	0,1300	0,5011	0,0474	0,1536	160	0,0115	0,0434	0,1367	OK
79	55	36	6,56	6,23	1,1	0,0030	0,1300	2,1050	0,0811	0,1536	160	0,0115	0,1823	0,2887	OK
80	56	38	8,02	7,58	1,1	0,0040	0,1300	0,2837	0,0363	0,1536	160	0,0133	0,0213	0,0947	OK
81	57	39	7,54	7,21	1,1	0,0030	0,1300	0,6536	0,0523	0,1536	160	0,0115	0,0566	0,1568	OK
82	47	40	8,55	8,22	0,65	0,0051	0,0768	0,0768	0,0212	0,1536	160	0,0150	0,0051	0,0453	OK
83	48	59	7,63	7,51	0,25	0,0048	0,0295	0,1773	0,0294	0,1536	160	0,0146	0,0121	0,0709	OK
84	44	60	8,55	7,95	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
85	62	49	8,44	7,96	1,2	0,0040	0,1418	0,1418	0,0280	0,1536	160	0,0133	0,0106	0,0662	OK
86	63	50	8,55	8	1,1	0,0050	0,1300	0,1300	0,0259	0,1536	160	0,0149	0,0087	0,0598	OK
87	51	64	8,56	8,08	1,2	0,0040	0,1418	0,1418	0,0280	0,1536	160	0,0133	0,0106	0,0662	OK
88	52	65	8,66	8,06	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
89	54	68	8,58	7,98	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
90	69	55	6,93	6,57	1,2	0,0030	0,1418	1,8450	0,0772	0,1536	160	0,0115	0,1598	0,2693	OK
91	70	56	8,68	8,03	1,3	0,0050	0,1536	0,1536	0,0276	0,1536	160	0,0149	0,0103	0,0652	OK
92	71	57	8,07	7,55	1,3	0,0040	0,1536	0,2955	0,0368	0,1536	160	0,0133	0,0222	0,0967	OK
93	59	73	7,49	7,13	1,2	0,0030	0,1418	0,5910	0,0504	0,1536	160	0,0115	0,0512	0,1489	OK
94	60	74	8,74	8,14	1,2	0,0050	0,1418	0,1418	0,0268	0,1536	160	0,0149	0,0095	0,0625	OK
95	76	64	8,46	8,21	0,62	0,0040	0,0733	0,1501	0,0285	0,1536	160	0,0134	0,0112	0,0680	OK
96	77	65	8,09	7,85	0,62	0,0039	0,0733	0,2269	0,0335	0,1536	160	0,0131	0,0173	0,0851	OK
97	78	67	8,27	8,06	0,52	0,0040	0,0615	0,1915	0,0312	0,1536	160	0,0134	0,0143	0,0771	OK
98	71	79	8,81	8,5	0,62	0,0050	0,0733	0,0733	0,0209	0,1536	160	0,0149	0,0049	0,0444	OK
99	73	80	7,12	6,93	0,62	0,0031	0,0733	1,0247	0,0617	0,1536	160	0,0117	0,0878	0,1969	OK
100	80	EB	6,92	6,89	0,1	0,0030	0,0118	1,3698	0,0691	0,1536	160	0,0115	0,1186	0,2304	OK

92,7

ANEXO IV

Estación Elevadora

**Características de la bomba
de impulsión Grundfos
seleccionada según
dimensionamiento**

Especificaciones técnicas

PROYECTO:	UNIDAD DE ETIQUETA:	CANTIDAD:
REPRESENTANTE: _____	TIPO DE SERVICIO:	FECHA: _____
INGENIERO:	ENVIADO POR:	FECHA:
CONTRATISTA:	Nº DE PEDIDO:	FECHA:

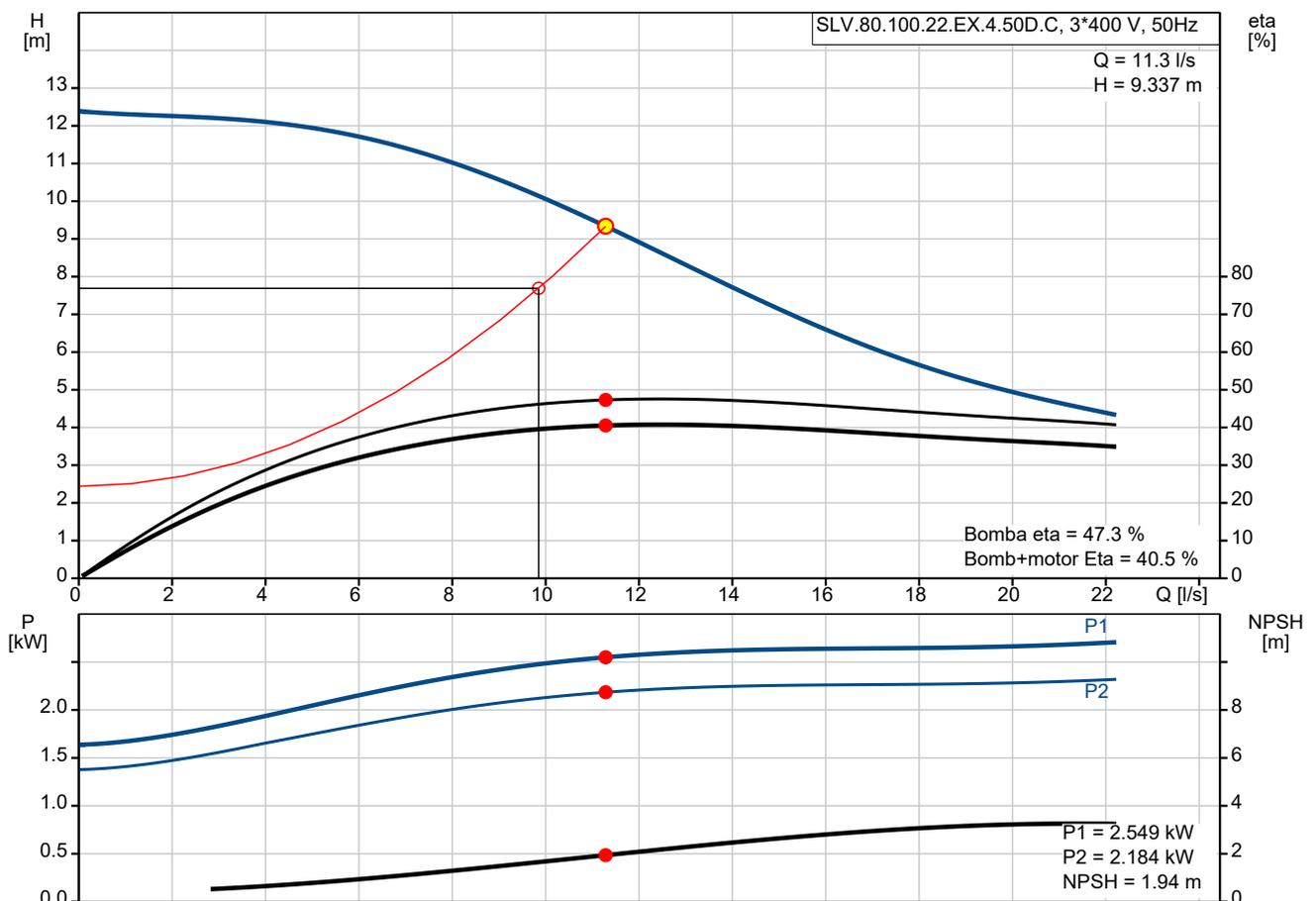
SLV.80.100.22.EX.4.50D.C

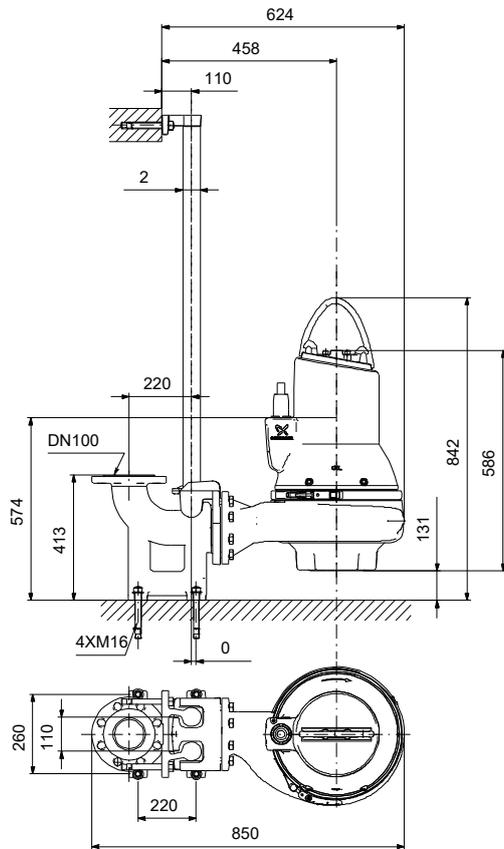


Las bombas para aguas residuales sumergibles SL de Grundfos (1,1-11 kW) incorporan un impulsor S-tube® (SL1) o SuperVortex (SLV). El paso libre por la bomba varía de 50 a 100 mm en función de su tamaño.

Advertir! la foto puede diferir del actual producto

Condiciones de uso		Datos de la bomba		Datos del motor	
Caud:	11.3 l/s	Temp. máx. del líquido:	40 °C	Tensión nominal:	380-415 V
Alt.:	9.337 m	Temperatura ambiente máxima:	40 °C	Frecuencia de red:	50 Hz
Eficiencia:	40.5 %	Homologaciones:	CE EN12050-1, ATEX	Número de polos:	4
NPSH requerido:	1.94 m	Normativa de brida:	DIN	Clase aislamien:	IP68
Gravedad especif.:	1.002	Código de producto:	Bajo pedido	Clase de aislamiento:	H
				Protección motor:	INTERRUPTOR TÉRMICO
				Eta 1/1:	85.7 %





Materiales:

Carcasa de la bomba: Hierro fundido
 Carcasa de la bomba: EN 5.1301 EN-GJL-250

Impulsor: Fundición
 Impulsor: EN 5.1301 EN-GJL-250

Motor: EN-GJL-250

Contar	Descripción
--------	-------------

1

SLV.80.100.22.EX.4.50D.C



Advierta! la foto puede diferir del actual producto

Código: Bajo pedido

Bomba centrífuga de una etapa, no autocebante, diseñada específicamente para la gestión de aguas residuales, aguas de proceso y aguas fecales sin filtrar.

La bomba está diseñada para el funcionamiento intermitente y continuo, como parte de instalaciones sumergidas. El eficiente impulsor SuperVortex admite el paso de fibras largas y sólidos de hasta 80 mm, y es apto para aguas residuales con un contenido máximo de materia seca del 5 %. Un exclusivo sistema de montaje con acoplamiento de acero inoxidable permite el desmontaje rápido y sencillo de la bomba de la unidad motriz para su inspección y mantenimiento. No se requieren herramientas especiales. La conexión de las tuberías se lleva a cabo por medio de una brida DIN.

La bomba cuenta con diseño a prueba de explosión.

Más información acerca del producto

La bomba es apta tanto para la instalación temporal como para la instalación permanente, en posición libre sobre soporte de anillo o en sistema de autoacoplamiento.

Bomba

La carcasa de la bomba, la parte superior del motor y el impulsor están fabricados en fundición (EN-GJL-250). Todas las superficies de las piezas de fundición cuentan con un revestimiento protector aplicado por cataforesis.

La superficie de las piezas de fundición de la bomba se pinta después empleando pintura al polvo ecológica (tipo NCS 9000N (negro), código de brillo 30, grosor de 100 µm) para garantizar la máxima protección contra impactos y corrosión.

La bomba se ensambla definitivamente con las piezas ya pintadas para impedir que se formen incrustaciones o se acumule óxido en los surcos entre piezas, etc.

El impulsor SuperVortex es un impulsor simétrico de aletas múltiples.

Gracias a su diseño, el líquido bombeado fluye íntegramente por el exterior del impulsor, quedando así limitado el contacto entre el impulsor y el líquido bombeado.

Ello permite que las fibras largas, los tejidos y demás residuos atraviesen la bomba con mayor libertad, sin quedar atrapados ni causar atascos u obstrucciones.



El cierre mecánico se compone de dos sellos mecánicos que garantizan un sellado fiable entre el líquido bombeado y el motor. Los cierres mecánicos forman parte de un sistema de cierre mecánico de cartucho unitario que resulta fácil de sustituir sobre el terreno sin necesidad de usar herramientas especiales.

La combinación de los sellos primario y secundario en un sistema de cierre mecánico de cartucho da lugar a una menor longitud de montaje, en comparación con los cierres mecánicos convencionales.

- Sello primario: carburo de silicio/carburo de silicio (SiC/SiC).
- Sello secundario: carbono/cerámica.

El cierre mecánico es bidireccional, lo cual significa que también funciona correctamente en caso de retorno a través de la bomba.



La bomba ha sido homologada según CE EN12050-1, ATEX. La bomba es apta para su instalación en atmósferas explosivas y ostenta el siguiente certificado de ensayo:

- ATEX (UE): KEMA08ATEX0125X
- IECEX: IECEX KEM08.0039X

El certificado ha sido expedido de acuerdo con la Directiva ATEX (94/9/CE).

Para aplicaciones que entrañen riesgo de explosión o así lo precisen, la bomba ha sido homologada de acuerdo con las siguientes categorías de protección contra explosión.

Bomba de accionamiento eléctrico, sin sensor:

II2 G Ex cd IIB T3, T4 Gb

Bomba de accionamiento eléctrico, con sensor:

II2 G Ex cd mb IIB T3, T4 Gb

Bomba con convertidor de frecuencia, sin sensor:

II2 G Ex cd IIB T3, T4 Gb

Bomba con convertidor de frecuencia, con sensor:

II2 G Ex cd mb IIB T3, T4 Gb

Nota: Las bombas a prueba de explosión deben permanecer sumergidas íntegramente en todo momento.

Motor

El motor es estanco y de tipo totalmente encapsulado, e incluye un cable de alimentación de 10 m. El conector de acero inoxidable se fija con una tuerca de unión. Esta tuerca y las juntas tóricas proporcionan estanqueidad frente a la penetración de líquido.

El conector está incrustado en poliuretano para garantizar su impermeabilidad y el sellado duradero de los conductores del cable. Ello impide la penetración de agua en el motor a través del cable en caso de rotura del mismo o manipulación deficiente durante la instalación o el mantenimiento.

Al ser más compacto y poseer un eje más corto, el motor sufre menos vibraciones y contribuye a maximizar la eficiencia y vida útil del cierre mecánico y los cojinetes de bolas.

El motor cuenta con protección térmica incorporada para protegerse frente a excesos de temperatura y garantizar su propia fiabilidad.

La bomba está equipada con los siguientes sensores:

- Un interruptor de humedad digital instalado en la cámara del motor monitoriza la penetración de agua en la cámara del motor. Si detecta agua en la cámara del motor, el interruptor se disparará y enviará una advertencia al módulo de sensores.

La bomba está diseñada para funcionar con control de velocidad y minimizar el consumo energético.

Para evitar el riesgo de acumulación de sedimentos en las tuberías, se recomienda que las bombas con control de velocidad funcionen a una velocidad comprendida entre el 30 % y el 100 %, con un caudal superior a 1 m/s.

Paneles control:

Sensor de humedad: con sensores de humedad
Detector de agua en aceite: sin detector de agua en aceite

Líquido:

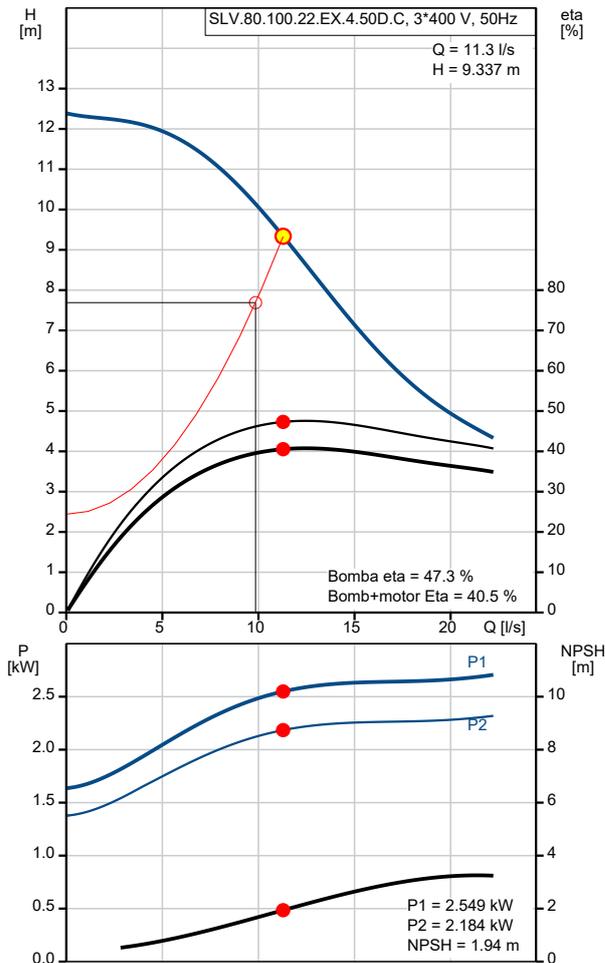
Temp. máx. del líquido: 40 °C
Densidad: 1000 kg/m³

Técnico:

Caudal real calculado: 11.3 l/s
Altura resultante de la bomba: 9.337 m
Tipo de impulsor: SUPERVORTEX
Diámetro máximo de las partículas: 80 mm
Cierre primario: SIC/SIC
Homologaciones en la placa de características: CE EN12050-1, ATEX

Contar	Descripción
	<p>Tolerancia de curva: ISO9906:2012 3B2</p> <p>Materiales:</p> <p>Carcasa de la bomba: Hierro fundido EN 5.1301 EN-GJL-250</p> <p>Impulsor: Fundición EN 5.1301 EN-GJL-250</p> <p>Motor: EN-GJL-250</p> <p>Instalación:</p> <p>temp. máx. ambiente: 40 °C</p> <p>Presión de trabajo máxima: 6 bar</p> <p>Normativa de brida: DIN</p> <p>Tamaño de la conexión de entrada: DN 80</p> <p>Tamaño de la conexión de salida: DN 100</p> <p>Presión nominal: PN 10</p> <p>Profundidad máxima de instalación: 20 m</p> <p>Autoacoplamiento: 96090994</p> <p>Alcance de la estructura: B</p> <p>Datos eléctricos:</p> <p>Potencia de entrada - P1: 2.7 kW</p> <p>Potencia nominal - P2: 2.2 kW</p> <p>Frecuencia de red: 50 Hz</p> <p>Tensión nominal: 3 x 380-415 V</p> <p>Toler. tensión: +10/-10 %</p> <p>Arranques máx. por hora: 20</p> <p>Intensidad nominal: 5.6-5.7 A</p> <p>RequestedVoltage: 400 V</p> <p>RatedCurrentAtThisVoltage: 5.66 A</p> <p>Cos phi - Factor de potencia: 0.73</p> <p>Cos phi - Factor de potencia a 3/4 de carga: 0.65</p> <p>Cos phi - Factor de potencia a 1/2 de carga: 0.52</p> <p>Velocidad nominal: 1462 rpm</p> <p>Eficiencia del motor a carga total: 85.7 %</p> <p>Eficiencia del motor a una carga de 3/4: 85.4 %</p> <p>Eficiencia del motor a una carga de 1/2: 82.9 %</p> <p>Número de polos: 4</p> <p>Tipo de arranque: directo</p> <p>Grado de protección (IEC 34-5): IP68</p> <p>Clase de aislamiento (IEC 85): H</p> <p>Resistente a explosiones: Sí</p> <p>Longitud de cable: 10 m</p> <p>Tipo de cable: LYNIFLEX</p> <p>Otros:</p> <p>Peso neto: 100 kg</p> <p>País de origen.: HU</p> <p>Tarifa personalizada n.º: 84137021</p>

Descripción	Valor
Información general:	
Producto::	SLV.80.100.22.EX.4.50D.C
Código::	Bajo pedido
Número EAN::	Bajo pedido
Precio:	EUR 4223
Técnico:	
Caudal real calculado:	11.3 l/s
Caudal máx.:	22.2 l/s
Caudal máx.:	22.2 l/s
Altura resultante de la bomba:	9.337 m
Altura máx.:	12.6 m
Tipo de impulsor:	SUPERVORTEX
Diámetro máximo de las partículas:	80 mm
Cierre primario:	SIC/SIC
Homologaciones en la placa de características:	CE EN12050-1, ATEX
Tolerancia de curva:	ISO9906:2012 3B2
Camisa de refrigeración:	N
Materiales:	
Carcasa de la bomba:	Hierro fundido
Carcasa de la bomba:	EN 5.1301 EN-GJL-250
Impulsor:	Fundición
Impulsor:	EN 5.1301 EN-GJL-250
Motor:	EN-GJL-250
Instalación:	
temp. máx. ambiente:	40 °C
Presión de trabajo máxima:	6 bar
Normativa de brida:	DIN
Tamaño de la conexión de entrada:	DN 80
Tamaño de la conexión de salida:	DN 100
Presión nominal:	PN 10
Profundidad máxima de instalación:	20 m
Inst. en seco/húmeda:	SUBMERGED
Instalación:	Vertical
Autoacoplamiento:	96090994
Alcance de la estructura:	B
Líquido:	
Temp. máx. del líquido:	40 °C
Densidad:	1000 kg/m ³
Datos eléctricos:	
Potencia de entrada - P1:	2.7 kW
Potencia nominal - P2:	2.2 kW
Frecuencia de red:	50 Hz
Tensión nominal:	3 x 380-415 V
Toler. tensión:	+10/-10 %
Arranques máx. por hora:	20
Intensidad nominal:	5.6-5.7 A
Tensión solicitada:	400 V
Intensidad nominal con esta tensión:	5.66 A
Cos phi - Factor de potencia:	0.73
Cos phi - Factor de potencia a 3/4 de carga:	0.65
Cos phi - Factor de potencia a 1/2 de carga:	0.52
Velocidad nominal:	1462 rpm
Eficiencia del motor a carga total:	85.7 %
Eficiencia del motor a una carga de 3/4:	85.4 %

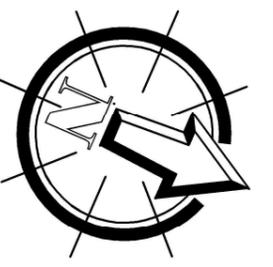


Descripción	Valor
Eficiencia del motor a una carga de 1/2:	82.9 %
Número de polos:	4
Tipo de arranque:	directo
Grado de protección (IEC 34-5):	IP68
Clase de aislamiento (IEC 85):	H
Resistente a explosiones:	Sí
Protección de motor integrada:	INTERRUPTOR TÉRMICO
Longitud de cable:	10 m
Tipo de cable:	LYNIFLEX
Paneles control:	
Caja de control:	no incluido
Sensor de humedad:	con sensores de humedad
Detector de agua en aceite:	sin detector de agua en aceite
Otros:	
Peso neto:	100 kg
País de origen.:	HU
Tarifa personalizada n.º:	84137021

**Recambios SLV.80.100.22.EX.4.50D.C, Cód. de prod. Bajo pedido
Producido después 1917 (semana y año producción)**

Pos	Description	Annotation	Classification Data	Part no.	Qty.	Unit
-	Kit de cojinetes			96690703	1	pcs
99a	Anillo de sujeción				1	
111	Cojinete de bolas		Denominación: 6304.2Z.C3.SYN		1	
153	Cojinete de bolas				1	
158	Waved washer				1	
-	Kit, Guide shoe			96592056	1	pcs
	Hex head bolt				8	
	Deslizadera para zapatos				1	
36	Tuerca		Rosca: M16		8	
704	Cierre de caucho				1	
-	Kit, Guide shoe			96611613	1	pcs
	Deslizadera para zapatos				1	
	Hex head screw				6	
26	Stud bolt				2	
36	Tuerca		Rosca: M16		2	
704	Cierre de caucho				1	
-	Kit, soporte de levantamiento			96873469	1	pcs
118a	Hex socket head cap screw				2	
190	soporte elevador				1	
-	Kit de juntas tóricas			96873520	1	pcs
37b	Junta tórica		Diámetro: 185 Tipo de material: NBR Espesor: 4		1	
37a	Junta tórica		Diámetro: 210 Tipo de material: NBR Espesor: 4		1	
37	Junta tórica		Diámetro: 250 Tipo de material: NBR70 Espesor: 4		1	
102	Junta tórica		Diámetro: 17.3 Tipo de material: NBR Espesor: 2.4		1	
106	Junta tórica		Diámetro: 50 Tipo de material: NBR Espesor: 3		1	
107	Junta tórica		Diámetro: 110 Tipo de material: NBR70 Espesor: 3		1	
109	Junta tórica		Diámetro: 80 Tipo de material: NBR70 Espesor: 3		1	
153b	Junta tórica				1	
194	Arandela		Diámetro interno: 19 Diámetro externo: 12.2 Espesor: 4.4		2	
198	Junta tórica		Diámetro: 34.2 Tipo de material: NBR Espesor: 3		1	
-	Kit, Pin housing			97769613	1	pcs
176	Clavija				1	
1031	Connector pin				12	
-	Kit cierre mecanico			99488972	1	pcs
- 105	Junta del eje				1	

Pos	Description	Annotation	Classification Data	Part no.	Qty.	Unit
	Alojamiento cierre mecanico					
	Alojamiento cierre mecanico					
	Junta del eje					
	Junta del eje					
34	Cierre, pieza giratoria					
99a	Anillo de sujeción					
108	Junta tórica		Diámetro: 50			
			Tipo de material: NBR			
			Espesor: 3			
153b	Junta tórica					
226a	Cierre, parte estacionaria					
107	Junta tórica		Diámetro: 134.5		1	
			Tipo de material: NBR			
			Espesor: 3			
107	Junta tórica		Diámetro: 110		1	
			Tipo de material: NBR70			
			Espesor: 3			
157	Waved washer				1	
-	Kit, estátor			98723397	1	pcs
	Aislamiento Flex				0	
48	Estatore				1	
176	Clavija				1	
1031	Connector pin				12	
-	Kit, Upper guide rail holder			96829358	1	pcs
	Hex head bolt				2	
	Rubber				2	
	Soporte tubos guías superior				1	
	Arandela				2	
	Arandela				2	
-	Spare, Smart seal			96575027	1	pcs
704	Cierre de caucho				1	
-	Spare, Smart seal			96575028	1	pcs
704	Cierre de caucho				1	
6a	Chaveta			99472114	1	pcs
49	Impulsor			98688553	1	pcs
55	Carcasa del estator			96932102	1	pcs
58a	Hex socket head cap screw		Denominación: DIN 912	99789390	1	pcs
			Longitud (mm): 25			
			Rosca: M10			
58	Cover for oil chamber			96812448	1	pcs
59	Tapa cojinete			96800320	1	pcs
-	92 Strap cpl.			96592061	1	pcs
92a	Hex socket head cap screw			99820252	1	
111	Cojinete de bolas		Denominación: 6304.2Z.C3.SYN	99211147	1	pcs
118a	Hex socket head cap screw			99409894	6	pcs
158	Waved washer			99804989	1	pcs
172	Shaft w/rotor			99498616	1	pcs
176	Clavija			99409896	1	pcs
+ 181	Cable Ex			96689976	1	pcs
186	Hex socket head cap screw			99670655	2	pcs
187	Hex socket head cap screw			99623117	4	pcs
193	Hex socket head cap screw		Denominación: A2-70	99409895	2	pcs
			Longitud (mm): 20			
			Rosca: M12			
194	Arandela		Diámetro interno: 19	96961515	2	pcs
			Diámetro externo: 12.2			
			Espesor: 4.4			
520	Sensor de humedad			98815306	1	pcs

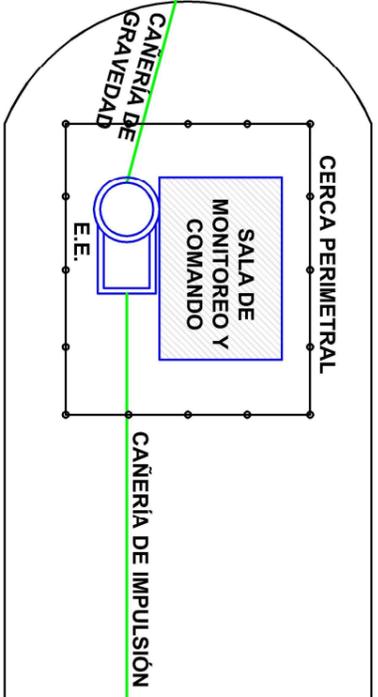


CASARES

B.R.38

AV. SANTA FE

B.R.37



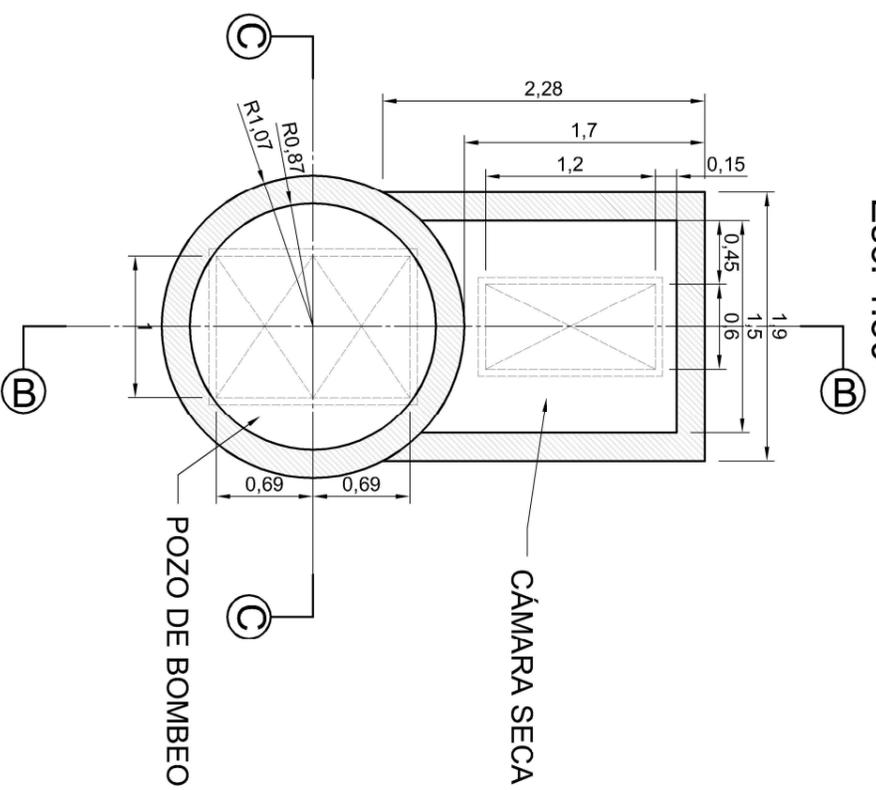
AV. SANTA FE

B.R.36

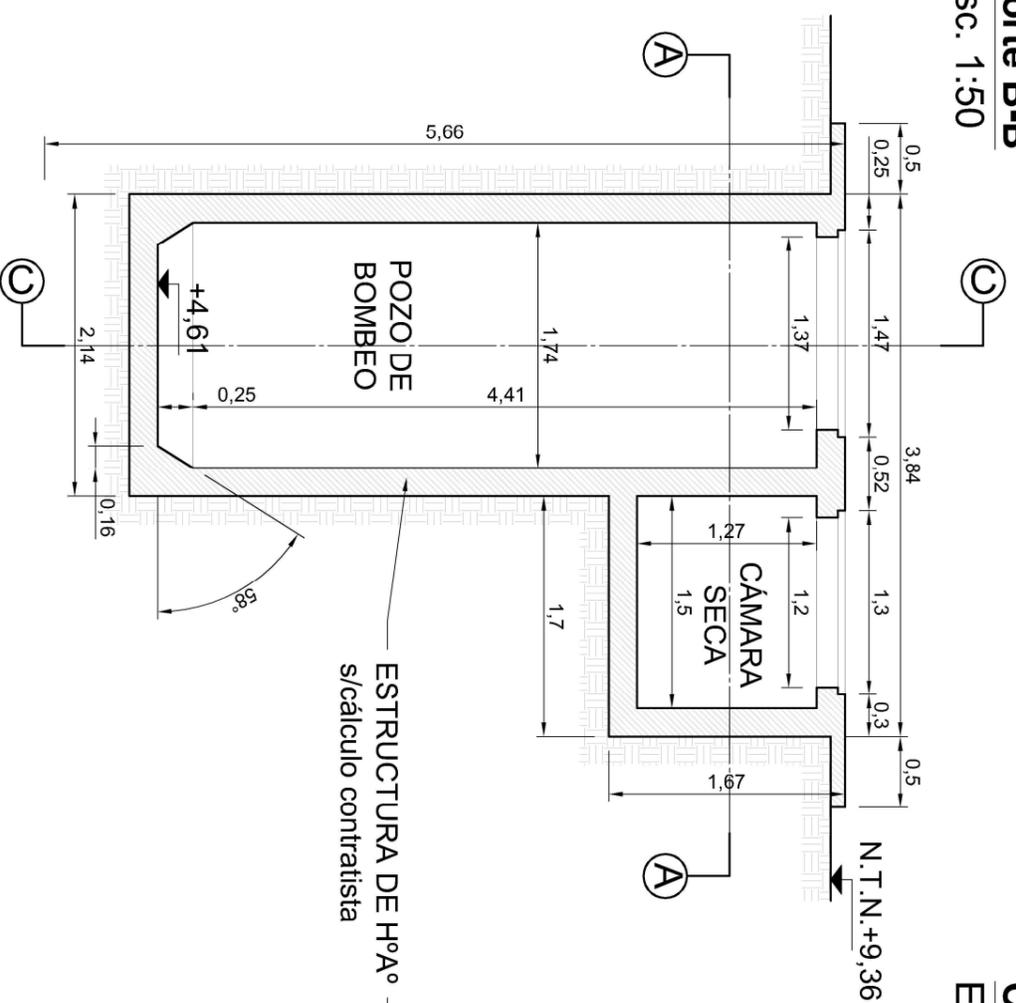
CASARES

 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA	EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)	
	PROPUESTA 2: Ubicación de E.E.	Catedra: PROYECTO FINAL
	Alumno: BREGY, Alejandro	11

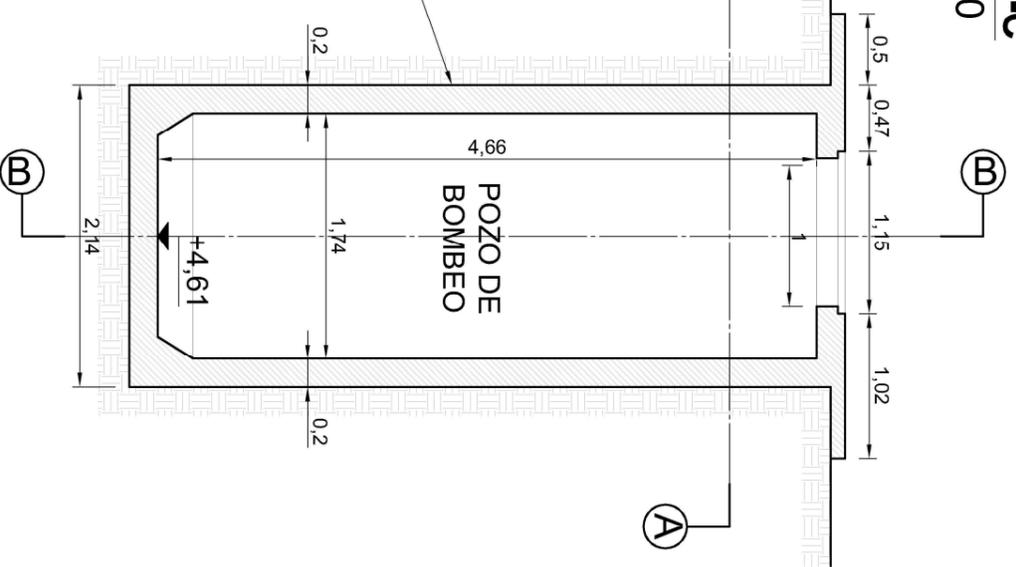
Corte A-A
Esc. 1:50



Corte B-B
Esc. 1:50



Corte C-C
Esc. 1:50



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA

EXTENSIÓN DE RED CLOACAL EN HERSILIA (SANTA FE)

PROPUESTA 2: Detalle
excavaciones para E.E.

Catedra: PROYECTO FINAL
Alumno: BREGY, Alejandro

12

ANEXO V

Cómputos y costos

JUNIO 2022

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.1.1

Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 0,80<Pf<1,20m
a cielo abierto

Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Tablon 1 1/2"	ml	0,12	\$ 328,59	\$ 39,43
	Tirantes 3x3	ml	0,05	\$ 285,02	\$ 14,25
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 53,68

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,160	\$ 1.039,65	166,34
	Ayudante	hs	0,25	\$ 749,37	187,34
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 353,69

EQUIPOS

					\$ -
	Retroexcavadora	hs	0,180	\$ 5.971,69	\$ 1.074,90
	Camión	hs	0,050	\$ 5.835,87	\$ 291,79
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.366,70

COSTO TOTAL					\$ 1.774,07
--------------------	--	--	--	--	--------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.1.2

Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad 1,20<Pf<2,00m a cielo abierto

Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Tablon 1 1/2"	ml	0,12	\$ 328,59	\$ 39,43
	Tirantes 3x3	ml	0,05	\$ 285,02	\$ 14,25
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 53,68

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,160	\$ 1.039,65	166,34
	Ayudante	hs	0,25	\$ 749,37	187,34
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 353,69

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,200	\$ 5.971,69	\$ 1.194,34
	Camión	hs	0,060	\$ 5.835,87	\$ 350,15
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.544,49

COSTO TOTAL					\$ 1.951,86
--------------------	--	--	--	--	--------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.1.3

Excavación de zanja de terreno de cualquier categoría, profundidad > 2,00m a cielo abierto

Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Tablon 1 1/2"	ml	0,24	\$ 328,59	\$ 78,86
	Tirantes 3x3	ml	0,10	\$ 285,02	\$ 28,50
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 107,37

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,720	\$ 1.039,65	748,55
	Ayudante	hs	0,90	\$ 749,37	674,44
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 1.422,99

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,600	\$ 5.971,69	\$ 3.583,02
	Camión	hs	0,180	\$ 5.835,87	\$ 1.050,46
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 4.633,47

COSTO TOTAL					\$ 6.163,82
--------------------	--	--	--	--	--------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.2.1

Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm

Unidad: ml

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
MATERIALES					
	Caño PVC Ø160 x 6m	u	0,175	\$ 11.960,29	\$ 2.093,05
	Cinta advertencia	ml	1,05	\$ 65,36	\$ 68,62
	Arena	Tn	0,21	\$ 3.150,76	\$ 655,36
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 2.817,03

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,175	\$ 1.039,65	181,94
	Ayudante	hs	0,55	\$ 749,37	412,16
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 594,10

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,064	\$ 5.971,69	\$ 382,19
	Compactador	hs	0,600	\$ 1.112,81	\$ 667,69
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.049,88

COSTO TOTAL					\$ 4.461,00
--------------------	--	--	--	--	--------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.2.2

Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm

Unidad: ml

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
MATERIALES					
	Caño PVC Ø160 x 6m	u	0,175	\$ 11.960,29	\$ 2.093,05
	Cinta advertencia	ml	1,05	\$ 65,36	\$ 68,62
	Arena	Tn	0,21	\$ 3.150,76	\$ 655,36
	Piedra	Tn	0,21	\$ 3.993,96	\$ 838,73
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 3.655,77
MANO DE OBRA					
	Oficial especializado	hs	0,175	\$ 1.039,65	181,94
	Ayudante	hs	0,55	\$ 749,37	412,16
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 594,10
EQUIPOS					
	Retroexcavadora	hs	0,064	\$ 5.971,69	\$ 382,19
	Compactador	hs	0,600	\$ 1.112,81	\$ 667,69
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.049,88
COSTO TOTAL					\$ 5.299,74

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.2.3

Tapado y compactación de zanja

Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
MATERIALES					
					\$ -
SUBTOTAL MATERIALES					\$ -
MANO DE OBRA					
	Oficial especializado	hs	0,050	\$ 1.039,65	51,98
	Ayudante	hs	0,12	\$ 749,37	89,92
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 141,91
Amortización de equipos					
	Retroexcavadora	hs	0,120	\$ 5.971,69	\$ 716,60
	Compactador	hs	0,600	\$ 1.112,81	\$ 667,69
SUBTOTAL AMORTIZACIÓN					\$ 1.384,29
COSTO TOTAL					\$ 1.526,20

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.2.4

Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 160mm

Unidad: ml

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
MATERIALES					
	Caño PVC Ø200 x 6m	u	0,175	\$ 17.713,21	\$ 3.099,81
	Cinta advertencia	ml	1,05	\$ 40,85	\$ 42,89
	Arena	Tn	0,21	\$ 1.969,23	\$ 409,60
	Piedra	Tn	0,21	\$ 2.496,23	\$ 524,21
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 4.076,51
MANO DE OBRA					
	Oficial especializado	hs	0,175	\$ 1.039,65	181,94
	Ayudante	hs	0,55	\$ 749,37	412,16
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 594,10
EQUIPOS					
	Retroexcavadora	hs	0,064	\$ 5.971,69	\$ 382,19
	Compactador	hs	0,600	\$ 1.112,81	\$ 667,69
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.049,88
COSTO TOTAL					\$ 5.720,48

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.3.1

Construcción de boca de registro de H <1,50m

Unidad: u

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Hormigón Elaborado H-21	m3	0,42	\$ 15.711,79	\$ 6.602,21
	Hormigón Elaborado H-17	m3	1,89	\$ 15.033,63	\$ 28.478,56
	Hierro ADN420	kg	64,54	\$ 245,08	\$ 15.817,48
	Marco y Tapa Hierro Ductil	u	1,00	\$ 31.753,83	\$ 31.753,83
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 82.652,08

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	4,500	\$ 1.039,65	4.678,44
	Ayudante	hs	60,00	\$ 749,37	44.962,44
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 49.640,89

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,090	\$ 5.971,69	\$ 537,45
	Camión	hs	0,150	\$ 5.835,87	\$ 875,38
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.412,83

COSTO TOTAL					\$ 133.705,80
--------------------	--	--	--	--	----------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.3.2

Construcción de boca de registro de 1,50 < H < 2,50m

Unidad: u

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Hormigón Elaborado H-21	m3	0,42	\$ 15.711,79	\$ 6.602,21
	Hormigón Elaborado H-17	m3	2,86	\$ 15.033,63	\$ 42.996,18
	Hierro ADN420	kg	64,54	\$ 245,08	\$ 15.817,48
	Marco y Tapa Hierro Ductil	u	1,00	\$ 31.753,83	\$ 31.753,83
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 97.169,71

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	6,500	\$ 1.039,65	6.757,75
	Ayudante	hs	75,00	\$ 749,37	56.203,06
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 62.960,80

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,150	\$ 5.971,69	\$ 895,75
	Camión	hs	0,200	\$ 5.835,87	\$ 1.167,17
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 2.062,93

COSTO TOTAL					\$ 162.193,44
--------------------	--	--	--	--	----------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.3.3

Construcción de boca de registro de H <2,50m

Unidad: u

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Hormigón Elaborado H-21	m3	0,42	\$ 15.711,79	\$ 6.602,21
	Hormigón Elaborado H-17	ml	3,83	\$ 15.033,63	\$ 57.578,81
	Hierro ADN420	kg	64,54	\$ 245,08	\$ 15.817,48
	Marco y Tapa Hierro Ductil	u	1,00	\$ 31.753,83	\$ 31.753,83
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 111.752,33

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	24,000	\$ 1.039,65	24.951,69
	Ayudante	hs	270,00	\$ 749,37	202.331,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 227.282,69

EQUIPOS

	Minicargadora	hs	0,240	\$ 5.971,69	\$ 1.433,21
	Camión	hs	0,450	\$ 5.835,87	\$ 2.626,14
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 4.059,35

COSTOS TOTAL					\$ 343.094,37
---------------------	--	--	--	--	----------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.4.1

Conexión domiciliaria corta

Unidad: u

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Caño Cloacal 110 mm x 3,2 mm	Unidad	1,00	\$ 8.047,66	\$ 8.047,66
	Ramal 45° HHH red 160 mm x 110mm	Unidad	1,00	\$ 11.960,29	\$ 11.960,29
	Ramal 45° HHH 110 mm x 110 mm	Unidad	1,00	\$ 2.172,72	\$ 2.172,72
	Curvas a 45° MH 110 mm JE	Unidad	2,00	\$ 1.128,26	\$ 2.256,52
	Cupla HH 110 mm	Unidad	1,00	\$ 927,04	\$ 927,04
	Tapas H 110 mm JE	Unidad	1,00	\$ 555,81	\$ 555,81
	Boca de Acceso para inspección cloacal con salida	Unidad	1,00	\$ 555,81	\$ 555,81
	Hierro construcción diam. 8 mm para sujeción cañería	kg	0,50	\$ 245,08	\$ 122,54
	Hormigón de piedra reforzado para sujeción cañería	m3	0,02	\$ 13.704,31	\$ 274,09
	Provisión de cama de arena	tn	0,31	\$ 3.150,76	\$ 976,74
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 27.849,21

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	4,000	\$ 1.039,65	4.158,61
	Oficial	hs	2,50	\$ 885,25	2.213,12
	Ayudante	hs	5,50	\$ 749,37	4.121,56
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 10.493,30

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,270	\$ 5.971,69	\$ 1.612,36
	Camión	hs	0,050	\$ 5.835,87	\$ 291,79
	Compactador	hs	2,100	\$ 1.112,81	\$ 2.336,90
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 4.241,05

COSTO TOTAL					\$ 42.583,56
--------------------	--	--	--	--	---------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.4.2

Conexión domiciliaria corta

Unidad: u

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Caño Cloacal 110 mm x 3,2 mm	Unidad	1,00	\$ 8.047,66	\$ 8.047,66
	Ramal 45° HHH red 160 mm x 110mm	Unidad	1,00	\$ 2.715,90	\$ 2.715,90
	Ramal 45° HHH 110 mm x 110 mm	Unidad	1,00	\$ 2.172,72	\$ 2.172,72
	Curvas a 45° MH 110 mm JE	Unidad	2,00	\$ 1.128,26	\$ 2.256,52
	Cupla HH 110 mm	Unidad	2,00	\$ 927,04	\$ 1.854,07
	Tapas H 110 mm JE	Unidad	10,00	\$ 555,81	\$ 5.558,15
	Boca de Acceso para inspección cloacal con salida	Unidad	1,00	\$ 555,81	\$ 555,81
	Hierro construcción diam. 8 mm para sujeción cañería	kg	0,50	\$ 245,08	\$ 122,54
	Hormigón de piedra reforzado para sujeción cañería	m3	0,05	\$ 13.704,31	\$ 685,22
	Provisión de ripio	m3	0,10	\$ 3.171,77	\$ 317,18
	Provisión de cama de arena	tn	0,54	\$ 3.150,76	\$ 1.701,41
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 25.987,16

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	6,000	\$ 1.039,65	6.237,92
	Oficial	hs	4,00	\$ 885,25	3.541,00
	Ayudante	hs	8,00	\$ 749,37	5.994,99
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 15.773,91

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,405	\$ 5.971,69	\$ 2.418,54
	Camión	hs	0,075	\$ 5.835,87	\$ 437,69
	Compactador	hs	3,150	\$ 1.112,81	\$ 3.505,36
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 6.361,58

COSTO TOTAL					\$ 48.122,66
--------------------	--	--	--	--	---------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 1.5

Prueba Hidráulica

Unidad: gl.

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Accesorios	gl	1,000	\$ 49.852,50	\$ 49.852,50
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 49.852,50

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	10,00	\$ 1.039,65	10.396,54
	Oficial	hs	20,00	\$ 885,25	17.704,99
	Ayudante	hs	20,00	\$ 749,37	14.987,48
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 43.089,01

EQUIPOS

SUBTOTAL EQUIPOS					\$ -
------------------	--	--	--	--	------

COSTO TOTAL					\$ 92.941,51
--------------------	--	--	--	--	---------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 2.1.1 Excavación cámara húmeda y seca EE
Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	fenolicos	m2	14,40	\$ 1.561,28	\$ 22.482,39
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 22.482,39

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,900	\$ 1.039,65	935,69
	Ayudante	hs	2,93	\$ 749,37	2.191,92
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 3.127,61

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,100	\$ 5.971,69	\$ 597,17
	Camión	hs	0,025	\$ 5.835,87	\$ 145,90
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 743,07

COSTO TOTAL					\$ 26.353,06
--------------------	--	--	--	--	---------------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 2.1.2 Excavación cámara húmeda y seca EE
Unidad: m3

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

SUBTOTAL MATERIALES				\$	-
---------------------	--	--	--	----	---

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,300	\$ 1.039,65	311,90
	Ayudante	hs	1,50	\$ 749,37	1.124,06
SUBTOTAL MANO DE OBRA				\$	1.435,96

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,200	\$ 5.971,69	\$ 1.194,34
	Compactador	hs	1,000	\$ 1.112,81	\$ 1.112,81
SUBTOTAL EQUIPOS				\$	2.307,15

COSTO TOTAL				\$	3.743,11
--------------------	--	--	--	-----------	-----------------

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 2.2.1 Infraestructura cámara húmeda y seca EE
Unidad: gl

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
MATERIALES					
	Hormigon h21	m3	10,00	\$ 15.711,79	\$ 157.117,95
	Hierro nervurado	kg	640,00	\$ 245,08	\$ 156.853,88
	Encofrado (equivalente fenolicos)	gl	17,57	\$ 1.561,28	\$ 27.428,52
	Sika Monotop 107 seal	kg	175,00	\$ 264,46	\$ 46.280,99
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 387.681,34
MANO DE OBRA					
	Oficial especializado	hs	245,000	\$ 1.039,65	254.715,13
	Oficial	hs		\$ 885,25	-
	Ayudante	hs	237,00	\$ 749,37	177.601,66
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 432.316,79
EQUIPOS					
	Retroexcavadora	hs	-	\$ 5.971,69	\$ -
	Camión	hs	-	\$ 5.835,87	\$ -
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ -
COSTO TOTAL					\$ 819.998,13

PLANILLA DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item N°: 3.2.1

Provisión, acarreo y colocación de cañería, incluyendo juntas y aros de goma, de PVC, tipo cloacal de diámetro 110 mm, con cama de arena

Unidad: ml

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (s/IVA)	Precio Total (s/IVA)
----	-------------	--------	----------	-------------------------	----------------------

MATERIALES

	Caño PVC Ø110 x 6m	u	0,175	\$ 8.047,66	\$ 1.408,34
	Cinta advertencia	ml	1,05	\$ 65,36	\$ 68,62
	Arena	Tn	0,21	\$ 3.150,76	\$ 655,36
SUBTOTAL MATERIALES					\$ 2.132,32

MANO DE OBRA

	Oficial especializado	hs	0,175	\$ 1.039,65	181,94
	Ayudante	hs	0,55	\$ 749,37	412,16
SUBTOTAL MANO DE OBRA					\$ 594,10

EQUIPOS

	Retroexcavadora	hs	0,064	\$ 5.971,69	\$ 382,19
	Compactador	hs	0,600	\$ 1.112,81	\$ 667,69
SUBTOTAL EQUIPOS					\$ 1.049,88

COSTO TOTAL					\$ 3.776,29
--------------------	--	--	--	--	--------------------

ANEXO VI

Matriz Prognos II

Componentes del medio Acciones impactantes	MEDIO FÍSICO							MEDIO SOCIO-ECONÓMICO				
	MEDIO INERTE				MEDIO BIÓTICO		MEDIO PERCEPTUAL	MEDIO SOCIO-CULTURAL			MEDIO ECONÓMICO	
	AIRE	SUELO	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA	FLORA	FAUNA	PAISAJE	USOS DEL TERRITORIO	INFRA-ESTRUCTURA	HUMANOS, HIGIENE Y SEGURIDAD	ECONOMÍA	POBLACIÓN
1. FASE CONSTRUCTIVA												
1.1 Red Cloacal												
Demolición de vías de acceso	*	*	*				*	*	*	*	*	*
Remoción de vegetación	*	*			*	*	*					
Excavación de zanjas	*	*	*	*	*	*	*		*	*	*	
Movimiento de suelo extraído y disposición final	*	*	*		*	*	*	*		*	*	
Excavación y construcción de pozos para bocas de registros	*	*	*	*	*	*	*		*	*	*	
Acopio de áridos	*	*	*		*	*	*	*		*	*	
Acopio de cañerías, sus complementos y materiales en general	*	*					*				*	
Relleno y compactacion de zanjas	*	*					*			*	*	
Reconstrucción de vías de acceso	*	*					*		*	*	*	
Restitución de vegetación removida	*		*		*	*	*				*	
Generación de polvo y vibraciones	*	*	*			*				*		*
1.2 Estación elevadora y cañería de impulsión												
Demolición de vías de acceso	*	*	*				*	*	*	*	*	*
Remoción de vegetación	*	*			*	*	*					
Excavación de pozos para bocas de registro y cámaras de la E.E.	*	*	*	*	*	*	*		*	*	*	
Instalacion electrica							*		*	*	*	
Excavación de zanjas para cañería de impulsión.	*	*	*	*	*	*	*		*	*	*	
Movimientos de suelo extraído y disposición final	*	*	*		*	*	*	*		*	*	
Construcción de cámaras y bocas de registros	*	*					*	*	*	*	*	*
Acopio de áridos	*	*	*		*	*	*	*		*	*	
Acopido de cañerías, sus complementos y materiales en general	*	*					*				*	
Relleno y compactacion de zanjas	*	*					*			*	*	
Reconstrucción de vías de acceso	*	*					*		*	*	*	
Restitución de vegetación removida	*		*		*	*	*				*	
Generación de polvo y vibraciones	*	*	*			*				*		*
2. FASE OPERATIVA												
Limpieza y mantenimiento de bocas de registros y cañerías de red	*	*									*	
Limpieza de canastos de la E.E.	*	*										
Disposición final de los residuos generados a través de mantenimientos de la red	*	*										
Mantenimiento del predio de la nueva E.E.	*				*	*	*				*	
Monitoreo del liquido tratado	*	*	*	*			*			*	*	

Componentes del medio Acciones impactantes	MEDIO FÍSICO							MEDIO SOCIO-ECONÓMICO				
	MEDIO INERTE				MEDIO BIÓTICO		MEDIO PERCEPTUAL	MEDIO SOCIO-CULTURAL			MEDIO ECONÓMICO	
	AIRE	SUELO	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA	FLORA	FAUNA	PAISAJE	USOS DEL TERRITORIO	INFRA-ESTRUCTURA	HIGIENE Y SEGURIDAD	GENERACION DE PUESTOS DE TRABAJO DIRECTOS E INDIRECTOS	INFLUENCIA SOBRE COMERCIOS NO RELACIONADOS AL PROYECTO
1. FASE CONSTRUCTIVA												
1.1 Red Cloacal												
Demolición de vías de acceso	-1CTEBFN	-1CTEBFN	-2PTEDAN	-1CTEDAN	...	-2CTEDAN	-1PTEDAN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Remoción de vegetación	-1PTEBFN	-2PTEDFN	-2PTEDAN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Excavación de zanjas	-2CTEBFN	-2CVEHFN	-2PTEBAY	-2PTEBAY	-1PTEBAN	...	-2PTEBAN	...	-2CTEBAN	-3PTMDAN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Movimiento de suelo extraído y disposición final	-1CTEBFN	-2PTEDFN	-2PTEBFN	-1PTEBFN	-1CTEHFN	-1CTEBAN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	...
Excavación y construcción de pozos para bocas de registros	-1PTEBFN	-1PTEHFN	...	-1PTEDFN	-1PTEBAN	...	-1PTEBFN	...	-1CTEDAN	-3CTEBFN	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Acopio de áridos	-1PTEBFN	-1PTEBFN	-2PTEBFN	...	-1PTEDFN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	...
Acopio de cañerías, sus complementos y materiales en general	-1PTEBFN	-1PTEBFN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	...
Relleno y compactacion de zanjas	-2CTEBFN	-2PTEBFN	-1PTEBFN	...	-1PTEBFN	...	-1PTEDFN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Reconstrucción de vías de acceso	-1CTMBFN	-1CTMBFN	-1CTMBFN	...	+2CSMKAN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Restitución de vegetación removida	-1CTMBFN	+1CSEKAN	...	+1CSEKAN	...	+2CSMKAN	...	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Generación de polvo y vibraciones	-1CVEDAN	-1PTEBAN	+2CSMKAN	-1CVEDAN	...	-1PTEDFN
1.2 Estación elevadora y cañería de impulsión												
Demolición de vías de acceso	-1PTEBFN	-2PTEBFN	...	-2CTEBFN	-1PTEBFN	...	-1PTEIFN	-1CTEHFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Remoción de vegetación	-1PTEBFN	-2PTEDFN	-2PTEDAN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Excavación de pozos para bocas de registro y cámaras de la E.E.	-1PTEBFN	-1PTEHFN	...	-1PTEDFN	-1PTEBAN	...	-1PTEBFN	...	-1CTEDAN	-3CTEBFN	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Instalacion electrica	-1PTEBFN	+3CTEKAN	...
Excavación de zanjas para cañería de impulsión.	-2CTEBFN	-2CVEHFN	-2PTEBAY	-2PTEBAY	-1PTEBAN	...	-2PTEBAN	...	-2CTEBAN	-3PTMDAN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Movimientos de suelo extraído y disposición final	-1CTEBFN	-2PTEDFN	-2PTEBFN	-1PTEBFN	-1CTEHFN	-1CTEBAN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	...
Acopio de áridos	-1PTEBFN	-1PTEBFN	-2PTEBFN	...	-1PTEDFN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Acopio de cañerías, sus complementos y materiales en general	-1PTEBFN	-1PTEBFN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	...
Relleno y compactacion de zanjas	-2CTEBFN	-2PTEBFN	-1PTEBFN	...	-1PTEBFN	...	-1PTEDFN	-1PTEBFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Reconstrucción de vías de acceso	-1CTMBFN	-1CTMBFN	-1CTMBFN	...	+2CSMKAN	-1PTEDFN	+3CTEKAN	-2PTEDFN
Restitución de vegetación removida	-1CTMBFN	+1CSEKAN	...	+1CSEKAN	...	+2CSMKAN	...	+3CTEKAN	-1PTEDFN
Generación de polvo y vibraciones	-1CVEDAN	-1PTEBAN	+2CSMKAN	-1CVEDAN	...	-1PTEDFN
2. FASE OPERATIVA												
Limpieza y mantenimiento de bocas de registros y cañerías de red	-1PTEBFN	-2PTEBFN	+1CTMKFY	...	+3CSLKAN	...
Limpieza de canastos de la E.E.	-1PTEBFN	-3PTEHFN	+1CTMKFY	...	+3CSLKAN	...
Disposición final de los residuos generados a través de mantenimientos de la red	-2CVEBFN	-2CVMHFN	+3CSLKAN	...
Mantenimiento del predio de la nueva E.E.	-1PTEBFN	+1CTEBFN	-1PTEBFN	+2CTEDFN	...	+1CTMKFN	...	+3CSLKAN	...
Servicio de recolección de aguas residuales	+1CSMHAN	+3CSMHAN	+3CSMHAN	+3CSMHAN	+1CSMHAN	+1CSMHAN	+3CSMHAN	...	+3CSMHAN	+3CSMHAN	+3CSLKAN	...
Monitoreo del liquido tratado	+2CTEBFY	+2CTEBFY	+3CTEBFY	+2CTEBFY	+2CTEDFN	+2CSLHAY	+3CSLKAN	...

