



CARRERA DE POSGRADO DE ESPECIALIZACION EN INGENIERIA SANITARIA

TRABAJO FINAL

Título del trabajo

**SANEAMIENTO CLOACAL DE LOTEO RESIDENCIAL EN
LOCALIDAD DE ALMAFUERTE. PROV. DE CORDOBA.**

Alumno: *Inga. Civil ANDREA LUCIA PUCCI*
Director: *Ing. Civil HECTOR RICARDO ARAUJO*

Fecha: SEPTIEMBRE 2024



ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCION	6
2.	OBJETIVOS.....	6
2.1.	Objetivo general	6
2.2.	Objetivos específicos	6
3.	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	7
3.1.	Localización	7
3.2.	Aspectos Generales	8
3.3.	Antecedentes de la localidad de Almafuerite	8
3.3.1.	Servicios.....	9
3.4.	Estudios Topográficos.....	9
4.	DETERMINACIÓN DE PARAMETROS CARACTERISTICOS	15
4.1.	Aspectos generales	15
4.2.	Población.....	18
4.3.	Dotación	18
4.4.	Caudales	18
4.5.	Tapadas.....	21
4.6.	Pendientes y Velocidades	21
5.	DISEÑO DE COLECTORES A GRAVEDAD	22
5.1.	Generalidades	22
5.2.	Trazado de la Red	23
5.3.	Obras complementarias del Proyecto	23
5.3.1.	Bocas de Registro	24
5.3.2.	Conexiones Domiciliarias	25
5.4.	Evaluación hidráulica de la instalación.....	25
6.	DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEO Y CONDUCTO DE IMPULSIÓN	26
6.1.	Generalidades	26
6.2.	Evaluación hidráulica de la instalación.....	29
7.	DISEÑO DE PLANTA DEPURADORA DE EFLUENTES CLOACALES	34
7.1.	Introducción	34
7.2.	Lineamientos Para El Dimensionado Del Sistemas De Tratamiento	35
7.3.	Garantía De Funcionamiento.....	38



7.4.	Evaluación hidráulica de la instalación.....	38
8.	CONCLUSION.....	78
9.	BIBLIOGRAFIA	79
10.	ANEXOS	80
10.1.	Planilla de cálculo de red colectora cloacal	80
10.2.	Planos de:	80
10.2.1.	PL1 - Planimetría red cloacal – S.Norte.....	80
10.2.2.	PL2 – Planimetría red cloacal – S.Sur.	80
10.2.3.	PL3 – Detalles tipo B.R. – zanjas y conexiones	80
10.2.4.	PL4 – Detalles tipo B.A. – muertos de anclaje	80
10.2.5.	PL5 – Pozo de Bombeo.....	80
10.2.6.	PL6 – Conducto de Impulsión	80
10.2.7.	PL7 – Planimetría de planta de tratamiento.....	80
10.3.	Legislación	80



INDICE DE TABLAS

Tabla nº 1: Coeficientes a Utilizar para el Cálculo de Caudales – Norma ENOHSa.....	19
Tabla nº 2: Calculo de caudales de diseño	19
Tabla nº 3: Pendientes de diseño	20
Tabla nº 4: Caudales para 2, 5 y 10 años.....	20
Tabla nº 5: Tapadas según normativa	21
Tabla nº 6: Longitudes de cañerías	24
Tabla nº 7: Volúmenes de área en función del Qc.....	39
Tabla nº 8: Parámetros de diseño de planta de tratamiento	53
Tabla nº 9: Análisis de riego espacios verdes.	74
Tabla nº 10: Análisis de riego arboles.....	74
Tabla nº 11: Tabla resumen de riego.....	76

INDICE DE FIGURAS

Fig. nº 1: Ubicación y Delimitación del predio a urbanizar	7
Fig. nº 2: Curvas de nivel del terreno.....	10
Fig. nº 3: Cuencas internas – estado terreno natural.....	10
Fig. nº 4: Cuencas internas – estado futuro.....	11
Fig. nº 5: Parcela donde se ubicara a futuro la EB.	11
Fig. nº 6: Predio del loteo.....	12
Fig. nº 7: Predio del loteo colindante con el Lago.....	12
Fig. nº 8: Predio del loteo colindante con el Lago.....	13
Fig. nº 9: Predio del loteo.....	13
Fig. nº 10: Predio del loteo.....	14
Fig. nº 11: Predio del loteo.....	14
Fig. nº 12: Detalle representativo de Bocas de Registro	24
Fig. nº 13: Croquis de Conexión Domiciliaria Tipo.....	25
Fig. nº 14: Detalle representativo de Estación de bombeo	27
Fig. nº 15: Curva de bombeo y del sistema para Q(5años)	33
Fig. nº 16: Curva de bombeo y del sistema para Q(10años)	33



Fig. n° 17: Curva de bombeo y del sistema para Q_{bfinal}	34
Fig. n° 18: Parámetros de barros activados. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).....	45
Fig. n° 19: Carga según Proceso de barro activado. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).....	45
Fig. n° 20: Edad del fango vs Nitrógeno eliminado	46
Fig. n° 21: C_m vs coef. “a”. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).	49
Fig. n° 22: C_m vs “ K_r ”. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).	49
Fig. n° 23: Cargas superficiales en función de Tipo de Proceso. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).....	62
Fig. n° 24: Diagrama tipo Digestor Anaerobio de 1 fase.....	68
Fig. n° 25: Diagrama tipo Playa de secado convencional.....	71



1. INTRODUCCION

El saneamiento básico es el conjunto de acciones, y técnicas socioeconómicas de salud pública que tiene por objetivo alcanzar el bienestar físico de los habitantes y reducir el impacto ambiental. Dentro de las acciones se encuentra el manejo del abastecimiento de agua potable, recolección y disposición de aguas servidas y de aguas de lluvia, como así también manejo de los residuos sólidos urbanos generados por una población.

El objetivo principal del presente trabajo es proyectar una obra destinada al saneamiento de un loteo residencial ubicado en la localidad de Almafuerde, Provincia de Córdoba; para resolver los problemas sanitarios que actualmente la afectan a ella y su área de influencia, debido a que la localidad actualmente no cuenta con servicios de recolección y tratamiento de efluentes cloacales.

El sistema de obras básicas propuesto consta de Cañerías colectoras a gravedad, Estaciones de Bombeo, conducto de impulsión, Planta de Tratamiento y Disposición Final.

Para el tratamiento de los efluentes cloacales generados, dadas las características del lugar y las disposiciones municipales relacionadas a la preservación y buen uso de las aguas del lago Piedras Moras, se ha dispuesto un sistema de tratamiento que consta de pre-tratamiento, tratamiento secundario mediante reactores y sedimentación secundaria, con desinfección por cloración; y una disposición final de reuso, mediante el riego de espacios verdes y calles de material granular.

En síntesis, el proyecto que se desarrolla propone dar solución a problemas sanitarios específicos del loteo residencial a desarrollarse en Almafuerde, beneficiando a los habitantes de la urbanización, brindando mejor calidad de vida y, sobre todo aportando al cuidado de la cuenca del lago Piedras Moras.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Desarrollar un proyecto de economía circular para urbanización situada en la Localidad de Almafuerde, Provincia de Córdoba; donde se plantea un sistema de recolección y tratamiento de efluentes cloacales, de manera de minimizar el impacto sobre el medio ambiente.

2.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos radican en:

- Proyectar la red cloacal a gravedad en función de topografía del terreno.

- Desarrollar un anteproyecto de Estación de bombeo y conducto de impulsión hacia planta de tratamiento de efluentes cloacales
- Realizar un anteproyecto de planta de tratamiento de efluentes cloacales.

3. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

3.1. Localización

La localidad de Almafuerse se sitúa en la región central de la provincia de Córdoba, en la parte occidental del departamento Tercero Arriba, caracterizada por las actividades agropecuarias y la industria metalúrgica.

Está comunicada por la Ruta Nacional RN 36, que la vincula con capital, situada a 106 km hacia el norte, y con Río Cuarto, unos 110 km hacia el sur. Además se encuentra a sólo 18 km de la ciudad industrial de Río Tercero y a 20 km de la Ciudad de Embalse, que la conecta al corredor turístico del Valle de Calamuchita.

La localidad de Almafuerse se caracteriza por su lago, el Lago Piedras Moras, calificado por el Instituto Nacional del Agua (INA) como el espejo de agua más limpio y preservado de la provincia.

El proyecto plantea el desarrollo de un loteo privado para viviendas unifamiliares, consta de 532 lotes: 511 para viviendas unifamiliares, 21 espacios comunes + espacios verdes.

La ubicación geográfica es:



Fig. n° 1: Ubicación y Delimitación del predio a urbanizar

3.2. Aspectos Generales

En las últimas décadas, la localidad de Almafuerde ha experimentado una notable explosión demográfica en comparación con el resto de localidades de la zona, la que queda plasmada en los indicadores de crecimiento poblacional, según censos nacionales, provinciales y municipales. A consecuencia de una explotación del sector turístico colindante al Lago Piedras Moras y su cercanía a las localidades del valle de Calamuchita.

Este fenómeno no se ha visto acompañado de políticas en lo que hace al desarrollo de infraestructura y mejoras de las condiciones de saneamiento básico de efluentes cloacales se refiere, lo que conlleva a importantes impactos de tipo ambiental y sanitario.

Los volcamientos de líquidos residuales a napas freáticas, elevan los niveles de contaminación tanto biológica como química, aumentando los riesgos sanitarios.

Bajo este contexto queda definida la necesidad insatisfecha de condiciones adecuadas para el desarrollo de la actividad del hombre y la obligación permanente de generar soluciones de cara a evitar alterar las condiciones originales previas al asentamiento del hombre.

Por lo anteriormente expuesto, es que la Municipalidad de Almafuerde ha dictado la Ordenanza N° 1647/2019, donde las futuras urbanizaciones colindantes con el Lago Piedras Moras **no** podrán disponer sus efluentes en subsuelo mediante tratamiento individual, ni podrán ser vertidos al lago. A raíz, de la falta de infraestructura cloacal municipal y atento a la ordenanza vigente es que se plantea el proyecto de red colectora y tratamiento de efluentes dentro del predio de la futura urbanización.

3.3. Antecedentes de la localidad de Almafuerde

En los siguientes párrafos se realizará una descripción de la localidad de Almafuerde, comentado la situación de la misma al momento de diseñar la infraestructura cloacal de la nueva urbanización.

Almafuerde se caracteriza por ser la única localidad de la República Argentina en poseer un lago dentro del radio urbano de la misma, conocido como el Lago Piedras Moras, y calificado por el Instituto Nacional del Agua (*INA*) como el espejo de agua más limpio y preservado de la provincia. Esto se debe a que es un lago ecológico en el cual solo se permiten actividades recreativas como vela o remo. El espejo cuenta con 600 ha y su profundidad máxima es de 34 metros.

Debido a su perfil natural y cualidades paisajísticas, la ciudad recibe al turista buscando fortalecer el rubro de alojamientos, donde actualmente cuenta con más de 700 plazas conformadas en un 70% por cabañas y 30% de hotelería tradicional.



3.3.1. Servicios

Almafuerte es un Municipio ubicado en el departamento Tercero Arriba, de la Provincia de Córdoba. Esta ciudad se vincula con las principales ciudades de la provincia por intermedio de las Ruta Nacional N° 36 y la Ruta Provincial N° 6. De esta forma se conecta por medio de la ruta N° 36 con Córdoba Capital y Río Cuarto, que se encuentran a una distancia de 100 km y de 115 km, respectivamente. Por otro lado, se une a la ciudad de Villa María por medio de la ruta provincial N° 6, que se ubica a una distancia aproximada de 126 Km y con Río Tercero a tan solo 15 km siguiendo por la misma ruta. También por la Ruta Provincial N°6 se accede al departamento Calamuchita y a la zona de lagos y de gran actividad turística para la provincia de Córdoba.

Si bien la ciudad de Almafuerte cuenta con servicios de saneamiento básico en lo que respecta a la recolección de residuos sólidos, al abastecimiento y red distribuidora de agua potable en cantidad y calidad (5086 unidades de facturación, cobertura en radio céntrico 100%); posee una gran deuda en cuanto al tratamiento de las aguas residuales generadas por la población, como en gran parte de las ciudades del País.

En la actualidad los tratamientos de las aguas residuales dentro de la ciudad se realizan en cada vivienda particular mediante (sistemas individuales) el uso de pozos absorbentes o zanjas filtrantes, según el tipo de suelo; con el consiguiente peligro de contaminar el agua subterránea que se utiliza para consumo humano, dado que la localidad se provee de agua de perforaciones; como así también el agua del lago se puede ver afectada por los escurrimientos subsuperficial.

Si bien, en la actualidad no hay registro de enfermedades en la zona, se debe tener en cuenta que el contacto con aguas servidas producto de las posibles contaminaciones mencionadas, aumenta el riesgo de contraer enfermedades como: cólera, enfermedades diarreicas, hepatitis A, entre otras.

En el año 2019 la Municipalidad de Almafuerte dictó una ordenanza donde las futuras urbanizaciones colindantes con el Lago Piedras Moras no podrán disponer sus efluentes en subsuelo ni verterlos al lago, por lo cual, obliga a las mismas a proyectar su propia red de recolección de efluentes cloacales y planta de tratamiento; hasta tanto se construya una planta de tratamiento cloacales en la Localidad.

3.4. Estudios Topográficos

El modelo de elevación del terreno de proyecto se conformó mediante un relevamiento topográfico realizado con equipo GPS RTK dentro de la parcela a lotear.

El procesamiento de los puntos relevados se realizó por medio del software AutoCAD Civil 3D. Se adjunta el detalle de las curvas de nivel de cuencas de aporte.

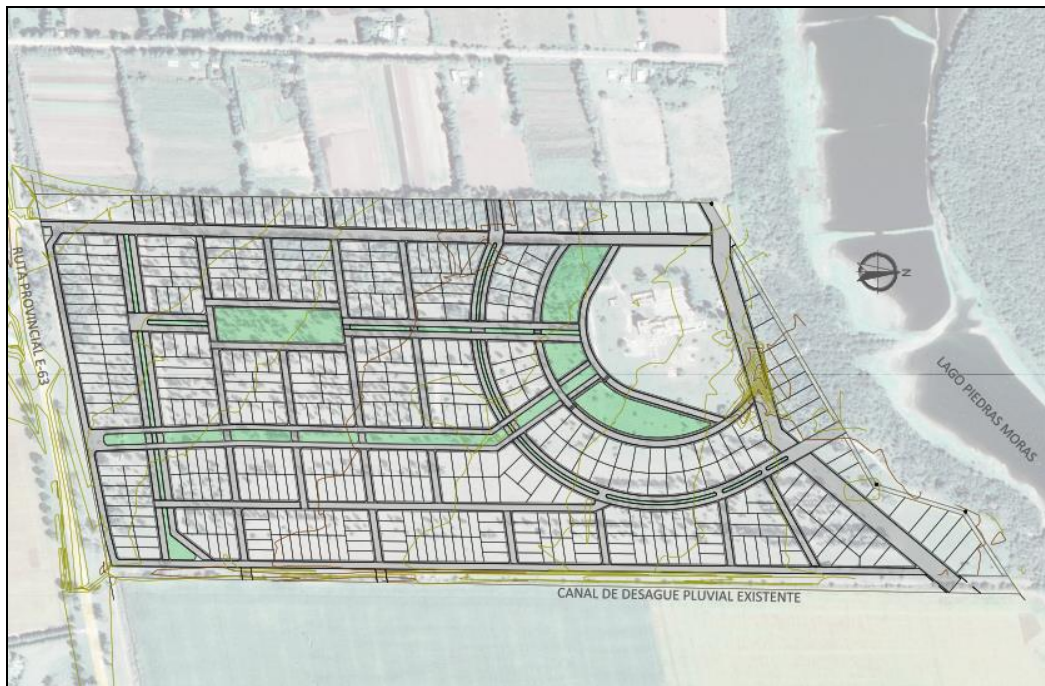


Fig. n° 2: Curvas de nivel del terreno

A partir de la topografía relevada en el terreno se presenta el esquema de cuencas internas del terreno.

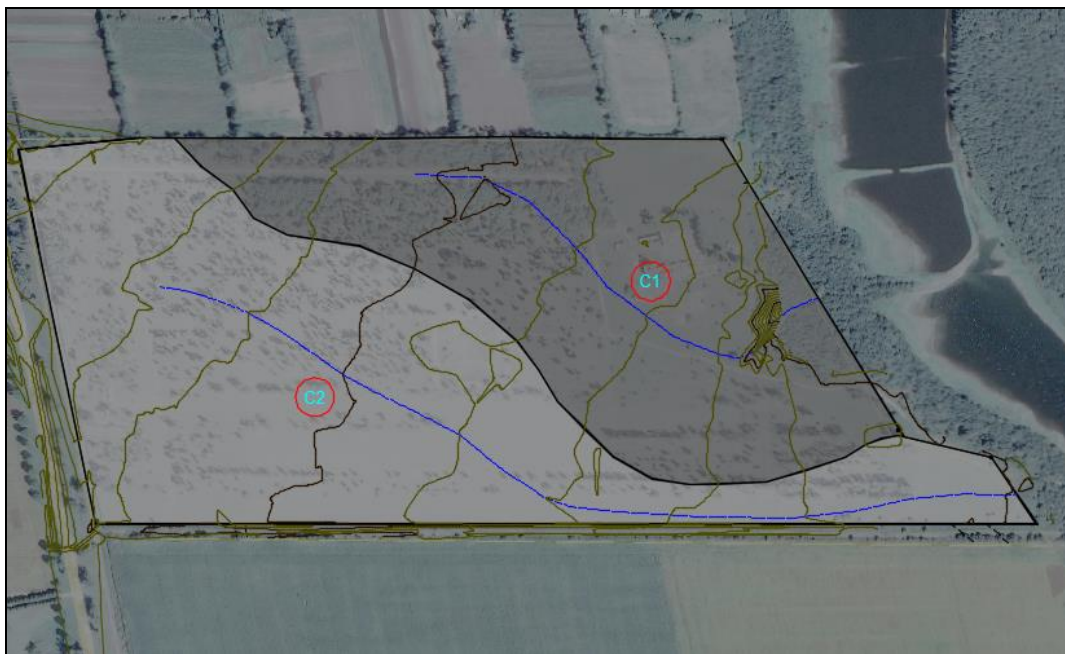


Fig. n° 3: Cuencas internas – estado terreno natural

Partiendo del proyecto vial propuesto se determinaron las cuencas de escenario futuro para el proyecto de la red colectora cloacal.

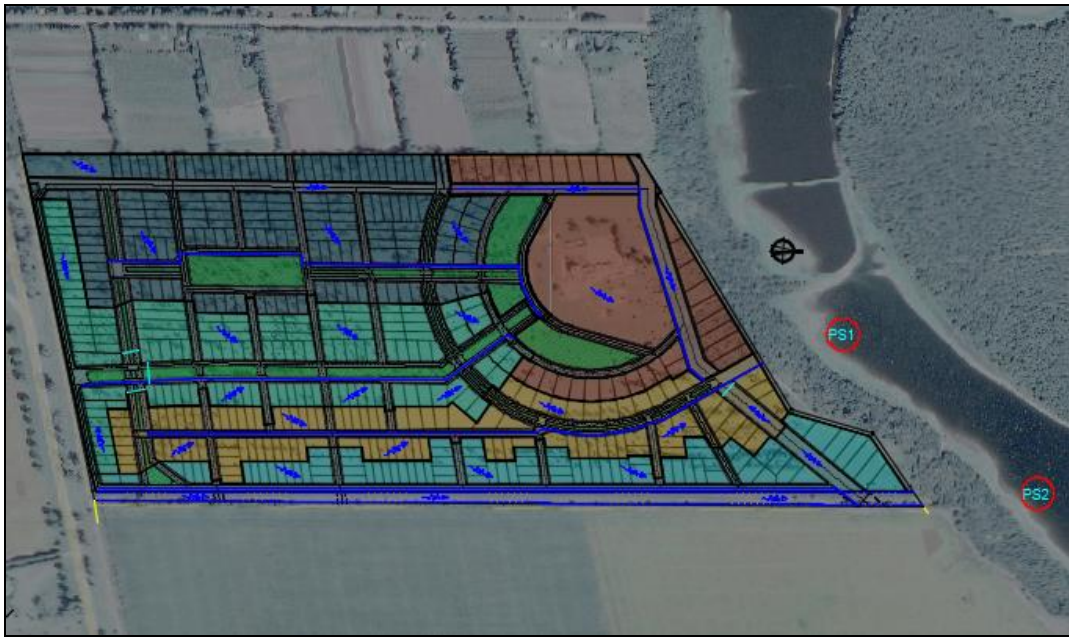


Fig. n° 4: Cuencas internas – estado futuro

El macrodrenaje se evaluó a partir del modelo digital de elevaciones del Instituto Geográfico Nacional con resolución espacial de 5 metros, haciendo uso del software GIS Global Mapper para la obtención de curvas de nivel y el trazado preliminar de las cuencas. De manera complementaria se realizó un relevamiento de campo. Asimismo, se observaron imágenes satelitales a los fines de facilitar el cierre de las cuencas y corroborar la traza de las líneas de escurrimiento.

A continuación, se puede observar el terreno donde se desarrollará el loteo y su cercanía con el Lago. Dichas fotos fueron tomadas durante el relevamiento en campo.



Fig. n° 5: Parcela donde se ubicara a futuro la EB.



Fig. n° 6: Predio del loteo



Fig. n° 7: Predio del loteo colindante con el Lago



Fig. n° 8: Predio del loteo colindante con el Lago



Fig. n° 9: Predio del loteo



Fig. n° 10: Predio del loteo



Fig. n° 11: Predio del loteo



4. DETERMINACIÓN DE PARAMETROS CARACTERISTICOS

En los apartados siguientes se describirán los parámetros característicos a tener en cuenta para el diseño de la red colectora cloacal, estación de bombeo y planta de tratamiento de efluentes. Entre ellos; caracterización del agua residual cloacal cruda, población, dotación, caudales, pendientes, velocidades y tapadas.

4.1. Aspectos generales

Las aguas residuales pueden definirse como el conjunto de agua que transporta residuos líquidos y sólidos, generados por causas naturales o provocados de forma directa o indirectamente por la actividad humana, estando compuestas por una combinación de líquidos de desagües de viviendas, comercios, edificios de oficinas, líquidos efluentes de establecimientos industriales, líquidos efluentes de instalaciones agrícolas y ganaderas y aguas subterráneas, superficiales y de lluvias que circulan por calles, espacios libres, tejados y azoteas de edificios que pueden ser admitidas y conducidas por las alcantarillas.

Otra forma de denominar a las aguas residuales es en base al contenido de contaminantes que esta porta, así se conocen como:

- Aguas Negras: aguas residuales provenientes de inodoros, es decir, aquellas que transportan excrementos humanos y orinas, ricas en sólidos suspendidos, nitrógeno y coliformes fecales.
- Aguas Grises: aguas residuales provenientes de tinajas, duchas, lavamanos y lavadoras, que aportan sólidos suspendidos, fosfatos, grasas y coliformes fecales, esto es, aguas residuales domésticas, excluyendo las del inodoro.
- Aguas Negras Industriales: mezcla de las aguas negras de una industria en combinación con las aguas residuales de sus descargas. Los contaminantes provenientes de la descarga están en función del proceso industrial, y tienen la mayoría de ellos efectos nocivos a la salud si no existe un control de la descarga.
- Aguas blancas: provenientes de las aguas de lluvia.

Se suele denominar a las aguas residuales como aguas cloacales debido a que las mismas son transportadas a través de las cloacas, que son obras destinadas justamente a evacuar las aguas de este tipo.

Como consecuencia de la amenaza concreta que suponen para el medio ambiente y para la salud de los seres vivos, las aguas residuales demandan especiales tratamientos para liberarlas justamente de estas situaciones altamente contaminantes. En primer lugar, se deberá conocer a ciencia cierta su



composición, fase que se denomina caracterización del agua. A través de esta se conocen los elementos biológicos y químicos presentes, y así, en función de esta información y de los impactos que se quiera mitigar y/o de la normativa de vuelco vigente, se diseña una planta de tratamiento adecuado. El objetivo final es que el agua regrese al medio ambiente de manera depurada y según indica la normativa vigente.

Cabe aclarar que también es indispensable que la planta de tratamiento se desarrolle según la normativa vigente: a nivel municipal ordenanza nº1647/2019, el Decreto provincial nº847/16 y la normativa nacional Norma ENOHSa.

Características de las Aguas Residuales:

Se considera que el líquido residual tiene 3 propiedades fundamentales, las mismas se explican a continuación.

- **Concentración:** será su potencialidad a causar perjuicios, indica la proporción de materia cloacal y agua.
- **Composición:** es la característica físico-química del líquido cloacal y permite conocer cuali y cuantitativamente sus componentes. Es necesario determinar la composición para establecer la concentración.
- **Condición:** se refiere al estado en que se encuentra el líquido cloacal, debido a variaciones que se producen a medida que transcurre el tiempo desde su evacuación y por acción de la temperatura; de la desintegración mecánica de la materia en suspensión, entre otros factores producto del roce en las cañerías; la cantidad y clases de microorganismos presentes y la posibilidad de absorción de oxígeno.

Para poder determinar las propiedades del líquido cloacal es necesario analizar las diferentes características que el mismo tiene.

Características Físicas

- **Sólidos Totales:** está compuesto por materia flotante y en suspensión, en dispersión coloidal y en disolución. Analíticamente el contenido de sólidos totales se define como residuo de evaporación a 102-105 °C. Estos pueden clasificarse en sólidos suspendidos y en sólidos filtrables, a base de hacer pasar un volumen conocido del líquido por un filtro.
- **Temperatura:** es un parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y su velocidad y en el reúso útil del agua. La temperatura del agua residual es generalmente más alta que la del suministro, debido a la adición de agua caliente tanto residencial como de la actividad industrial.
- **Color:** en un agua residual reciente (fresco) su color es gris, cuando los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto tiende a cero en ese caso el color cambia a negro brillante (líquido séptico).



• Olor: son debido a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar desagradable, pero más tolerable que el del agua séptica. Esta tiene un olor característico dado por el sulfuro de hidrógeno.

Características Químicas

- **Materia Orgánica:** los compuestos orgánicos están formados por una combinación de carbono, hidrógeno y oxígeno, junto en algunos casos al nitrógeno. Y también otros elementos como azufre, fósforo y hierro. Los principales grupos orgánicos hallados en el agua residual son las proteínas (40-60 %), carbohidratos (25-50 %) y grasas y aceites (10 %).
- **Medida del Contenido Orgánico:** los métodos de laboratorio más usados son el de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), demanda química de oxígeno (DQO) y carbono orgánico total (COT).
- **DBO_5 :** se utiliza para determinar aproximadamente la cantidad de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente en el agua residual. Sus datos se utilizan en el dimensionamiento de las instalaciones de tratamiento y para medir rendimiento de algunos procesos. El período de incubación es de 5 días a $20^{\circ}C$ y se mide el oxígeno disuelto.
- **DQO:** se utiliza para medir contenido de materia orgánica tanto en aguas naturales como en residuales. El equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse se mide utilizando un fuerte agente oxidante en medio ácido. Por lo general la DQO es mayor que la DBO y se pueden correlacionar sus valores, lo que resulta muy práctico ya que puede determinarse la DQO en 3 horas.
- **COT:** especialmente aplicable a pequeñas cantidades de materia orgánica.
- **Materia Inorgánica:** existen componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para el establecimiento y control de la calidad del agua.
- **Gases:** los que se encuentran en el agua residual sin tratar son nitrógeno, oxígeno, anhídrido carbónico, sulfuro de hidrógeno, amoníaco y metano.

Características Biológicas

- **Microorganismos:** los grupos principales que se encuentran en las aguas residuales y superficiales se clasifican en:
 - **Protistas:** incluyen las bacterias, algas y protozoos.
 - **Virus:** se clasifican según el sujeto infectado. Los virus excretados por los seres humanos pueden llegar a ser un peligro para la salud pública.
- **Plantas y Animales:** son útiles para valorar el estado de las corrientes y la toxicidad de las aguas residuales.
- **Organismos Coliformes:** dado que el número de organismos patógenos presentes en el agua residual y agua contaminada son pocos y difíciles de aislar, el organismo coliforme se utiliza como organismo indicador.



4.2. Población

En el caso de la población se adoptan los mismos criterios que para la red distribuidora de agua potable. Se supone que la ocupación promedio por lote es de 4 personas/lote, considerando una familia tipo.

Se estima que el loteo tendrá una ocupación del 50% dentro de los 7 años iniciales; llegando al 70% de ocupación en los primeros 10 años, y con el 100% dentro de los 15 a 20 años.

4.3. Dotación

La dotación se define como la cantidad media de agua que se suministra por habitante y por día, en la misma están involucrados los consumos para uso doméstico (vivienda unifamiliar). Usualmente, la dotación del líquido cloacal es levemente inferior al consumo per cápita de agua.

El coeficiente de relación entre el caudal de vuelco medio diario per cápita o dotación del líquido cloacal (lts/hab*día) y dotación media de agua potable o consumo per cápita de agua (lts/hab*día), varía entre 0,60 y 0,90. En general la tendencia mayoritaria, es la de adoptar un coeficiente de 0,80. (Norma ENOHSa, Volumen I, Anexo 2.2.A. 1993).

Según factibilidad de fuente emitida por la Administración Provincial de Recursos Hídricos (A.P.R.Hi), se aprobó una dotación de agua potable de 250 lts/hab*día; dando un caudal diario medio por lote de 1m³/día.

4.4. Caudales

Para el diseño de redes colectoras, impulsiones y planta de tratamiento de efluentes en urbanizaciones se utilizan diferentes caudales, los cuales son:

- Q_c: caudal medio diario
- Q_A: Caudal mínimo del día de menor consumo
- Q_B: Caudal mínimo diario anual
- Q_D: Caudal máximo diario anual
- Q_E: Caudal máximo del día de mayor consumo

Q_c indica el caudal promedio en 24 horas descargado durante el período de un año, cuyo conocimiento es esencial para determinar el mínimo absoluto y pico instantáneo y para estimar el costo de operación en el tratamiento, estaciones de bombeo y cálculos de diámetros económicos en las cañerías de impulsión.



El mínimo y máximo diario Q_B y Q_D son importantes para determinar la capacidad de las plantas de tratamiento.

El pico instantáneo Q_E determina la capacidad hidráulica de los colectores, como así también la capacidad de las bombas. Los mínimos absolutos y diarios Q_A y Q_B son importantes en el diseño de colectoras para asegurar la limpieza.

Para determinar esta serie de caudales, se parte del caudal medio diario anual y se aplica una serie de coeficientes. Estos coeficientes tienen en cuenta las fluctuaciones del caudal medio diario y horario, para así obtener el caudal máximo diario y horario del día del máximo consumo.

La Norma ENOHSa brinda estos coeficientes tabulados de acuerdo a la población servida. Con estos coeficientes se realizan los cálculos correspondientes para la urbanización.

Coeficientes(Entre 500 y 3000 hab.)	α	α_1	α_2	β	β_1	β_2
	2,66	1,40	1,90	0,30	0,60	0,50

Tabla nº 1: Coeficientes a Utilizar para el Cálculo de Caudales – Norma ENOHSa

A partir de los coeficientes de máxima y mínimo en función de la cantidad de habitantes en la etapa final de la urbanización se obtienen los siguientes caudales, siendo:

- Caudal mínimo del día de menor consumo: $Q_A = \beta * Q_C = \beta_1 * \beta_2 * Q_C$
- Caudal mínimo diario anual: $Q_B = \beta_1 * Q_C$
- Caudal máximo diario anual: $Q_D = \alpha_1 * Q_C$
- Caudal máximo del día de mayor consumo: $Q_E = \alpha * Q_C = \alpha_2 * \alpha_1 * Q_C$

Los caudales a continuación son los caudales con la totalidad del loteo consolidado, se estima un plazo de 20 años.

CAUDALES						
Lotes	Pob./Lote	Q_{A20}	Q_{B20}	Q_{C20} (m ³ /día)	Q_{D20}	Q_{E20}
511	4	122,64	245,28	408,80	572,320	1087,408

Tabla nº 2: Calculo de caudales de diseño

Para el diseño de la red colectora se ha tomado el criterio de diseñarlas con el Q_{E20} para la etapa final (511 lotes) y se ha procedido a verificar con el Q_{B20} para la etapa final.

Cuando se calcula el Q_{B20} para la etapa final, nos encontramos con un caudal mínimo = 245,28 m³/día = 2,84 lts/seg; según NORMA ENOHSa (ex ENOHSa) para caudales:



Pendiente Mínima en conductos de $D \leq 300$ mm (Normas ENOHSa)	
Q _{lo} : caudal máximo horario del día de menor desagüe	
Si $Q_{lo} \leq 2$ lts/seg	$I_{min} = 4$ ‰

Tabla nº 3: Pendientes de diseño

Por lo tanto, analizando que la fuerza tractiva $\ll 0,1$ kg/m², y que se tomó como premisa priorizar la mínima excavación; se adoptó una pendiente mínima 4‰ para tramos menores a 2 lts/seg y no se verifica la pendiente de autolimpieza para dichos tramos.

Se debe tener en cuenta que los tramos finales (previa a la estación de bombeo), son los tramos BR93 a 92' y BR92 a BR92' (ver anexo: plano "PL2 - PL PLANIMETRIA RED CLOACAL - S.SUR"), dichos tramos suman el caudal mínimo total:

Q.tramo BR 93 a 92' = 1,48 lts/seg

Q.tramo BR 92 a 92' = 1,36 lts/seg

La sumatoria de ambos se da en la BR previa al ingreso a la ESTACION DE BOMBEO, por lo tanto, NO EXISTEN tramos con $Q_B > 2$ lts/seg.

En escalones menores de crecimiento, se espera una ocupación del 12% para los dos primeros años, del 33% para el año 5 y del 70% para el año 10.

Los caudales medios para cada etapa de crecimiento serán:

Caudal Vertido Medio (Q _c) para 2, 5 y 10 años			
Año	Lotes	% de consolidación	Q _c (m ³ /día)
2	62	12	49,6
5	169	33	135,2
10	358	70	286,4

Tabla nº 4: Caudales para 2, 5 y 10 años

En lo que respecta a los primeros años (0 a 5 años), donde la ocupación es inferior al 20%, se propone el uso de sistemas individuales de tratamiento insitu, dejando prevista la futura conexión a red cloacal.

Para el periodo de 5 años, se utilizará un módulo de los dos propuestos en la planta de tratamiento; y para los 10 años, se prevé que estén en funcionando ambos módulos de dicha planta.

En lo que respecta al sistema de reuso de líquido tratado (riego), la superficie de espacio verde demanda un caudal de riego de 367,75 m³/día; por lo cual para el periodo de 5 años el caudal máximo diario es 188,87 m³/día, siendo este menor al caudal necesario de riego (367,75 m³/día);

mientras que a partir del año 10 (70% de consolidación) el agua tratada se utilizara para riego de espacio verde y calles internas; considerando 71 cuadras consolidadas y un caudal de riego de calles necesario de 35,5 m³, por lo cual la demanda de espacio verde más las calles da un total de 403,25 m³/día; siendo mayor al caudal máximo diario a 10 años (400,96 m³/día).

4.5. Tapadas

Las tapadas según normativa:

Tapada Mínima	
ENOHSa	
T min	0,9 m bajo calzada
T min	0,8 m bajo vereda
Uso general	
T min	1,0 a 1,2 m bajo calzada
T min	0,8 a 1,0 m bajo vereda

Tabla nº 5: Tapadas según normativa

Han sido fijadas en:

- A gravedad: 1 m bajo calzada
- Impulsión: 1 m bajo calzada

Los tramos que por condiciones topográficas y de elección del predio para la estación de bombeo verifiquen con tapadas mayores a 3 m, se construirá una cañería subsidiaria de 160 mm a tapada mínima 1, con ventilación en la BR desde la tapada mayor a 3 m.

4.6. Pendientes y Velocidades

La pendiente mínima será adoptada, en todos los conductos, será de 4‰ por lo detallado anteriormente.

En tramos donde el diámetro es > 160 mm se reduce la pendiente mínima a 2,5‰, quedando por encima de la recomendada en noma ENOHSa para cañerías de PVC (2,06‰).

El criterio de disminuir la pendiente se apoya también en la reducción de la tapada, y evitar cañerías subsidiarias para las conexiones domiciliarias.

La pendiente máxima se determina para que no se produzca erosión ni arrastre de aire, por lo tanto, será determinada en función que la velocidad para Q_E no supere los 3 m/seg para PVC, dado que para garantizar que no se produzca erosión la velocidad debe ser menor a 4 m/seg para PVC y para garantizar el no arrastre de aire en diámetros de 160 mm velocidad máxima debe ser 3,64 m/seg



(Filmina “Redes Cloacales 2de3”, Catedra: Drenaje Pluvial Urbano y Alcantarillado, Posgrado Especialidad Ingeniería Sanitaria, UNR, 2019); por lo tanto a valor conservador se adopta como velocidad máxima 3 m/seg.

Vel. a $Q_E < 3$ m/seg.

También se verifica una velocidad de escurrimiento mínimo en cañerías de flujo a gravedad para garantizar el libre escurrimiento:

Vel. a sección llena > 0.6 m/seg.

Para conductos de impulsión se establecen los siguientes parámetros:

- Se debe garantizar una velocidad mínima de $0.9 \text{ m}^3/\text{seg}$ según norma ENOHSa.
- Se debe garantizar que nunca se supere la Presión Nominal (10 Bar), para lo cual se verifica la cañería al golpe de ariete.

5. DISEÑO DE COLECTORES A GRAVEDAD

5.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se desarrollarán las instalaciones destinadas a la evacuación de los líquidos residuales de origen domésticos, conocidos como líquidos cloacales.

Se realizará el tendido de cañerías por las calles del loteo, teniendo en cuenta:

- Valores mínimos y máximos de pendiente, así también como valores mínimos y máximos de tapadas.
- Colocación de accesorios de la red, como bocas de registros, en cada intersección, cambio de pendiente y cambio de dirección.
- Cálculo del diámetro de la cañería a utilizar teniendo en cuenta la población a servir, el caudal máximo horario, entre otros valores.

La red colectora cloacal se utiliza para evacuar y concentrar esas aguas, transportarlas al lugar donde se les realiza el tratamiento adecuado con el fin de que no sean perjudiciales para la salud y bienestar de la comunidad.

Las funciones principales de las redes colectoras son:

- Conducir el caudal de pico, para la que fue diseñada.
- Transportar los sólidos suspendidos con el fin de evitar sedimentos y olores.

El transporte del agua residual se efectúa a gravedad y a conducto parcialmente lleno, lo que permite que el líquido se ventile, es decir hay un intercambio del aire que asciende y el líquido que desciende, el acceso del aire se produce en las bocas de registro y la salida por las ventilaciones domiciliarias.

5.2. Trazado de la Red

El trazado de la red colectora cloacal del proyecto se realiza sobre la calzada. Se realiza siguiendo la pendiente natural del terreno, salvo un tramo en donde se debe colocar una estación elevadora, con el fin de elevar el líquido hacia la planta de tratamiento de líquidos cloacales. Sobre cañería de impulsión, se colocan cámaras de inspección cada 100 a 120 metros.

Las bocas de registro se colocan a una distancia no mayor de 120 metros y en cada cambio de dirección y pendiente de la traza

En los proyectos de red colectora cloacales es muy importante garantizar las condiciones de VENTILACIÓN.

Se dice que una cañería “ventila” en una boca de registro cuando su gasto de extremidad es nulo, es decir que sale de la misma sin recibir aporte de caudal alguno a través de ella.

La situación indicada corresponde a los tramos iniciales de una red de desagües y la ubicación de estas bocas de registro extremas suele coincidir con la divisoria de aguas del escurrimiento superficial.

A los efectos de garantizar una efectiva ventilación y posibilitar la independización de cuencas, el intradós de la cañería que desagua una boca de registro debe estar por debajo o a lo sumo coincidir con el invertido de la cañería que ventila en la misma.

Como la cañería que ventila en una boca de registro es de diámetro mínimo, ya que se trata en general de un tramo inicial o de arranque, la diferencia entre las cotas de intradós de la misma y de la cañería que desagua deberá ser como mínimo igual a dicho diámetro.

Esta disposición no sólo posibilita verificar una efectiva ventilación de las cañerías como se dijo, sino que además permite una delimitación precisa de los caudales de aporte, necesaria para el cálculo de los distintos tramos, ya que define puntos con gasto de extremidad nulos.

Se tienen en cuenta consideraciones impuestas por la Norma ENOSH_a, tales como las mencionadas en el ítem 4.5 y 4.6.

Los planos se ejecutarán teniendo en cuenta las normas de dibujo vigente (Normas IRAM, normas ENOHS_a y Decreto de la provincia de Córdoba n°847/16), se detallarán en cada uno valores correspondientes a longitudes, material, diámetros, cota de terreno, y cota de intrados. Así también, como designaciones de cada tramo y boca de registro para mejor entendimiento.

5.3. Obras complementarias del Proyecto

Existen diferentes tipos de obras complementarias que se utilizan para el proyecto de redes cloacales. A continuación, se explican algunas de ellas.

5.3.1. Bocas de Registro

Las bocas de registros se deben colocar en los cambios de dirección, cambios de pendientes, cambios de sección y cuando se alcance la distancia máxima permitida. Son cámaras de ingreso que cumplen las funciones de ventilar la cañería y permitir efectuar la limpieza de las mismas.

Son cámara en general de sección circular construidas de hormigón armado o mampostería. En el fondo de estas bocas y con el fin de encauzar el líquido en el recorrido prefijado, se construyen cojinetes, canalizaciones semicirculares, que pretenden seguir el caño dentro de la cámara.

La distancia máxima entre bocas de registros es de 120 metros, la que ha sido fijada para facilitar la limpieza de la cañería. El diámetro de estas cámaras es de 1.20 metros con tapa de hierro fundido que permite la ventilación del sistema en la parte inferior o zona de trabajo, que puede reducirse a 0.60 metros en la parte superior o zona de acceso.

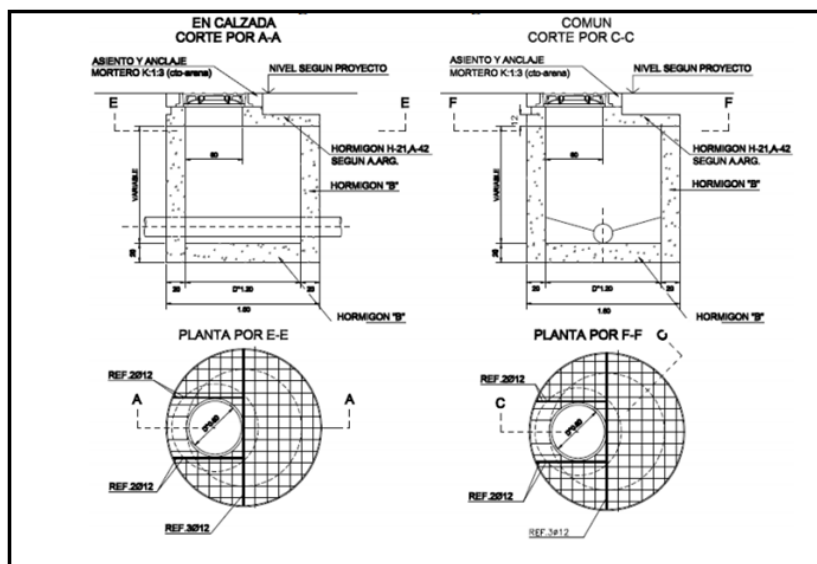


Fig. n° 12: Detalle representativo de Bocas de Registro

La boca de registro también permite la ventilación de las colectoras. La base de la colectoras que ventila debe estar en un diámetro mínimo por encima del extradós de la cañería que atraviesa la colectoras. Constituyen uno de los rubros que poseen mayor incidencia sobre el costo de las obras de redes tradicionales. Del proyecto se computan:

CAÑOS CLOACALES PVC	
Ø	Longitud (m)
160	10116
200	364
250	5
	10485

Tabla n° 6: Longitudes de cañerías

5.3.2. Conexiones Domiciliarias

Se denomina conexión domiciliaria al tramo de cañería que va desde la colectora hasta las proximidades de la línea municipal donde se vincula la cañería interna con la externa. A falta de normativa municipal, dado que se prevé red de gas natural en el loteo, se propone una distancia de 0.80 m medida desde la línea municipal hacia el centro de calzada.

El diámetro de la cañería es de 0,110 metros excepcionalmente puede llegar a 0,160 metros. La conexión se vincula a la colectora a través de un ramal a 45 grados y una curva a 45 grados.

A continuación, se observa un esquema de conexión tipo.

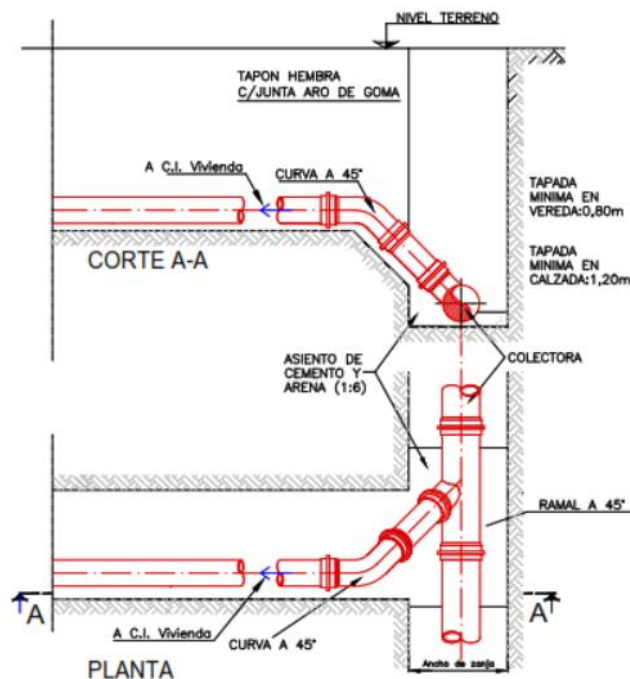


Fig. n° 13: Croquis de Conexión Domiciliaria Tipo

5.4. Evaluación hidráulica de la instalación

Se realizó el diseño de la Red Colectora Cloacal mediante planilla de cálculo (Excel).

La planilla se encuentra dividida en columnas:

- Columna 1: Numeración de tramo del colector.
- Columna 2: Numeración de BR aguas arriba del tramo en estudio
- Columna 3: Numeración de BR aguas abajo del tramo en estudio
- Columna 4: Longitud del tramo
- Columna 5: Cota de terreno de BR aguas arriba
- Columna 6: Cota de terreno de BR aguas abajo
- Columna 7: Pendiente del terreno (i_{terreno})



$$i_{\text{terreno}} = \frac{(CTNa. arr - CTNa. ab)}{Long.}$$

- Desde Columna 8 a Columna 15 cálculo para Q_E
- Columna 8: Q_E inicio del tramo
- Columna 9: Q_E en ruta
- Columna 10: Q_E final del tramo
- Columna 11: Pendiente adoptada (m/m) Se adopta una pendiente. Aquí se adoptó para la mayoría de los tramos pendiente: 0,004 m/m.
- Columna 12: Diámetro interno de cálculo:

$$Di = \left(\frac{Qe20final * n}{0.335 * iadoptada^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

- Columna 13 y 14: Diámetro adoptado.
- Columna 15: Velocidad a sección llena
- Se calcula la velocidad para un caño de diámetro adoptado a sección llena.
- Se considera sección llena para un $h/D = 0.90$.

$$Vel. = \frac{Qe20}{A}$$

- Columna 16: Verificación de Vel. A sección llena $> 0.6 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Columna 17: Cota intradós BR o BA aguas arriba
- Columna 18: Cota intradós BR o BA aguas abajo
- Columna 19: Tapada BR o BA aguas arriba
- Columna 20: Tapada BR o BA aguas abajo

Se adjunta en ANEXOS planilla de cálculo y planos.

6. DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEO Y CONDUCTO DE IMPULSIÓN

6.1. Generalidades

Es necesario su instalación cuando la topografía del terreno es tal que los colectores que conducen el líquido por gravedad, solo pueden hacerlo a partir de grandes tapadas (3 m), con los consiguientes altos costos de ejecución.

Cuando los colectores alcanzan la profundidad máxima admisible de 3 m y/o diámetro $> 300 \text{ mm}$ (norma ENOHSa, 1993), no se podrán realizar conexiones domiciliarias directas a la red colectora, por lo cual se deberán construir cañerías subsidiarias para los lotes frentistas a estas y se proyectará

la instalación de bombeo que elevará el líquido cloacal hasta su descarga en otra boca de registro con tapada mínima.

Hay dos tipos de estaciones de bombeo, con cámara húmeda y con cámara seca:

- Las estaciones con cámara inundada son usadas para pequeñas instalaciones y tienen la parte más importante del equipo dentro del líquido cloacal y para su mantenimiento es necesaria la elevación de la bomba
- Las estaciones con cámara seca están divididas en dos partes: la cámara de aspiración y la cámara donde se alojan las bombas. Pueden ser totalmente subterráneas o con superestructura por encima del nivel del suelo.

Los pozos de aspiración contarán con un acceso adecuado para inspección y limpieza. Se debe facilitar la iluminación y ventilación cuando deba entrar un operario por cualquier causa.

Por último, se debe tener en cuenta que toda estación de bombeo debe contar con rejillas que cumplan la misión de proteger a las bombas evitando el ingreso de objetos voluminosos que puedan dañar los rotores. Las rejillas son de limpieza manual o mecánica.

Para pequeñas instalaciones es aconsejable la instalación del canasto, que no es otra cosa que una caja metálica con una cara abierta hacia la cañería de llegada y que tiene un dispositivo que permite ser sacado a la superficie para el retiro de los materiales retenidos.

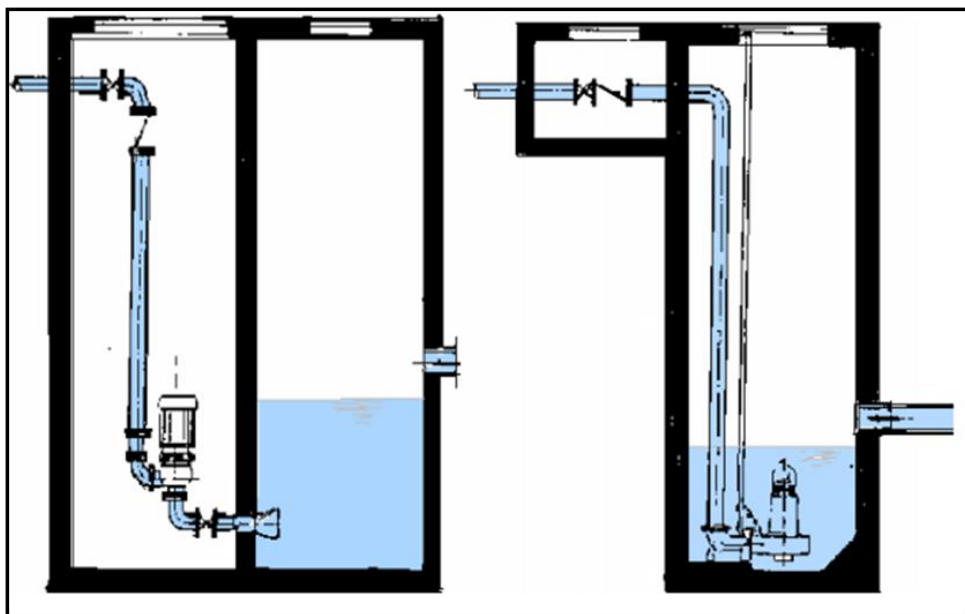


Fig. n° 14: Detalle representativo de Estación de bombeo

En la red cloacal correspondiente a la urbanización es necesaria la instalación de una estación de bombeo. Para ello, se determinó colocar una estación de bombeo sumergida.



La estación de bombeo se encuentra proyectada sobre uno de los espacios verdes que dispone el loteo. Que, si bien no se encuentra en el punto más bajo del terreno, se proyecta la misma en espacio público a los fines de poder impulsar el efluente cloacal hacia la planta de tratamiento ubicada en el ala oeste de predio.

El pozo de bombeo será rectangular construido de H⁹A⁰ de 2 m x 2,3 m.

Estará cubierto con una tapa removible de acero (tipo semilla de melón) de espesor mínimo 1/8", provista de elementos de soporte y sujeción apropiados, todo ello revestido con pintura epoxi de alto contenido en sólidos. Los apoyos sobre la estructura portante deberán ser totalmente planos y contar con burletes de goma elástica para minimizar la salida de gases al exterior.

Una reja tipo canasto en acero inoxidable AISI 304 ubicada frente a la cañería de ingreso de los efluentes para retención de sólidos no degradables, con separación barras de 25 mm, soporte de apoyo y facilidad de extracción para su limpieza, apoyada sobre soportes de acero inoxidable.

Para el pozo de bombeo se procedió a realizar el diseño para la etapa final (ocupación del 100% del loteo), y a modular la instalación de las bombas en función de los caudales generados a 5 y 10 años.

Para la etapa inicial (5 años, ocupación del 33%; caudal 14,95 m³/hs): una bomba en funcionamiento de 16 m³/hs a 21,15 m.c.a; y una en reserva de 35 m³/hs a 21,15 m.c.a.

Para la etapa de 10 años (ocupación del 70%; caudal de 31,72 m³/hs): una bomba centrífuga cloacales sumergibles, pasaje de sólidos no inferior a 50 mm, con rotor inobstruible y con capacidad mínima de 35 m³/h a 21,15 m.c.a y otra en stand-by de la misma capacidad. La bomba de 16 m³/hs queda inactiva en esta etapa.

Para etapa final (511 lotes habitados, se estima en 15 o 20 años años y será un caudal medio diario total de 45,31 m³/hs): dos bombas centrífugas cloacales sumergibles, pasaje de sólidos no inferior a 50 mm, con rotor inobstruible, una de 35 m³/hs y otra de 16 m³/hs, con altura manométrica de 21,15 m.c.a.; y una bomba en reserva de 35 m³/hs a 21,15 m.c.a.

Sensores de nivel de líquido para arranque y parada de bombas. Cañerías de elevación y accesorios en acero inoxidable de diámetro 2", provistas de juntas de desarme. Las cañerías de impulsión y sus accesorios que vayan enterradas podrán ser de PVC clase 10 o PP.

Contiguo al pozo de bombeo se instalará un malacate manual para la extracción del canasto o de las bombas sumergibles. Contará con cable metálico de AISI 304 y estará montado sobre un soporte de hierro estructural rebatible y convenientemente protegido, para no obstruir el paso por el lugar y evitar su impacto visual.

La ventilación en el pozo de bombeo debido a su ubicación será con chimeneas de ventilación o con ventilación forzada mediante extractores de aire. Para un funcionamiento continuo de ventilación forzada en cámara húmeda se estima 12 renovaciones/hora y para un funcionamiento intermitente de 30 renovación/hora. Se pueden incorporar filtros en caso de ser necesario.



Cámaras de Inspección en conducto de impulsión

En la cañería de impulsión es necesaria la colocación de cámaras de inspección cuya función es permitir el fácil acceso al tendido de tramos de cañerías para facilitar el mantenimiento.

6.2. Evaluación hidráulica de la instalación

ESTACIÓN DE BOMBEO (EB1)

IMPULSION EB1 A PT

DATOS:

a) Caudales

$Q_{e10} =$	31,72	m ³ /h	8,81	l/seg
$Q_{e\ final} =$	45,31	m ³ /h	12,59	l/seg
$Q_{b0} =$	24,40	m ³ /h	6,78	l/seg

b) Cotas

Terreno Eº Bº 1	424,21	m	Intradós conducto de llegada	421,34	m
Cota de resguardo	424,71	m			
Terreno descarga	427,43	m	Intradós de descarga PT	430,52	m

Diámetro cañería de llegada a EB1 = 0,250 m

MEMORIA DE CÁLCULO

1,- Estación de Bombeo Tipo - 2 bombas funcionando con una de reserva

1,1 Caudal de la bomba para el año final

m = factor de bombeo 1,00 < m < 1,10 se adopta m= 1,05
 $QB\ final = m \times Q_{E\ final} = 47,57\ m^3/h$

1.2 - Caudal de bombeo para primera etapa

$QB_{10} = m \times Q_{E10} = 33,30\ m^3/h$

Para el cálculo de caudales por cada bomba y el de volumen útil de la cámara húmeda se optó el criterio indicado en cuadro 10.2 – caso II – Norma ENOHSa, dado que no se proveen datos de las bombas.

Caudal nominal de cada bomba para la altura manométrica de diseño (Q'')

$Q' = 0,5 * Q_{b\ final}$	23,79	m ³ /hs
$Q_{b1} = 0,7 * Q_{b\ final}$	33,30	m ³ /hs
$Q_{b2} = 0,3 * Q_{b\ final}$	14,27	m ³ /hs

1.3 - Frecuencia máxima admisible de arranques / hora en función de la potencia (normas ENOHSa)

P/ bombas < a 15 CV f max.= 4 a/h



1.4 - Volúmen útil de la cámara húmeda (Calculado con Qbfinal)

Volumen útil para el ciclo de 1 bomba

$$V1 = \frac{1.15 \times Qb1}{4 \times f \text{ máx}} = 2,39 \text{ m}^3$$

Volumen adicional para el ciclo de 2 bombas

$$V2 = 1,15 \times 0,4 \times V1 = 1,10 \text{ m}^3$$

Volumen útil total de la cámara húmeda

$$Vt = V1 + V2 = 3,49 \text{ m}^3$$

1.5 - Dimensionamiento de la cámara húmeda

hu =	0,76 m	hu adoptado=	0,8 m
a =	2 m		
b =	2,3 m	Sec. Adopt.	4,6 m²
sección =	4,4 m ²		

hf = **0,3 m** h. mínima de funcionamiento de la bomba

La distancia desde el nivel máximo del liquido al fondo del canasto es de 15 cm.

1.6 - Volumen de fondo y cotas de cálculo

$$Vf = hf \times \text{sección} = 1,38 \text{ m}^3$$

	Intr.-D.C ^o - h.canasto/2-	
cota altura útil = Nivel Máximo	15 cm.	420,81 m
cota volúmen de fondo = Nivel Minimo	N.max-Hu.	420,01 m
cota de fondo estación de bombeo =	N.min-hf	419,71 m

1.7 - Tiempo de permanencia hidráulica

$$ts \text{ máx} = \frac{V_1}{Q_{B0}} + \frac{Vf + 0,5 V_1}{Q_{b_{10}} - Q_{B0}} \leq 0,5hs. < 0,50 \text{ h}$$

ts máx ≤ 0,50 hs ("Estaciones Elevadoras 1", Seminario Drenaje Pluvial Urbano y Alcantarillado, Especialidad en Ing. Sanitaria, UNR (2019))

$$ts \text{ máx} = 0,39 \text{ h}$$

Conducto de impulsión

Parámetros de diseño

Longitud:	556,50 m
Caudales QB ₂₀ =	47,57 m³/h

Dimencionamiento de la cañería:

Adoptando: Material **PVC**



Obtenemos: Diámetro: 0,110 m
 comercial DN 110 mm

Velocidad: 1,391 m/seg

Verificación:

De acuerdo a la Norma del ENOHSA se verifica la velocidad del escurrimiento para el caudal de bombeo al año 10, que debe ser mayor o igual a 0,9 m/seg

QB₁₀ = 33,30 m³/hs
 Velocidad: 0,97 m/seg
 > 0,9 m/seg

VERIFICA

Pérdida de carga del conducto de impulsión

Distribuida (Pd)

Pd 8,55 m

Localizada (P_{Loc})

P_{Loc} = $K V^2 / 2 g$ 2,09 m

Pérdida de Carga:

			$V^2 / 2 \times g$
C ^o b20	V:	1,39 m/seg	0,10

g: 9,81 m/seg²

K: coeficiente en función de la singularidad

Pieza	Nº	K	Total	P _{Loc} (m)
Curva 90°	8	0,75	6,00	0,59
Curva 45°	3	0,40	1,20	0,12
Válvula retención	2	2,00	4,00	0,39
Valvula esferica	2	5,00	10,00	0,99
Sumatoria				2,09

c.- Altura Manométrica (H_{man})

$$H_{man} = \Delta geom + \Delta dist + \Delta loc$$

Desnivel Geométrico (D_{geo}) (*): 10,51 m

Pérdida de carga distribuida: 8,55 m

Pérdida de carga localizada: 2,09 m

m

$$H_{man} = 21,15 \text{ m}$$

(* Se considera la situación mas desfavorable: Desde el nivel mínimo de liquido en el pozo de bombeo
 A continuación, se verifica el golpe de ariete a fines de que las presiones calculadas sean menores a las admisibles por el material adoptado. Para PVC 110 mm PN10, máxima admisible: 100 m.c.a.



Golpe de Ariete

L	(longitud cañería de impulsión)	556,50	m	
D	(diámetro de la impulsión)	0,11	m	
V	(velocidad de escurrimiento)	1,39	m/seg	
c	(celeridad de la cañería, PVC cl 10)	435	m/seg	
Tc	(tiempo crítico)	2,56	seg	
Hest	(altura estática)	10,51	m	
C	(constante de Mendiluce)	1,00		
k	(coef de Mendiluce)	1,72		$K= 2-0,0005*L$
<u>1ª (10 años)</u>				
Qb10		33,30	m ³ /h	
V		0,97	m/seg	
Hman		21,15	m	
T	(tiempo de cierre de la inst.)	5,50	seg	$T = C+ [k L V / (g Hman)]$
T > Tc	(cierre lento)			
^H	(Golpe de ariete)	20,10	m	$^H = 2 L V / g Tc$ (Michaud)
Ht	(sobrepresión total)	41,24	m	$Ht = Hman + ^H$
Dt	(depresión total)	1,05	m	$Dt = Hman - ^H$

Considerando un corte de energía (caso más desfavorable)

^H	(Golpe de ariete)	43,16	m	$^H = cV/g$ (Alievi)
Ht	(sobrepresión total)	64,31	m	$Ht = Hman + ^H$
Dt	(depresión total)	-10,00	m	$Dt = Hman - ^H$

2º (Final)

Qb 20		47,57	m ³ /h	
V		1,39	m/seg	
Hman		21,15	m	
T	(tiempo de cierre de la inst.)	7,42	seg	$T = C+ [k L V / (g Hman)]$
T > Tc	(cierre lento)			
^H	(Golpe de ariete)	21,26	m	$^H = 2 L V / g Tc$ (Michaud)
Ht	(sobrepresión total)	42,41	m	$Ht = Hman + ^H$
Dt	(depresión total)	-0,11	m	$Dt = Hman - H$

Considerando un corte de energía (caso más desfavorable)

^H	(Golpe de ariete)	61,66	m	$^H = c V / g$ (Alievi)
Ht	(sobrepresión total)	82,81	m	$Ht = Hman + ^H$
Dt	(depresión total)	-10,00	m	$Dt = Hman - ^H$

Se adopta un conducto de impulsión de PVC DN 110 mm PN10.

Para la elección de las bombas se procedió a graficar las curvas de funcionamiento de las bombas elegidas con la curva del sistema.

En el grafico a continuación se observa la curva de la bomba elegida para los 5 años, bomba SE de marca Grundfos tipo: SE1.50.80.40.2.51D.B, con la curva del sistema para 5 años, y el punto de funcionamiento.

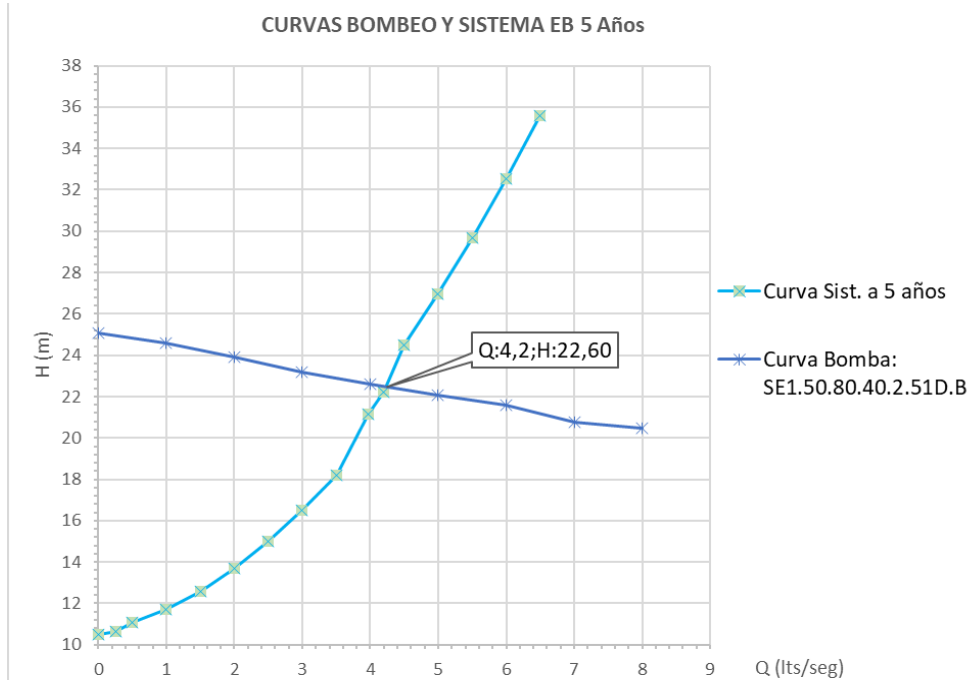


Fig. n° 15: Curva de bombeo y del sistema para Q(5años)

Luego, indicamos la curva de la bomba elegida para los 10 años, bomba SE de marca Grundfos tipo: SL1.80.80.75.4.51D.C, con la curva del sistema para 10 años, y el punto de funcionamiento.

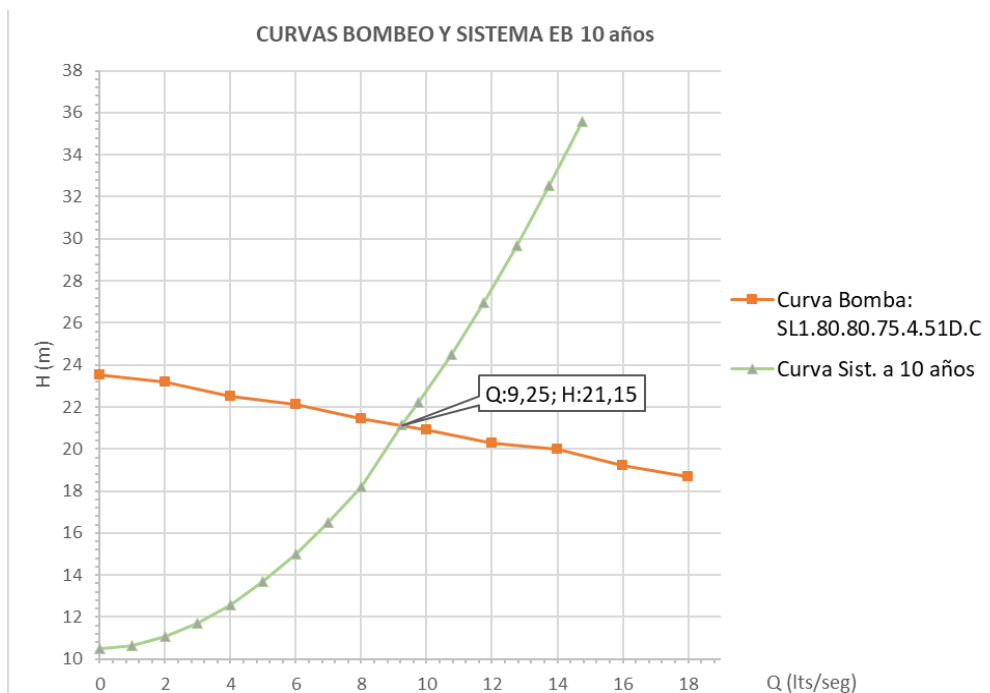


Fig. n° 16: Curva de bombeo y del sistema para Q(10años)

Finalmente, para la etapa final, se construye la curva de dos bombas funcionando en paralelo, y la del sistema.

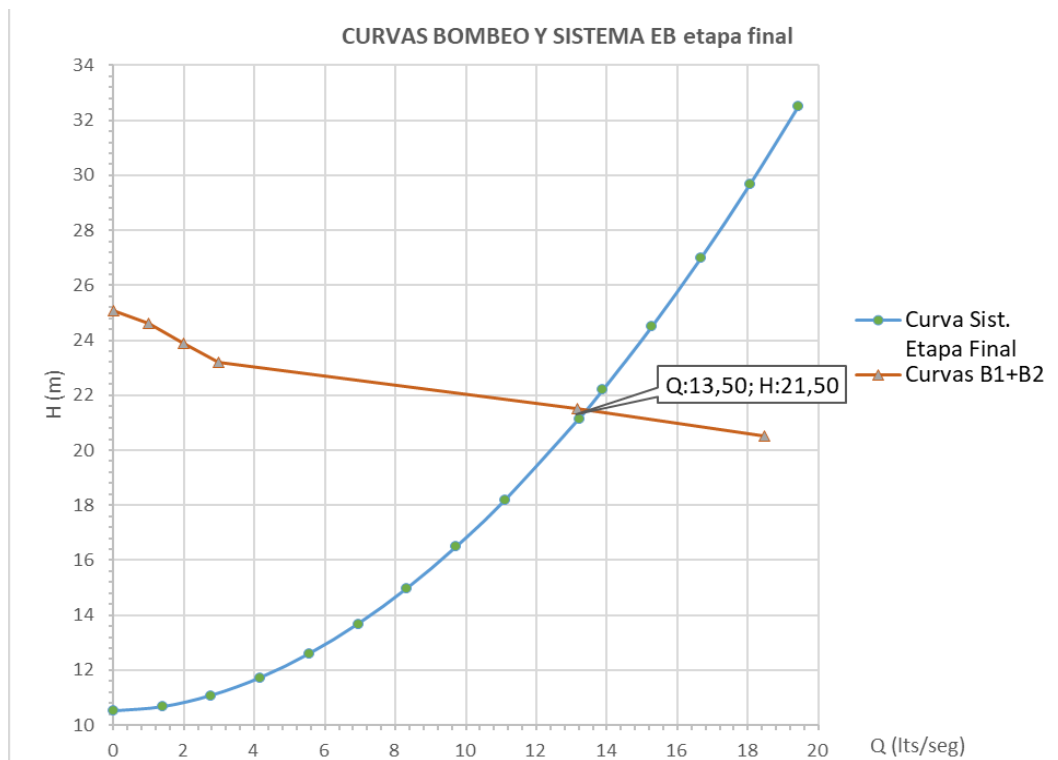


Fig. n° 17: Curva de bombeo y del sistema para Qbfinal

Se adjunta en ANEXOS planos de estación de bombeo y conducto de impulsión.

7. DISEÑO DE PLANTA DEPURADORA DE EFLUENTES CLOCALES

7.1. Introducción

El presente Proyecto se ha desarrollado sobre la base de la información suministrada por el comitente, referente a población y caudales esperados a tratar; y considerando la normativa vigente. Dado que la zona no cuenta con redes cloacales, la Municipalidad de la Localidad de Almafuerde ha dispuesto que se debe construir una planta depuradora de líquidos cloacales que se irán implementando y habilitando en función de las distintas etapas constructivas del emprendimiento (crecimiento habitacional de la urbanización).

Atendiendo el uso racional del agua y la normativa vigente, los efluentes tratados serán utilizados para el riego de espacios verdes y calles del predio. **En función de todo ello, la planta se diseñará de forma tal que el efluente cumpla con los parámetros de vuelco según el destino final adoptado (reúso) que indica el Decreto 847/16 de la Provincia de Córdoba.**



A continuación, se proyecta una planta depuradora basada en un tratamiento secundario biológico de aireación extendida. Se darán los volúmenes mínimos necesarios para el correcto tratamiento de los efluentes.

7.2. Lineamientos Para El Dimensionado Del Sistemas De Tratamiento

La solución de un problema de tratamiento de aguas residuales incluye, generalmente, cinco etapas principales.

1. Caracterización del agua residual cruda y definición de las normas de vuelco.
2. Diseño conceptual de los sistemas de tratamiento propuestos, incluyendo la selección de los procesos de cada sistema, los parámetros de diseño y la comparación de los costos de las alternativas propuestas.
3. Diseño detallado de la alternativa de costo mínimo.
4. Construcción.
5. Operación y mantenimiento del sistema construido.

Los métodos de tratamiento pueden clasificarse como se detalla a continuación.

- Operaciones Físicas Unitarias: en ellos predominan la acción de las fuerzas físicas y fueron los primeros en aplicarse. Por ejemplo, desbaste, mezclado, floculación, sedimentación, flotación, entre otros.
- Procesos Químicos Unitarios: cuando se tiene la adición de productos químicos o el desarrollo de ciertas reacciones químicas. Pueden ser la precipitación, la adsorción y la desinfección.
- Procesos Biológicos Unitarios: en donde gracias a la actividad biológica se lleva a cabo la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables, tanto coloidal como en disolución.

Los procesos y operaciones unitarias se combinan y se complementan para dar lugar a diversos niveles de tratamiento.

- Pretratamiento: se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.
- Tratamiento Primario: se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica. Por ejemplo, por tamizado o sedimentación. El efluente suele contener una DBO alta y una cantidad considerable de materia orgánica.
- Tratamiento Secundario Convencional: eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables. Incluye el tratamiento biológico con fangos activados, reactores de lecho fijo, lagunas y sedimentación. A veces incluye la desinfección.



- Control y Eliminación de Nutrientes (tratamiento terciario): los principales nutrientes son nitrógeno y fósforo. Su eliminación muchas veces se realiza en combinación con el tratamiento secundario.
- Tratamiento Avanzado: para la eliminación de los constituyentes que merecen especial atención, como nutrientes, compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o de sólidos en suspensión.

Los parámetros de cálculo para la planta depuradora de líquidos cloacales son:

- Carga orgánica a tratar y caudal de efluentes

Dado que no se dispone de datos de la calidad del afluente para caracterizar el agua residual de ingreso a la Planta de Tratamiento, se adoptan los valores de los contaminantes con una concentración fuerte presentados en la bibliografía "Ingeniería de aguas residuales - Tratamiento, vertido y reutilización", Metcalf & Eddy, Tabla 3-16 "Composición típica del agua residual doméstica bruta":

Sólidos disueltos: 850 mg/lts

Sólidos suspendidos: 350 mg/lts

Sólidos sedimentables: 20 ml/lts

DBO5: 300 mg/lts

Nitrógeno total: 85 mg/lts

Fosforo total: 20 mg/lts

- Calidad y destino de los efluentes

Los efluentes depurados destinados a riego deberán cumplir lo exigido en Decreto Provincial 847/16 - Efluentes líquidos para Reuso (físicoquímica y bacteriológica).

Se opta por una planta con tratamiento con aireación extendida y remoción biológica de fosforo, dado que las características de un efluente cloacal crudo según bibliografía "Ingeniería de aguas residuales - Tratamiento, vertido y reutilización", Metcalf & Eddy, Tabla 3-16 "Composición típica del agua residual doméstica bruta", son:

- DBO5: 300 mg/lts
- Nitrógeno total: 85 mg/lts
- Fosforo total: 20 mg/lts

Mientras que, los parámetros de vertido por Decreto Provincial nº 847/16 para reusó (riego paisajístico y calles) son:

- DBO5: 30 mg/lts
- Nitrógeno total: 30 mg/lts
- Fosforo total: 10 mg/lts



Para la época de mayores lluvias se prevé almacenar el efluente tratado en una laguna de amortiguamiento, a los fines de poder ser utilizado dicho efluente en los meses posteriores.

Se prevé la colocación de cortina forestal de adecuada altura y densidad en el perímetro del predio de la planta de tratamiento y laguna de almacenamiento a los fines de mitigar el impacto sobre la urbanización, dicha cortina forestal deberá ser proyectada por profesional especialista en materia de desarrollo urbanístico.

El predio destinado a la planta de tratamiento y laguna, dispone de un acceso vial secundario (auxiliar) para los camiones, ubicado en el lateral oeste del predio.

- Operación de las instalaciones

Tanto el diseño como la automatización de la planta aseguran un funcionamiento flexible y eficiente, sin necesidad de controles y operaciones complejas.

Sólo se requiere de la asistencia de un operador en forma periódica para el control del correcto del proceso y el funcionamiento normal de los equipos.

- Materiales de construcción de las cámaras y emplazamiento.

En base las condiciones de carga enunciadas se diseñó un sistema de barros activados trabajando en régimen de aireación extendida con un proceso de biológico anóxico.

La planta constará de: desarenador, cámara anaeróbica (remoción de fosforo), un selector anóxico, una cámara de aireación u oxidación (sector aeróbico), una cámara de sedimentación (Sedimentación II), y una cámara de cloración. Los barros se deshidratan insitu y luego se retiran para ser dispuestos en enterramiento municipal (relleno sanitario).

Todas las cámaras serán construidas en H⁹A⁰ o PRFV. Las unidades se instalarán semienterradas de acuerdo a lo detallado en planos.

- Dispositivo de aireación

Estará constituido por un sistema de difusores de alta eficiencia para insuflar aire a las cámaras de oxidación.

- Disposición barros

Para los barros se propone disponer de playas de secado, para luego ser retirado para disposición en enterramiento municipal (relleno sanitario). Se debe tener en cuenta que el método elegido no deberá generar malos olores ni vectores, dado que la planta de tratamiento se ubica dentro de un loteo residencial.



7.3. Garantía De Funcionamiento

El efluente tratado cumplirá con las especificaciones de vuelco del Decreto 847/16 de APRHI mientras el afluente a tratar se mantenga dentro de los siguientes límites:

- Efluente del tipo domiciliario y libre de elementos tóxicos a la depuración biológica.
- Tenor de grasas y aceites < a 50 mg/l, entre otros.

7.4. Evaluación hidráulica de la instalación

En base a las premisas antes expuestas se adoptó por un pretratamiento con desarenados y un tratamiento secundario con proceso aeróbico de barros activados en régimen de aireación extendida.

DESARENADOR

Se trata de unidades destinadas a retener partículas abrasivas, tales como gravas y arenas, que pueden favorecer el desgaste de bombas y equipos mecánicos y en general, todo tipo de pequeñas particular inorgánicas que puedan acumularse en las unidades de tratamiento ubicadas aguas abajo. Se diseñan desarenadores de canal rectangular regulados por vertedero.

Caudal de diseño: QE20.

Aguas arriba de los desarenadores, la norma ENOHSa recomienda ubicar rejas gruesas y finas.

En cuanto a la retención de solidos de gran tamaño se estima necesario una reja o canasto que garantice una separación entre barrotos de hasta 100 mm. En el caso en estudio, el efluente proviene del pozo de bombeo donde se prevé la colocación de un canasto con reja gruesa.

En cuanto a la reja fina, se propone una reja ubicada aguas arriba de los desarenadores; a colocar una reja por canal desarenador. Serán de limpieza manual.

Diseño hidráulico desarenador:

Las partículas a remover en los desarenadores serán de peso específico 2,65 t/m³ o mayor y de diámetro 0,2 mm o mayor.

La velocidad horizontal, se recomienda por norma ENOHSa cap. 11.3 que sea mayor a 0,15 m/seg y menor a 0,40 m/seg. Se adopta 0,30 m/seg para el diseño.

Se recomienda que la velocidad de sedimentación se encuentre entre 1,1 m/min y 0,75 m/min para particular de diámetros 0,2 mm.

Para cargas superficiales típicas, la relación larga/ancho del desarenador deberá estar en 7 y 15.

DESARENADOR	Formulación	Valores	Unidades
QE		1087,41	m ³ /dia
numero de unidades		2	
Q. por desarenador		1087,41	m ³ /dia



Dimensionamiento		0,013	m3/seg
Vel. Horizontal	adoptada	0,3	m/seg
A. transversal	Q/Vh	0,042	m2
Ancho	adoptado	0,3	m
H. util	A.transv/A	0,14	m
Relación L/A entre 7 y 15	adoptada	7	
Longitud	Ancho * 7	2,1	m
Longitud real	Long*1,50	3,15	m
Area	A*L	0,94	m2
Vel. De sedimentación	Q/Area	0,013	m/seg
		0,80	m/min

DIMENSIONES FINALES:

Sedimentador puede ser construido en PRFV, que cumpla con las dimensiones mínimas por modulo:

- H. total = 0,65 m
- H. útil para Q máx. = 0,14 m
- H. revancha = 0,51 m
- Ancho = 0,30 m
- Largo = 3,15 m

Playa de secado de arenas:

El volumen previsto de arenas generadas se puede obtener de la tabla adjunta para el caudal medio final (Qc) de la planta. Utilizando para el cálculo los volúmenes recomendados en cuadro 11.3.3. de norma ENOHSa cap. 11.3.

Características de la red de alcantarillado	Volúmenes retenidos (L/1000m3)
Más del 60% por calles de tierra	75
Del 30% al 60% de calles de tierra	50
Menos del 30% de calles de tierra	30

Tabla nº 7: Volúmenes de área en función del Qc

Para el caudal medio Qc = 408,80 m3/día, el volumen de arenas diarias generadas = 0,031 m3/día.

Considerando retirar las arenas cada 30 días, el volumen necesario es = 0,465 m3.

Se adopta 0,50 m3 y se proponen dos playas de las siguientes dimensiones:

- Largo = 2 m
- Ancho = 1 m
- Altura útil = 0,25 m

CÁMARA ANAERÓBICA + BARROS ACTIVADOS (REMOCIÓN DE MAT. ORGÁNICA + NITRÓGENO + FOSFORO)

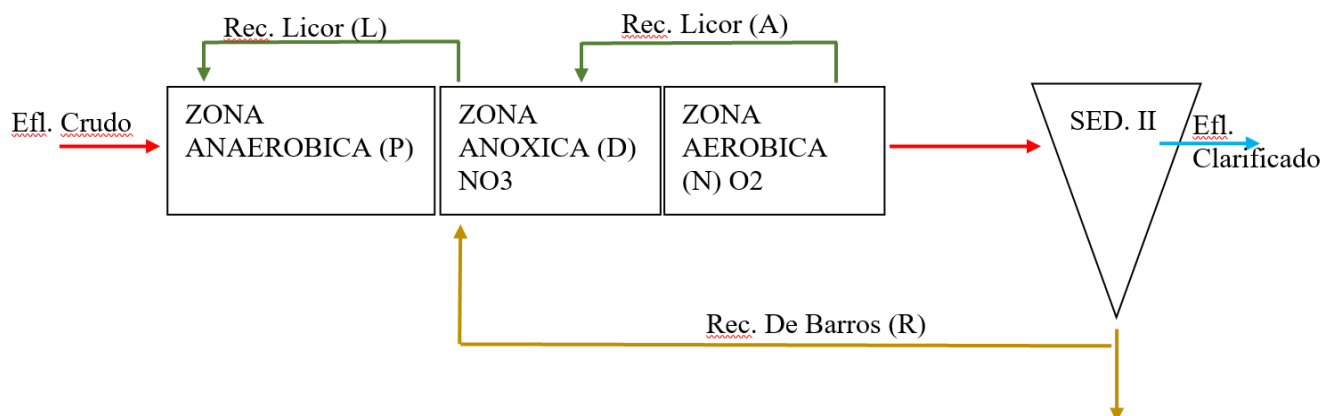
Se realiza mediante el ingreso de las aguas residuales en un reactor biológico, en el cual, y gracias a los microorganismos que se mueven libremente en el líquido aireado, se producen las reacciones de oxidación biológica de la materia orgánica presente en el agua y se desarrolla un cultivo biológico formado por un gran número de microorganismos que se agrupan formando pequeños floculos. Estos posteriormente son separados del agua tratada mediante sedimentación (Sedimentación II).

En función de los objetivos de calidad requeridos en el efluente, los procesos de barros activados pueden adaptarse para eliminar únicamente la materia orgánica carbonatada o eliminar también los nutrientes (nitrógeno y fosforo).

Por lo cual nuestro tratamiento va a constar de:

- Degradación de la materia orgánica.
- Nitrificación – Desnitrificación
- Eliminación biológica de fosforo (zona anaeróbica)

Diagrama tipo:



A fin de alcanzar los parámetros de descarga exigidos para su descarga final, el proceso se complementa con una cámara anaeróbica previo al reactor anoxico – oxico, un sedimentador II posterior al reactor, y cámara de cloración.

SECTOR ANAEROBICO

Este reactor no debe contener oxígeno disuelto y/o nitratos, o al menos si los contiene debe ser en concentraciones despreciables. En una instalación convencional puede alimentarse directamente por el agua decantada o bruta y por la recirculación de fangos activados (ausencia de nitrificación). Sin embargo, en una instalación en la que se realice nitrificación, es preciso que los fangos activados recirculados hayan sufrido previamente una desnitrificación en un reactor anóxico. De aquí surge la necesidad de un circuito de recirculación auxiliar, con licor desnitrificado obtenido a la salida de la cuba anóxica.



Según la bibliografía consultada, Dapena J.L. y Ronzano E. (1995), y Curso “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” (2020) se recalca el uso de precipitación química complementaria para valores de salida muy exigentes. Debemos tener en claro que el efluente se utilizara para riego de espacios verdes y calles, y que el fosforo en valores razonables es un nutriente para el suelo. Por lo cual, con la incorporación de la cámara anaeróbica se pretende obtener una reducción del 50% o menos. Dado que para conseguir en el agua tratada una concentración de 1 a 2 mg/l de P, exigida algunas veces en las condiciones de vertido al medio natural, es necesario recurrir a un tratamiento especial, que es uno de los componentes del proceso denominado tratamiento terciario. Que puede realizarse:

- a) Mediante precipitación química.
- b) Por una extra-asimilación del fósforo en los fangos activos.
- c) Por un procedimiento combinado de precipitación química y extra-asimilación.

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Paso del licor o fangos en retorno por un reactor anaerobio que permita el desprendimiento del fósforo, y, a continuación, por una fase aerobia que permita su precipitación o absorción por la masa bacteriana.
- En el reactor anaerobio, la presencia de nitratos tiene el riesgo de aumentar el potencial de oxidación-reducción y hacer desaparecer las condiciones de anaerobiosis.

Para satisfacer este último ítem, según la bibliografía consultada, Dapena J.L. y Ronzano E. (1995); Marais ha desarrollado un sistema UCT partiendo de:

Una nitrificación con dos reactores (anoxia + aerobia). Para evitar la introducción de nitratos en la zona anaerobia con los fangos recirculados, éstos se conducen al reactor anóxico, y con otra recirculación complementaria se introduce licor desnitrificado en cabeza del reactor anaerobio, en el que se mezcla con el agua a tratar.

Si la tasa de recirculación principal (fangos) es del 50 al 100% con respecto al caudal nominal, el agua intersticial de los fangos sólo arrastra al reactor anóxico del 25 al 50% de los nitratos producidos, los cuales pueden reducirse antes de alimentar con el licor al reactor anaerobio.

Sistema UCT

El sistema original del UCT (University of Cape Town) fue desarrollado por Marais y sus colaboradores. Se compone de tres reactores (anaerobio-anóxico-aerobio); la recirculación principal R (ver diagrama tipo), se conduce a la entrada del reactor anóxico; una recirculación anexa A permite



aumentar el grado de desnitrificación; una segunda recirculación auxiliar L alimenta el reactor anaerobio con licor desnitrificado (tomado a la salida de la cuba anóxica).

El sistema puede continuar funcionando para grados de nitrificación entre 25 y 50%, con recirculaciones de fangos del 50 al 100%.

Formulación empleada:

Volumen Del Reactor Anaeróbico:

$$Vol. anaerobico = 10 \text{ al } 25\% \text{ del reactor biologico.}$$

Se adopta el 15%. (Fuente: Curso EDAR – Universidad de Valencia.)

Eliminación Del Fosforo Biológicamente:

Se considera NTK ingreso = 85 mg/lts, según característica adoptada de "Ingeniería de aguas residuales - Tratamiento, vertido y reutilización", Metcalf & Eddy, Tabla 3-16 "Composición típica del agua residual doméstica bruta".

Se calcula en función de la "Teoría de Marais", la cual tiene en cuenta el Factor de propensión "Pf". Entendemos por propensión la tendencia o propensión a asimilar el fósforo. Este factor se utilizará posteriormente para determinar la fracción del fósforo contenida en la masa activa de los fangos.

Factor de propensión "Pf" de Marais:

$$Pf = (DBO_{5ran} - 13) * fxana$$

Pf = factor de propensión en mg/l de DBO_{5r}.

DBO_{5ran}: DBO₅ rápidamente degradable contenida en el reactor anaeróbico (mg/lts)

$$DBO_{5ran} = 0,33 * DBO_{5disuelta}$$

Estimación de la DBO_{5ran}:

La DBO₅ rápida del agua decantada puede estimarse como valor medio en:

$$DBO_{5r} = 0,33 DBO_5 \text{ (disuelta)}$$

La presencia de oxígeno y de nitratos, aun en bajas concentraciones, arrastra un consumo de DBO_{5r} que hay que deducirlo del que entra en el reactor anaerobio. Se estima:

- 1 g de oxígeno consume: 1,6 g de DBO_{5r}
- 1 g de nitratos consume: 4,6 g de DBO_{5r}

Tomando adecuadas precauciones para limitar la entrada de oxígeno y de nitratos en el reactor anaerobio, se pueden estimar las concentraciones entrantes en:

- Oxígeno contenido en el agua decantada y en el licor recirculado: 1 mg/l
- Nitratos en el licor recirculado: 1 mg/l



Considerando la tasa de recirculación $R = 1$, y debido a que el licor recirculado no contiene DBO_5 rápida, la concentración en DBO_{5ran} (en el reactor) será por consiguiente la DBO_{5r} del agua decantada:

$$DBO_{5ran} = 0,17 DBO_5 - 4$$

Por lo tanto, "Pf" quedaría:

$$Pf = (0,17 * DBO_{5d} - 17) * fxana$$

$fxana$: fracción de fangos activados en la fase anaeróbica con relación a la masa total de fangos (anaeróbica + anóxica + aerobia). Se adopta 15%.

PD: Masa de Fosforo asimilada en gr por 100 gr de DBO eliminada

$$PD = \frac{(0,35 - 0,29e^{(-0,4 * Pf)}) * 71}{(1 + 0,16 * E)}$$

E: Edad del fango en días. Adoptado: 18 días.

Considerando una DBO_5 de ingreso = 300 mg/lts.

El fosforo máximo que podría eliminarse biológicamente:

$$P_{max. eliminado} = DBO_5 \text{ ingreso} * PD / 100$$

El fosforo realmente eliminado es el contenido en los barros de la Planta de tratamiento. Se estima en el barro puede quedar entre 2,2 y 8,1 gr.; es decir del 16 al 60% con respecto a la concentración de entrada. Si se necesitan concentraciones de salida de 1 a 2 mg/lts, el sistema propuesto resulta insuficiente y se requiere de tratamiento terciario, como, por ejemplo, la precipitación química.

SECTOR ANÓXICO

Esta cámara constituye el primer sector del reactor biológico. En ella ingresarán el efluente a tratar y la recirculación de lodos desde el sedimentador secundario.

Estará dotada de un sistema de difusión propio y aislado mediante válvula, de forma de suministrar la cantidad mínima de aire que asegure condiciones de anoxia, y de un sistema de agitación por aire, compatibles con la eliminación de nitrógeno proveniente de los nitratos oxidados en la siguiente etapa.

CÁMARA DE AIREACIÓN (SECTOR OXICO)

En este reactor biológico y bajo condiciones adecuadas (temperatura, pH, oxígeno disuelto, materia orgánica, etc.) los microorganismos presentes, o sea el barro activado, producen la operación de depuración. Para que se cumpla este proceso es necesario que exista:



- Alimentación: constituye el propio afluente que llega desde el pozo de bombeo conteniendo toda la materia orgánica a degradar.
- Aireación: dado que los microorganismos son aeróbicos necesitan oxígeno para la oxidación de la materia orgánica y del material celular en exceso. Ese oxígeno se suministra a través de aire insuflado por los difusores ubicados en el fondo del reactor. La agitación e inyección de aire promueve un movimiento en forma de flujo espiral que provoca un intenso mezclado, promoviendo además un incremento en la eficiencia de difusión de oxígeno.
- Alta concentración de barros: el color del líquido moviéndose en el reactor debe ser de un marrón intenso. Indica esto una concentración correcta de microorganismos necesarios para la depuración y un buen estado general del sistema funcionando. La concentración se mantiene alta recirculando el barro desde el sedimentador secundario, que reingresa al reactor mezclándose inmediatamente con el líquido existente. Para operar con la concentración adecuada se deben efectuar purgas periódicas hacia la cámara de estabilización.

Los difusores de aire estarán ubicados en la zona más profunda de la cámara y son los de mayor eficiencia de transferencia de oxígeno, lo que asegura un menor consumo de energía frente a otros dispositivos. Los difusores serán montados sobre bastidores de AISI 304, en cañería autoportante y extraíble sin necesidad de vaciado de las cámaras.

El funcionamiento del sistema de aireación será en forma intermitente controlado por un temporizador programable en tablero de control y el tiempo de marcha se corresponde con la cantidad de oxígeno necesario para los microorganismos existentes en los reactores para procesar la materia orgánica que ingresa, o sea es proporcional al caudal afluente.

Los sopladores se instalarán en una sala de equipos aledaña a la planta. Serán del tipo roots, marca Repicky o Dosivac, ó similares y se colocarán 2 equipos, uno en stand by.

Formulación empleada:

REACTOR BIOLÓGICO:

$$Vol. reactor aireado = \frac{E * y * Q * (S_o - S)}{X * (1 + K_d * E)}$$

Siendo:

- E: Edad del fango
- y: Coeficiente de crecimiento bacteriano (0,40 a 0,80)
- Q: Caudal (m³/día)
- So: Concentración de DBO en el ingreso
- S: Concentración de DBO a la salida
- X: Concentración de MLSS en cuba de aireación (kg/m³). Se adopta 4 kg/m³.
- Kd: Coeficiente de eliminación de bacterias (0,04 a 0,075)

$$E = (0,56 * Cm - R - 0,75 - b + 0,5 * Pe * Cm)^{-1}$$

Siendo:

- Cm: Carga másica (kgDBO₅ / kgMLSS en el reactor) Se puede calcular u obtener de tabla. Se adoptó por tabla.
- R: Rendimiento = So – S/So
- b: Coeficiente de auto-oxidación = f(m) = 0,05
- Pe: Prod. Espesamiento de fangos (kgMs/KgDBO₅)

Se adopta la edad del fango en 18 días, considerando que se proyecta un sistema de aireación prolongada.

CLASIFICACIÓN	CM (KgDBO ₅ /Kg MLSS día)	CV (Kg DBO ₅ /m ³ día)	Edad Fango	R (%)
Alta Carga	>0,4	>1,5	4	<80%
Media Carga	0,2<Cm<0,4	0,5<Cv<1,5	4-10	85-92% (*)
Baja Carga	0,07<Cm<0,2			
Muy Baja Carga (aireación prolongada)	<0,07	<0,5	10-30	92% (**)

(*) Nitrificación a temperaturas elevadas

(**) Nitrificación posible a temperaturas normales

Fig. n° 18: Parámetros de barros activados. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).

Carga másica (kgDBO₅ / kgMLSS en el reactor):

Es la relación entre la masa de materia orgánica que entra en el reactor por unidad de tiempo y la masa de microorganismos existentes en el mismo.

$$Cm = \frac{Q * So}{V * X}$$

Siendo:

- V: Volumen del reactor (m³)

Se adopta un Cm = 0,067 → Aireación Prolongada

PROCESO	CARGA
Ata carga	CM > 0,4
Media carga	0,15 < CM < 0,4
Baja carga	0,07 > CM < 0,15
Muy baja carga o aireación prolongada	CM < 0,07

Fig. n° 19: Carga según Proceso de barro activado. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).



Por lo tanto, un método más sencillo consiste en calcular el volumen en función de la carga másica y la concentración de MLSS en el reactor:

$$Vol. reactor = \frac{Peso DBO entrada}{Cm * MLSS reactor}$$

Barros En Exceso:

$$Barros en exceso = \frac{1,2 * Cm^{0,23} + 0,50 * (B - 0,60) * Peso DBO ing.}{100}$$

Siendo:

B: relación entre SS/DBO en el ingreso del reactor.

NITRIFICACION-DESNITRIFICACION:

Calculo de cantidad de nitrógeno en el agua residual:

Se debe tener en cuenta:

NTK ingreso = 85 mg/lts.

Nitrógeno orgánico insoluble = 10% de NTK ingreso

Nitrógeno orgánico soluble no biodegradable = 0% al 4% del NTK ingreso. Se adopta 2%

Nitrógeno orgánico soluble biodegradable, no amonizable = 2% del NTK ingreso

N₃ eliminado en fangos en exceso = De tabla en función de la edad del fango (Curso EDAR):

Edad del fango (días)	6	10	15	20
Nitrógeno eliminado	5,8	5,1	4,6	4,3

Fig. n° 20: Edad del fango vs Nitrógeno eliminado

$$Relacion NTK/DBO a eliminar = N3 eliminado * Peso DBO a eliminar / 100$$

En función del dato de barros en exceso, calculado previamente, se calcula el Nitrógeno asociado a los barros en exceso que salen como sólidos en el sedimentador II:

$$N. asoc. A barros en exc. Sed II = Relación NTK/DBO a eliminar / Barros en exceso$$

ELIMINACION DE NITROGENO

NITRIFICACION (ZONA AEROBIA):

El N-Ntotal en el efluente debe ser menor a los parámetros exigidos por normativa en función de la disposición final. Para nuestro caso ≤ 30 mg/lts.

$$N - Ntotal efl. = N - NTKoxidable + N - NTKefluente$$

El NTK total es el porcentaje que puede ser oxidado y nitrificado.



A partir del valor de entrada se estiman los porcentajes que NO son transformadas por las bacterias autótrofas encargadas de la nitrificación, y se obtiene lo que SI se puede oxidar como: N-NTK oxidable.

Siendo:

$$N - NTK_{oxidable} = (1 - Rec. interna) * N - NTK_{a oxidarse}$$

$$Rec. interna = \frac{\%R. int + \%R. ext}{\%Q. med + \%R. int + \%R. ext.}$$

Siendo:

- %R.ext: para $C_m < 0,1$ entre 100-150 % de Q_r/Q . Se adopta 150%.
- %R.int: Se supone que para carrusel equivale a 500%.
- %Q.med: Valor que se tantea para llegar al N-Ntotal según indica normativa vigente.

N-NTK a oxidarse:

$N - NTK_{a oxidarse}$

$$= N - NTK_{ing.} - (N - NTK_{insol.} + N_a + N_{no biod.} + N_{biod.} + Rel. \frac{NTK}{DBO_{el}})$$

N-NTK en efluente:

$$N - NTK_{efluente} = N_a + N_{no biod.} + N_{biod.} + N_{asociado al barro del SII}$$

Siendo:

- N. no biodegradable y N. biodegradable: Adoptado. (Nitrógeno orgánico soluble no biodegradable = 2% del NTK ingreso. - Nitrógeno orgánico soluble biodegradable, no amonizable = 2% del NTK ingreso)
- N. asociado al barro del SII: Se calcula:

$$N_{asoc. a rec. Sed II} = \frac{\frac{SS_{efl}}{1000000} * Q_c * 1000 * N_{asc. barros en exc.} * 1000000}{\frac{QC}{1000}}$$

FORMULACION EMPIRICA DE VAN HAANDEL

Calculo de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica (N-NH₃) en el efluente; es decir, el que pasa en el efluente tratado.

$$N_a = \frac{K_n^T * (b_n^T + \frac{1}{E})}{u_{nm}^T * (1 - fx) - (b_n^T + \frac{1}{E})}$$



Siendo:

- K_n^T : coeficiente de saturacion de nitrificacion ($mgN - NH_3/lts$) = $1,123^{(T-20)}$
 - b_n^T : factor para organismos heterotrofos. Es el coef. de decrecimiento de las bacterias nitrificantes
 = $0,04 * 1,029^{(T-20)}$
 - E: Edad del fango (días)
 - u_{nm}^T : coef. de crecimiento de bacterias nitrificantes = $u_{20} * 1,123^{(T-20)}$
 - u_{20} : valores entre 0,40 para condiciones desfavorables y 0,50 para condiciones normales de operación). Se adopta: 0,50.
 - fx : fraccion de los MLSS existentes en zona anoxica (% zona anoxica adop. (> 25%))
- Concentración del recirculado de fangos (barros):

$$\text{Concentracion fangos en rec.} = \frac{\left(\frac{(\text{MLSS reactor} * \% \text{rec. ext.})}{100} + \text{MLSS reactor} \right)}{\% \text{rec. ext.} / 100}$$

DESNITRIFICACION:

Se utiliza la ecuación de VAN HAANDEL, expresada anteriormente, para determinar el máximo [N] como nitrato que podría desnitrificarse en la zona anoxia prevista.

Para el cálculo de la máxima concentración de nitrógeno como nitrato (NO_3) que podría desnitrificarse en la zona anoxica prevista, se utiliza la función de VAN HAANDEL, DOLD Y MARAIS.

$$Dc = Sbi * \left(\frac{fbs * (1 - P * Y)}{2,86} + \frac{Y * E * K2 * fx}{1 + b_h^T * E} \right)$$

Siendo:

- Dc : maxima concentracion de $N - NO_3$ a remover = $N_{disponible} - Na$ (ppm)
- Sbi : concentracion de DQO biodegradable. Varía entre 1 y 2 de DBO_5 . Se adopta 1,5.
- fbs : relación DQO rap.biod/DQO biod. Entre 0,33 para agua decantada o 0,24 para no decantada. Se adopta: 0,24.

- P : relacion $\frac{DQO}{SSV}$. Se adopta 1,50.
- Y : coef. de crecimiento bacterias heterotrofas. se adopta 0,45.
- $K2$: coef. desnitrificacion = $0,1 * 1,08^{(T-20)}$
- fx : % zona anoxica (>25%). Se opta por 30%.
- b_h^T : coef. decrecimiento bacterias heterotrofas = $0,24 * 1,029^{(T-20)}$



TRANSFERENCIA DE OXIGENO

Método basado en el modelo de Eckenfelder y Lawrence McCarty.

$$O_2 = O_{2nec. para síntesis celular} + O_2 para respiración endógena + O_2 para nitrificación - O_2 generado en desnitrificación$$

A continuación, se expresa la formulación para el cálculo de cada término de la ecuación anterior.

O₂ consumido en síntesis celular:

$$O_2 = a * R * S_o$$

Siendo:

a: Coeficiente estequiométrico que define la necesidad de O₂ para síntesis expresada para usarla en cálculo como kgO₂/KgDBO₅eliminada. Se obtiene de tabla según temperatura.

C_m	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
a	0,66	0,652	0,625	0,590	0,572	0,555	0,53	0,5

Fig. n° 21: Cm vs coef. "a". Valores obtenidos de "EDAR. Diseño de tratamiento secundario" Univ. Politécnica de Valencia (2020).

R: rendimiento en eliminación de DBO₅ en biológico

S_o: kgDBO₅ de entrada al biológico

O₂ consumido en respiración endógena:

$$O_{RE} = b * V * X$$

Siendo:

b o K_{re}: Coeficiente cinético que define el desarrollo de la respiración endógena en kgO₂/kgMLSS/día. Sale de tabla según temperatura.

C_m	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40
K_{re}	0,041	0,067	0,080	0,092	0,100	0,109	0,118

C_m	0,50	0,60	0,70	0,80	1,00
K_{re}	0,123	0,128	0,131	0,133	0,136

KgO₂/Kg MLSS/día

Fig. n° 22: Cm vs "K_{re}". Valores obtenidos de "EDAR. Diseño de tratamiento secundario" Univ. Politécnica de Valencia (2020).

V: volumen cuba de aireación

X: Concentración del licor mezcla (kg/m³)



O₂ para nitrificación:

Consiste en la conversión biológica de NH₄⁺ presente en el efluente a formas oxidadas (NO₃⁻ y NO₂⁻), estimadas estequiometricamente en 4,57 kgO₂ por kg de N-NO₃⁻ formado.

$$\frac{kgO_2}{dia} = \frac{4,57 * Q * N - NO_3^- f}{1000}$$

Siendo:

$$N - NO_3^- f: \text{Nitratos formados en } \frac{mg}{lts} \text{ de } N - NO_3^-$$

Desnitrificación:

Consiste en la conversión biológica de NO₃⁻ formado en la nitrificación a nitrógeno gas, contribuyendo a reducir la demanda total de O₂ en el sistema, siendo necesario consumir materia orgánica

La reducción de la demanda de O₂ debido a la utilización por la biomasa activa (bacterias) del O₂ combinado en forma de nitrato, se calcula como:

$$\frac{kgO_2}{dia} = \frac{2,86 * Q * N - NO_3^- r}{1000}$$

Siendo:

$$N - NO_3^- r: \text{nitratos reducidos por conversacion a nitrogeno gas } \left(\frac{mg}{lts}\right)$$

Con la formulación anterior se calcula el consumo "ideal" de oxígeno.(suponiendo una transferencia perfecta al licor mezcla de cada gramo de oxígeno inyectado al reactor).Dicho consumo "ideal" no será tal, ya que existen ciertas pérdidas de oxígeno que no es aprovechado por el reactor y que sale a la atmósfera sin ser utilizado por las bacterias, por lo que ha de calcularse la demanda "real" de oxígeno primeramente, y a continuación, la demanda "real" de aire en condiciones estándar o normales.

Por lo tanto, la NECESIDAD DE OXIGENO REAL ES:

$$kgO_{2real} = \frac{kgO_{2teorico}}{Ct}$$

Siendo:

KgO₂ teórico: El calculado como O₂ ideal.

Ct: Coeficiente de transferencia

$$Ct = \left(\frac{S1}{S2 - S3} * Kt * \frac{Po}{Pa} * \frac{1}{\alpha}\right)^{-1}$$

Siendo:

S1: saturación de O₂ en agua pura a 10°C (11,33 mg/lts)



S2: saturación de O₂ a la temperatura del licor mezcla o calculado como:

$$S2 = \beta * S4$$

β : 0,95

S4: 9,17 mg/lts a 20°C

S3: 2 mg/lts saturación O₂ licor mezcla

Kt: Coeficiente de temperatura:

$Kt = (D10/DT)^{0,5*}$ (Coef. De relación de difusión a 10°C/ a temp. De la PT) = 0,83

Po: Presión atmosférica (760 mmHg)

Pa: Presión atmosférica a la altitud de la EDAR en mmHg

α : Coeficiente de intercambio entre licor y agua pura. Para aireadores superficiales: 0,90; para difusores de burbujas 0,60 – 0,70. Se adoptó: 0,65.

Equipos de Aireación:

Caudal de aire necesario:

$$O_2 = \frac{O_{2real} * F}{Ef.difusor * 0,239 * 1,248}$$

F: factor de punta. (1,40)

Ef. Difusor: Dif. Burbuja fina 4 %/m de sumergencia.

Eligiendo DIFUSORES REPICKY o de marca similar:

- Burbuja fina RG-300
- Rango caudal: 2 a 8 Nm3/hs
- Q. diseño: 5 Nm3/hs
- 1 a 6 difusores/m2

Numero de difusores:

$$Num.de difusores = \frac{Caudal de aire necesario}{Q. diseño difusor}$$

Calculo de potencia:

$$P. total = \left(\frac{Q. aire + P. esp. aire + R(cte. gases) + Temp.}{75 * n * rend. sopladores} \right) * \left(\frac{Presion impuls.}{Presion aspir.} \right)^{(n-1)} * 0,736$$

En la tabla de cálculo a continuación se establecen los valores de partida para el cálculo de la planta de tratamiento de efluentes cloacales.



Según cuadro 2.3.1 del Capítulo 1. Volumen I. Fundamentación de normas. ENOHSa., se deduce que la planta de tratamiento de efluentes cloacales se calcula con el máximo caudal diario.

BASES DE PARTIDA	Formulación	Valores	Unidades
Caudales de agua residual a planta			
Caudal máximo diario	Qd	572,32	m3/dia
Niveles de contaminación del efluente de entrada (crudo) s/ bibliografía			
DBO5			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	171,7	kg/dia
Concentración de diseño		300	mg/lts
SStotales			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	200,31	kg/dia
Concentración de diseño		350	mg/lts
Ptotal			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	11,446	kg/dia
Concentración de diseño		20	mg/lts
Ntotal			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	48,647	kg/dia
Concentración de diseño		85	mg/lts
NTK			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	48,647	kg/dia
Concentración de diseño		85	mg/lts
Niveles de contaminación del efluente de salida (tratado) s/decreto 847/16:			
DBO5			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	17,17	kg/dia
Concentración a la salida		30	mg/lts
SStotales			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	28,616	kg/dia
Concentración a la salida		50	mg/lts
Ptotal (*)			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	5,7232	kg/dia
Concentración a la salida		10	mg/lts
(*) Se toma como referencia para la salida el valor para vuelco a cuerpo superficial dado la cercana.			
Ntotal			
Carga diaria total	Conc.*Q/1000	17,17	kg/dia
Concentración a la salida		30	mg/lts
NTK			



Carga diaria total	Conc.*Q/1000	17,17	kg/dia
Concentración a la salida		30	mg/lts
Como condiciones de operación:			
Temp. Vol. Reactor		12	°C
Temp. Aireación		24	°C
Concentración de SS en licor mezcla		3500	mg/lts
Edad del fango		18	dias

Tabla nº 8: Parámetros de diseño de planta de tratamiento

A continuación, se detalla el cálculo del tratamiento secundario de la planta de tratamiento de efluentes.

TRATAMIENTO BIOLÓGICO	Formulación	Valores	Unidades
PARAMETROS DE CALCULO			
Caudal diario	QD	572,3	m3/d
Caudal horario	QC/24 hs	23,8	m3/h
Sistema de tratamiento	AIREACION PROLONGADA		
Líneas de tratamiento		2	Unid.
Concentración de DBO5 a la entrada		300	mg/l
Concentración de DBO5 a la salida		30	mg/l
Peso DBO5 a la entrada de cada línea	Q*DBO entrada/1000/L.de trat.	86	kg/d
Peso DBO5 total a la entrada	Q*DBO entrada/1000	172	kg/d
Peso DBO5 a la salida de cada línea	Q*DBO salida/1000/L. de trat.	9	kg/d
Peso DBO5 total a la salida	Q*DBO salida/1000	17	kg/d
Peso DBO5 a eliminar en cada línea	Peso DBO5 a la entrada de cada línea-Peso DBO5 a la salida de cada línea	77	kg/d
Peso DBO5 a eliminar total	Peso DBO5 total a la entrada-Peso DBO5 total a la salida	155	kg/d
Rendimiento depuración biológica esperable	Peso DBO5 a eliminar en cada línea*100/Peso DBO5 a la entrada de cada línea	90,00	%
Concentración SS a la entrada		350	mg/l
Concentración NTK a la entrada		85	mg/l
Concentración P- total a la entrada		20	mg/l
<u>Temperaturas de proceso</u>			
Para determinación del volumen del reactor		12,00	°C
Para determinación de las necesidades de O2		24,00	°C
Determinación del volumen del reactor			
Fracción anóxica	Se elige en función de recomendación de bibliografía (>25%)	0,3	
Fracción óxica		0,70	
Edad del fango	Adoptado	18,00	dias



Temperatura		12,00	12,00	°C
S (coef. Seguridad. 1-1,5)			1,5	Ad.
bnT(coef. Decrecimiento bacterias nitrificantes)		$0,04 \cdot 1,029^{(Temp.-20)}$	0,032	dias ^{^-} 1
unmT (Coef. Crecimiento bacterias nitrificantes)		$u(20) \cdot 1,123^{(Temp.-20)}$	0,20	dias ^{^-} 1
u(20) (0,5 en cond. normales; 0,4 en cond. desfavorables)			0,50	
Carga másica			0,067	kgDB O5/kg MLSS
B (SS/DBO5) a la entrada del reactor		SS entrada/DBO5 entrada	1,167	
Volumen total reactor		Peso DBO5 entrada/(Cm*Conc.Sol. Reactor MLSS)	641	m3
Volumen por línea		Vol. Total/Lineas de trat.	320	m3
Concentración sólidos en reactor MLSS (3-5)		De tabla Concentraciones MLSS recomendadas para aireacion prolongada	4,0	kg/m3
Fangos en exceso por línea		$(1,2 \cdot Cm^{0,23} + 0,5 \cdot (B-0,6)) \cdot \text{Peso DBO entrada} \cdot \text{Rend.}/100$	71,68	kg/d
Fangos totales en exceso		Fango exc. Por linea*Lin. De trat.	143,36	kg/d

Comprobación de que la DBO5 en el efluente cumple con Directiva:

$DBO5_{ef} = DBO5 \text{ soluble agua depurada} + DBO5 \text{ consecuencia de } S_{sef}$

DBO5 soluble agua depurada		$DBO \text{ ingreso}/(1+(Km \cdot DBO_{ingreso}/(\text{Solidos en reactor MLSS} \cdot 1000 \cdot Cm)))$	1,0	mg/l
DBO5 consecuencia de Ssef		$f(Cm) \cdot S_{sef \text{ efluente}}$	10,0	mg/l
SS efluente			50	mg/l
DBO5ef		DBO5 Ssef + DBO5 agua dep	11,0	mg/l

Km y Cm salen de las siguientes tablas:

Km: factor de eliminación de DBO5 (1/dias)

Cm: carga másica en kgDBO5/kgMLSS

Km	°C
120	5
180	10
360	20
720	30

f(Cm)	Cm
$0,8 \cdot (Cm)^{0,5}$	<0,5
0,58	>0,5

ELIMINACIÓN BIOLÓGICA DEL FÓSFORO - SISTEMA UCT (Marais)

DBO5 que llega al biológico		DBO5 entrada	300,00	mg/l
Fbs= 0,33 para agua decantada/0,24 para agua no decantada		Sin decantar porque no hay sedimentacion primaria	0,24	
DBO5 rápidamente biodegradable (DBO5r)		$DBO_{entrada} \cdot Fbs$	72	mg/l



Se puede suponer DBO5 d = 2/3 de la DBO5	2/3*DBO ingreso	200	mg/l
Relacion anaerob.	Adoptada	0,15	
Volumen óxico+anóxico por línea de reactor	Vol. Por linea	320	m3
Volumen anaerobio	Relacion anaerob*Vol. Por linea	48	m3
Nº de cámaras por línea	Adoptado	3	ud
Profundidad	Adoptado	2,0	m
Volumen unitario necesario por linea	Vol. Anaerobico/Num. De camaras	16,0	m3
Largo	Adoptado	2,0	m
Ancho	Adoptado	4,0	m
Volumen unitario adoptado	Prof*Largo*Ancho	16,0	m3

Calculo de la eliminacion de fosforo biologicamente

Volumen total por línea del reactor (óxico+anóxico+anaerobio)		368	m3
Pf = (0,17*DBO5d - 17)*fxana		3,00	
Edad del fango (Ef)		18,00	dias
PD = fósforo eliminado biologicamente (g de P/100 g DBO5 eliminada)			g P/100 g DBO5
PD = (0,35 - 0,29 * e ^(-0,4* Pf)) * 71/ (1+0,16 Ef)		5,00	eliminada
DBO5 que debe ser eliminada		270	mg/l
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa activa)		13,00	mg/l
P entrada		20,00	mg/l
Fósforo que quedaria en el elfuente tratado		7,00	mg/l
Rendimiento de la eliminación biológica		65%	

VOLUMENES ZONA ANOXICA Y AEROBICA

Volumen ADOPTADO total		641	m3
Volumen de ANOXIA total		192	m3
Volumen AEROBIO total		448	m3
Numero de lineas de tratamiento :		2,00	
Volumen por linea :		320	m3
Tipo de reactor:	SIMPLE	1,00	
Profundidad canal	Altura util del reactor entre 4 y 6 m.	4,00	m
Ancho canal		2,50	m
Longitud recta		12,50	m
Relacion long. recta/ancho canal	L.recta/A.canal aconsejable = 5	5,00	
Volumen de ingreso a zona anoxica	Prof.canal*A.canal ² /4*PI()	19,87	m3
Longitud total	Ancho canal*2+long. Recta	17,50	m
Ancho total	Ancho canal*2*Tipo reactor	5,00	m



longitud total zona anoxica	$0,3 * \text{Longitud recta}$	3,75	m/ linea
longitud total zona aireacion	Long recta total - Long. Zona anoxica	8,75	m/ linea
Volumen por linea real	$\text{Prof.canal} * (\text{PI}() * \text{A.canal}^2 + 2 * \text{A.canal} * \text{L.recta})$	329	m3
Volumen total real ADOPTADO	Vol. Por linea real * num. De lineas	657	m3
Volumen real ANOXIA	$(\text{A.ingr.anoxico} + \text{L.anox.} * \text{A.canal} * \text{Prof.canal}^2) * \text{Num. De lineas de trat.}$	190	m3
Relacion K = Profundidad / Anchura :	$\text{Prof.canal} / \text{A.canal}$	1,60	
Vol anox. / V total real :	$\text{Vol.anoxia} / \text{Vol.total}$	0,3	

NITRIFICACIÓN-DESNITRIFICACIÓN

NITRIFICACIÓN

FORMACION DE VAN HAANDEL

CANTIDAD DE NITRÓGENO EN EL AGUA RESIDUAL

Concentración NTK a la entrada		85,00	mg/l
Nitrógeno orgánico insoluble	$0,1 * \text{NTK ingreso}$	9,00	mg/l
Nitrógeno orgánico soluble no biodegradable	$0,02 * \text{NTK ingreso (entre 0\% al 4\% del total)}$	2,00	mg/l
Nitrógeno orgánico soluble biodegradable, no amonizable	$0,02 * \text{NTK ingreso}$	2,00	mg/l
N3 eliminado con fangos en exceso	Sale de tabla en funcion de la edad del fango	4,46	g/100g DBO5
Relacion NTK/DBO a eliminar	$\text{N3 eliminado} * \text{Peso DBO a eliminar} / 100$ $\text{Rel. NTK/DBO a eliminar} * 1000 / \text{Qctotal}$	7	kg/d
Fangos en exceso		0	mg/l
Nitrogeno asociado a los fangos en exceso pero que sale como solidos por el decantador		143,4	kg/d
SS efluente		0,05	kg Nelim/kgFe
N asoc. A rec. Del Sed. II	$(\text{Ssefl.} / 1000000 * \text{Qctotal} * 1000) * \text{Nitrog. asoc. al Sed. II} * 1000000 / \text{Qctotal} / 1000$	50	mg/l
N-NTK efluente	$\text{F212} + \text{N.no biodeg.} + \text{N.biodeg.} + \text{N.por rec. del SII}$	2,00	mg/l
N-NTK que puede oxidarse (N-NTKox)	$\text{NTK ingreso} - \text{N insoluble} - \text{N no biodeg.} - \text{N biodeg.} -$ Relacion NTK/DBO a eliminar en mg/lts-F212	71,00	mg/l



Factor limitante del potencial de desnitrificación debido a la recirculación interna	$(\%rec.int.+ \%rec.ext.) / (\%Q.medi + \%rec.int.+ \%rec.ext.)$	0,87	
Se recomienda para procesos de baja carga o aireación prolongada ($C_m < 0,1$) entre el 100 - 150 % de Q_r/Q			
% recirculación externa (Q_r/Q)		150	%
% recirculación interna (Q_r/Q)		500	%
% caudal medio (Q)		100	%
Q. de recirculación de fangos			
Caudal medio agua residual (Q)	Caudal horario total	24	m ³ /h
Caudal recirculado externo (Q_r)	%rec.externa/Q.horario	35,77	m ³ /h
Caudal recirculado interno (Q_r)	%rec.interca/Q.horario	119,23	m ³ /h
Concentración del agua residual	De tabla Concentraciones MLSS recomendadas para aireación prolongada	4,0	g/l
Concentración del recirculado		6,67	g/l
N-NTK ox efluente (no se oxida)	$(1-Rec.interna) * N-NTK$ a oxidarse	9,00	mg/l
N-Ntotal efluente	N-NTKox+N-NTKefluente	16,00	mg/l

DESNITRIFICACIÓN - ZONA ANOXICA

ECUACIÓN VAN HAANDEL (Maxima [N]) como nitrato que podría desnitrificarse en la zona anoxia prevista)

S _{bi}	Es la concentración de DQO biodegradable en el efluente crudo. Varía entre 1 y 2 de DBO, adoptamos 1,5 de DBOingreso	450	mg/l
f _{bs} (0,33 agua decantada, y 0,24 no decantada)	Mas desfavorable	0,24	
P	Relacion DQO/VSS de la masa de fangos	1,5	mg DQO/mg VSS
Y	Coeficiente de crecimiento de las bacterias heterotrofas	0,45	mg VSS/mg DQO
K ₂ (Coef. De desnitrificación)	$0,1 * 1,08^{(Temp.-20)}$	0,05	d ⁻¹
b _{hT} (Coef. De decrecimiento de bacterias heterotrofas)	$0,24 * 1,029^{(Temp.-20)}$	0,19	d ⁻¹



Dc (Maxima (N) como nitrato que podría desnitrificarse en la zona anoxia prevista) $S_{bi} * (((f_{bs} * (1 - P * Y)) / 2,86) + ((Y * E_{barro} * K_2 * \% \text{anoxico}) / (1 + (b_{hT} * E_{barro}))))$ 25,6 mg/l

ECUACIÓN VAN HAANDEL (Concentración nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, sale con el efluente)

KnT (Concentracion de saturacion para nitrificacion) $1,123^{(Temp-20)}$ 0,40 mg/l

Na (Concentracion nitrogeno amoniacal que no se nitrifica, sale en efl. Tratado) $(K_{nT} * (b_{nT} + 1 / E_{barro})) / (u_{nT} * (1 - \% \text{anoxico}) - (b_{nT} + 1 / E_{barro}))$ 0,68 mg/l

NECESIDADES DE OXÍGENO

Calculo de la transferencia de oxigeno basado en el metodo de Eckenfelder y Lawrence McCarty
 La cantidad de O2 a suministrar, sin tener en cuenta la nitrificación es:

O2 necesario para la síntesis de las células:

a (coef. Necesidad de O2 para síntesis materia org.)	Sale de tabla. Depende de la carga masica	0,66	kgO2/kg DBO5eliminada
	$a * R_{end} / 100 * \text{Peso DBO de entrada} / 24$	4,22	kgO2/h
O2 total(1)			
O2 por línea	O2 total/num. De lineas	2,11	kgO2/h

O2 necesario para la respiración de la masa celular (respiración endógena):

Kre (coef. Respiración endógena)	Sale de tabla. Depende de la carga masica	0,053	kgO2/kgSSLM/dia
	$K_{re} * \text{Concentración sólidos en reactor MLSS} * \text{Vol. Total reactor} / 24$	5,80	kgO2/h
O2 total (2)			
O2 por línea	O2 total/num. De lineas	2,90	kgO2/h

NECESIDADES DE OXÍGENO EN CASO DE NITRIFICACIÓN-DESNITRIFICACIÓN

Nitrificacion

Hay que sumar un término adicional al oxígeno a suministrar, debido a la nitrificación

Consiste en la conversion biologica de NH4+ presente en el influente a formas oxidadas (NO3- y NO2-), estimadas estequiometricamente en 4,57 kgO2 por kg de N-NO3- formado,

b		4,57	kgO2/kgNTKox
	$\text{Rec.interna} * N - \text{NTK a oxidarse}$		
NTKox total (nitratos formados)		62,77	mgNTK/l
NTKox total diario	$\text{NTKox total} / 1000 * Q_{\text{hor.}} * 24$	35,92	kgNTK/d
NTKox unitario diario	$\text{NTKox total diario} / n_{\text{De L.}}$	17,96	kgNTK/d



Cantidad oxígeno total (3)	b*NTKox total diario	164,2	KgO2/d
Cantidad oxígeno unitario (3)	b*NTKox unitario diario	82,08	KgO2/d

Desnitrificación

Al disponerse de zona anóxica, la nitrificación aporta una cantidad de oxígeno que debe restarse de las necesidades

Consiste en la conversión biológica de NO₃⁻ formado en la nitrificación a nitrógeno gas, contribuyendo a reducir la demanda total de O₂ en el sistema, siendo necesario consumir materia orgánica.

d		2,86	kgO2/kgN-NO ₃ H
	NTKox total(nitratos reducidos por conv. A nitrógeno gas)/1000*Q.hor.*24	35,92	kg N-NO ₃ H/d
kgN-NO ₃ H total	kgN-NO ₃ H total/num. De líneas	17,96	kg N-NO ₃ H/d
kgN-NO ₃ H unitario	kgN-NO ₃ H total*d	102,7	kgO2/d
kgO ₂ total (3")	kgO ₂ total (3")/num. De líneas	51,37	kgO2/d
kgO ₂ unitario (3")	Cantidad oxígeno total (3)* kgO ₂ total (3")	61,43	kgO2/d
(3)-(3") total	(Cantidad oxígeno total (3)* kgO ₂ total (3"))/24	2,56	kgO2/h

Las necesidades totales de oxígeno son:

(1)	O ₂ total(1)	4,22	kgO2/h
(2)	O ₂ total (2)	5,80	kgO2/h
(3)-(3")	(Cantidad oxígeno total (3)* kgO ₂ total (3"))/24	2,56	kgO2/h
Total=Or		12,59	kgO2/h

Hemos calculado el consumo "ideal" de oxígeno.(suponiendo una transferencia perfecta al licor mezcla de cada gramo de oxígeno inyectado al reactor).Dicho consumo "ideal" no será tal, ya que existen unas ciertas pérdidas de oxígeno que no es aprovechado por el reactor y que sale a la atmósfera sin ser utilizado por las bacterias, por lo que ha de calcularse la demanda "real" de oxígeno primeramente, y a continuación, la demanda "real" de aire en condiciones estándar o normales.

CAPACIDAD DE OXIGENACIÓN

Cs´10 (concentración saturación O ₂ a 10°C) (S1)		11,33	mg/l
Solubilidad oxígeno disuelto	A 20° , 9,17 mg/lts.	9,17	mg/l
Cs (concentración saturación O ₂ en la cuba a 10°C) (S2)	0,95*Sol. O ₂ disuelto	8,71	mg/l
CL (concentración O ₂ a mantener en licor mezcla) (S3)		2	mg/l
Kt. Coeficiente de temperatura		0,83	
Po (Presión atmosférica a nivel del mar)		760	mmHg



Ph (Presión atmosférica a la altitud de la EDAR)		760	mmHg
alfa (coef. De intercambio entre licor y agua pura)	Aireadores superficiales: 0,90 - Difusores burbujas 0,6 - 0,7		0,65
Ct: Coef. De transferencia	$Ct = S1/S2-S3 * Kt * Po/Ph * 1/alfa$		
Oc total (Capacidad oxigenación requerida real)	kgO2teorio * Ct	27,13	kgO2/h
Oc unitario (Capacidad oxigenación requerida por cada línea)	O2 total/num. De lineas	13,57	kgO2/h

EQUIPOS DE AIREACIÓN

1 m3 de aire en condiciones normales tiene		0,3	kgO2/m3
Rendimiento de difusor de burbuja fina		0,04	1/m
Sumergencia de los difusores		4,00	m
Rendimiento total	Rend. Burbuja*Sumergencia O2real*factor de punta (1,40)/Ef.difusor*0,239*1,24	0,16	
Caudal de aire necesario	8	795,9	Nm3/h
Caudal de aire por difusor	Difusores repicky RG-300	5	Nm3/h
Nº de difusores		159	ud
Nº de difusores por línea (sin zona de anoxia)		80	ud

CÁLCULO DE POTENCIA

Qa = Caudal aspirado		0,22	m3/s
Peso específico del aire		1,13	kg/m3
R = cte de los gases		29,27	m/K
Ta = temperatura ambiente		308	K
n = cte		0,28	
P ₁ = Presión aspiración		1,03	kg/cm2
P ₂ = Presión impulsión		1,51	kg/cm2
eb = rendimiento de la soplante		0,65	para embolos rotativos
Presión relativa en impulsión		0,48	kg/cm2
Sumergencia de los difusores		4,00	m
Pérdida de carga supuesta		0,8	m.c.a.
Potencia total		32,5	Kw
Nº de turbocompresores en funcionamiento		2	ud
Nº de turbocompresores instalados		3	ud
Potencia unitaria		16,25	Kw

Dimensiones Finales:

Cámara anaerobia puede ser construida en H⁰A⁰, que cumpla con un volumen mínimo de 48 m³ por cada línea.



Dimensiones propuestas por línea:

- H. útil = 2,00 m
- Área necesaria = 24 m²

Reactor (aireación extendida) puede ser construido en H⁰A⁰, siempre que cada línea cumpla con un volumen mínimo de 329 m³. Considerando que la zona anóxica es del 30% y a la oxica el 70%.

Dimensiones propuestas (por línea):

- H. útil de cada canal= 4,00 m
- Ancho de cada canal = 2,50 m
- Largo recto de cada canal = 12,50 m
- Largo zona anóxica = 3,75 m
- Largo zona oxica = 8,75 m

Según los cálculos el sistema de tratamiento propuesto, el efluente tratado tendrá las siguientes características (Cumple con Decreto 847/16 para riego):

- DBO₅ de salida = 11,00 mg/lts
- Fosforo salida = 7,00 mg/lts
- N-Ntotal salida = 16,00 m³/lts.

SEDIMENTADOR SECUNDARIO

En esta unidad se procederá a la separación líquido-sólido por acción de la gravedad. Es de sección circular, con fondo en forma de tolva tronco- cónica con inclinación respecto a la horizontal mínimo de 60° para favorecer la sedimentación de los lodos.

La recirculación de barros se efectuará mediante bombeo.

Formulación:

El índice volumétrico de fangos (IVF) es un indicador para determinar la sedimentabilidad de un lodo. Mide el volumen ocupado por un gramo de fango seco después de decantar durante 30 minutos en una probeta de 1 litro, con la previsión de que este volumen esté siempre comprendido entre 150 y 250 ml/g.

Se adopta: IVF = 150 ml/gr.

Dimensiones de Sedimentador Secundario:

$$Sup. total = Q. max/qA$$

Siendo:

Q.max: Caudal a tratar en m³/hs.

qA: Carga superficial, calculada como:

$$qA = \frac{qsv}{CSV * 1000}$$

qsv: Carga volumétrica de fangos máxima.

CSV: Volumen comparativo de fangos.

$$CSV = IVF * Conc. MLSS \text{ en reactor}$$

Tipo de proceso	Carga superficial (m ³ /m ² ·h)		Carga de sólidos Kg. SS/m ² ·h	
	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Procesos de media carga	≤ 0,7	≤ 1,4	≤ 2,4	≤ 4,5
Procesos de baja carga (aireación prolongada)	≤ 0,5	≤ 0,9	≤ 1,8	≤ 3,2

Fig. n° 23: Cargas superficiales en función de Tipo de Proceso. Valores obtenidos de “EDAR. Diseño de tratamiento secundario” Univ. Politécnica de Valencia (2020).

Carga superficial calculada = 0,6 m³/m²·h; valor comprendido entre el medio y máximo para Procesos de baja carga (aireación prolongada)

Para definir el área, se adopta el diámetro. Se tiene en cuenta la recomendación de norma ENOHSA, donde indica que el diámetro sea menor o igual a 5m para sedimentadores secundarios circulares.

Para definir la altura del sedimentador, se debe tener en cuenta que en el mismo se distinguen 3 zonas funcionales:

1. Zona de clarificación
2. Zona de separación de mezcla (agua-fangos)
3. Zona de almacenamiento de fangos

Para el cálculo de cada una de las zonas se utilizan las siguientes formulas:

Zona de clarificación

$$H1(adoptada) = 0,50 \text{ m}$$

Zona de separación de mezcla (agua-fangos)

$$H2 = \frac{0,50 * qA * (1 + RV)}{(1 - CSV)/1000}$$

Siendo:

qA: Carga superficial

CSV: Volumen comparativo de fangos.



RV: Porcentaje de recirculación de fangos.

$$RV = \frac{\%rec. ext}{100}$$

Zona de almacenamiento de fangos.

$$H3 = \frac{0,45 * qSV * 1000 * (1 + RV)}{500}$$

Volumen del sedimentador:

$$Vol. total = Sup./Htotal$$

Carga hidráulica:

$$C. hidraulica = Q. hs / Superficie$$

Tiempo de permanencia:

$$Tr = Vol. total / Q. hs$$

Tiempo según bibliografía, Melcalf & Eddy (1995), para X comprendida entre 3 y 4 kgSSTA/m³ > 1,3 hs.

Carga de solidos:

$$C. de solidos = \frac{Q. hs * x sed}{Sup * Conc. MLSS reactor}$$

Cs. solidos = 2,43 kg/m³*hs; valor comprendido entre el medio y máximo para Procesos de baja carga (aireación prolongada). (Ver Figura nº 21).

SEDIMENTADOR SECUNDARIO	Formulación	Valores	Unidades
PARAMETROS DE CALCULO			
Caudal diario	QD	572,3	m ³ /d
Caudal horario	QC/24 hs	23,8	m ³ /h
Tipo	De partículas coloidales		
Forma	Rectangular		
Nº de decantadores		2	ud
Índice volumétrico de fangos (IVF)	índice para determinar la sedimentabilidad de un lodo. En 30 min.		
Concentración sólidos en reactor MLSS (2,5-4)	De calculo de reactor biológico		
		150	ml/g
		4,0	g/l



Calculo de alturas:

H1 (ZONA DE CLARIFICACIÓN)

H1	Adoptado	0,5 m
----	----------	-------

H2 (ZONA DE SEPARACIÓN DE LA MEZCLA AGUA-FANGO)

Carga volumétrica de fangos a no superar (qSV)		0,48 m ³ /(m ² *h)
Volumen comparativo de fangos (CSV)	IVF*Conce. De sólidos en MLSS	600 ml/l
Carga superficial (qA)	qvs/CSV*1000	0,79 m/h
Porcentaje de recirculación de fangos (RV)	Recirculación externa del reactor/100	1,5 %
Superficie Total (Qmax/qA)	Q.horario/qA	30,12 m ²

Dimensionamiento Sedimentadores

Diámetro 1 sedimentador	adoptado	5,0 m
Superficie presentada por los decantadores		39,25 m ²
Superficie unitaria	Sup.total/cant de sedim.	19,63 m ²
H2	$0,5 * qA * (1 + RV) / ((1 - CSV) / 1000)$	2,47 m

H3 (ZONA DE LODOS)

H3	$0,45 * qSV * 1000 * (1 + RV) / 500$ Se adopta una altura de la tolva = 1,10 m	1,07 m
----	---	--------

Dimensiones cada sedimentador:

Sumatorio de alturas		4,10 m
Volúmen util	Sup*H2 + (1/3)*vol.tolva	50,87 m ³
Carga hidráulica	Q.horario/Sup. Calculada	0,60 m ³ /m ² /h
Tiempo de permanencia	Vol. Total/Q.horario	4,30 h
Carga de sólidos	Q.horario/Num. De sed./Sup. Unitaria*Conc. Sólidos en el reactor MLSS	2,43 kg/m ² .h
Caudal por ml de vertedero	Q.horario/Num.sed./T.perm.	2,79 m ³ /m.h

DIMENSIONES FINALES:

Sedimentador puede ser construido en H⁰A⁰, que cumpla con las dimensiones mínimas por modulo:

- H. total = 4,10 m, compuesta por:
 - H1 (zona clarificación) = 0,50 m
 - H2 (zona separación) = 2,50 m
 - H3 (zona barros – tolva) = 1,10 m
- Diámetro = 5,00 m



CÁMARA DE CONTACTO – CLORACIÓN

La desinfección tiene como objetivo la reducción o eliminación de microorganismos patógenos que pueden afectar al hombre directa o indirectamente.

En la operación se deberán tomar muestras para determinar el correcto suministro de cloro a los fines de no generar una hipercloración y perjudicar a la vegetación en la laguna de almacenamiento y/o riego.

Se dosificará cloro al efluente en una cámara previa a la cámara de contacto mediante una bomba dosificadora de cloro.

Formulación:

Según Capítulo 11.17 – Desinfección de Volumen II. Norma ENOHSa:

El tiempo de permanencia mínima debe ser de 15 minutos para Caudal máximo horario.

Por lo cual, suponiendo un tiempo de permanencia de 15 min, calculamos el volumen necesario:

$$Vol = \frac{Q}{T_{perm.}}$$

Se calculan las dimensiones de los canales y su longitud total teniendo en cuenta que la norma indica que la relación mínima entre la longitud total del recorrido hidráulico y el ancho adoptado debe ser > a 40.

Velocidad de circulación:

$$Vel. \text{ circulación} = \frac{Q}{h. \text{ util} * \text{ ancho canal}}$$

Debe ser > 0,075 m/seg.

CÁMARA DE CONTACTO	Formulación	Valores	Unidades
PARAMETROS DE CALCULO			
Caudal máximo diario	QD	572,3	m3/d
Caudal máximo horario	QE	1087,4	m3/d
		45,3	m3/hs
Dimensionamiento			
Tiempo de permanencia (tp)	adoptado	0,15	hs
Volumén (Vt)	Q.horario*tp	6,80	m3
Altura útil	adoptada	0,3	m
Revancha	adoptada	0,4	m
h + revancha	h+revancha	0,7	m
Superficie Total	Vt/hutil	22,7	m2

La norma indica que la relación mínima entre la longitud total del recorrido hidráulico y el ancho adoptado debe ser > a 40

Cantidad de canales	adoptado	5	ud
---------------------	----------	---	----



Ancho canal	adoptado	0,5 m
Ancho util cámara	ancho canal*cantidad de canales	2,5 m
Longitud cámara	Sup. Total/Ancho	9,1 m
Recorrido hidráulico relación	Long. Camara*num. De canales	45,3 m
	Largo/ancho	91 > 40 verifica
Velocidad de circulación	$Q.\text{diario}/1000/(h,\text{util}*\text{ancho canal})$ (Debe ser > 0,075)	0,084 m/seg

Para plantas de tratamiento con barros activado, se propone un intervalo de dosificación de cloro de 2 – 8 mg/lts.

Proceso de Desinfección:

El control del proceso de desinfección incluye:

- Determinar el caudal, para controlar el tiempo de contacto en la cámara de cloración y ajustar la dosis de desinfectante.
- Controlar la concentración del desinfectante.
- Verificar que el punto de aplicación sea el correcto.

La dosis de cloro a aplicar dependerá del punto de aplicación y del objetivo que se persigue. En general, el ensayo a realizar consistirá en colocar el agua a tratar en un número dado de vasos de precipitado, agregar dosis crecientes de cloro, dejar actuar por un tiempo dado, que dependerá del tiempo de contacto establecido, y luego de ese tiempo determinar la concentración de algún organismo indicador y el cloro residual.

La determinación de cloro residual en el agua que sale de la planta, es una medida rápida de la eficiencia con que se está llevando a cabo el proceso de desinfección.

BARROS DE PLANTA DE TRATAMIENTO

Los barros generados en la planta de tratamiento serán de origen secundarios; generados por procesos biológicos, de baja o media concentración de sólidos.

El proceso de tratamiento de barros en planta de tratamiento de líquidos cloacales consiste en:

1. Espesamiento
2. Estabilización



3. Deshidratación
4. Disposición final

A continuación, se procede a dimensionar las unidades mencionadas anteriormente para el tratamiento de barros para la etapa de ocupación total del loteo:

Espeamiento: Reducción del volumen de barros por acción de la gravedad.

El dimensionamiento se realiza siguiendo los lineamientos recomendados en Vol. II Norma ENOHSa Capítulo 11.16.

Se opta por esperadores estáticos, de planta circular y fondo tronco-cónico.

El Área transversal del espesador es la relación entre la masa de sólidos suspendidos que ingresa diariamente al espesador y la carga superficial másica.

$$Area = \frac{Qs}{C_{ss}}$$

Siendo:

Qs (fangos en exceso) = 143,36 kg/día.

V : Volumen del reactor (m³)

X : Concentración de sólidos suspendidos totales en el reactor (Kg SSTA/m³)

Θ_c : Edad del fango (días)

C_{ss} : carga superficial másica. Se adopta para lodos de aireación prolongada y espesadores sin barrido de fondo, por recomendación de Norma ENOHSa. Vol. II. Cap. 11.16 ítem j, $C_{ss} = 40$ kg SS/d*m².

$$A = \frac{Qs}{C_{ss}} = 3,58 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow Diam. = 2,14 \text{ m}$$

La norma ENOHSa en el capítulo 11.16.2.1.D.m recomienda diámetros entre 3 y 30 m, por lo cual se adopta un diámetro de 3 m y se recalcula el área transversal.

$$Diametro = 3 \text{ m} \rightarrow A = \frac{\pi * D^2}{4} = 7,07 \text{ m}^2$$

La norma ENOHSa recomienda:

- Altura útil entre 3 y 6 m
- Altura de tolva $\leq 0,90$ m. Adoptado: 90 cm.
- Tiempo de permanencia entre 5 y 10 días.

Por lo cual, se procede a adoptar una altura útil de 3,5 m y a verificar la permanencia en función de la siguiente expresión:

$$t = \frac{V_e * \theta_c * X_e}{V * X}$$

Siendo:

V_e : Volumen útil del espesador (m³)

X_e : Concentración media de SSTotales. Valor promedio adoptado según norma ENOHSa cap. 11.16: 30 kg SS/m³.

$$t = \frac{V_e * \theta_c * X_e}{V * X} = \frac{24,75m^3 * 18 \text{ dias} * 30kgSS/m^3}{658m^3 * 4kgSSTA/m^3} = 5,08 \text{ dias}$$

Estabilización:

Tiene como objetivo inhibir, reducir o eliminar el potencial de fermentación o putrefacción de los lodos para evitar olores desagradables y disminuir o suprimir el número de microorganismos patógenos.

Se optó por un proceso de digestión anaeróbica, con digester convencional de baja carga.

A continuación, se presenta un esquema tipo:

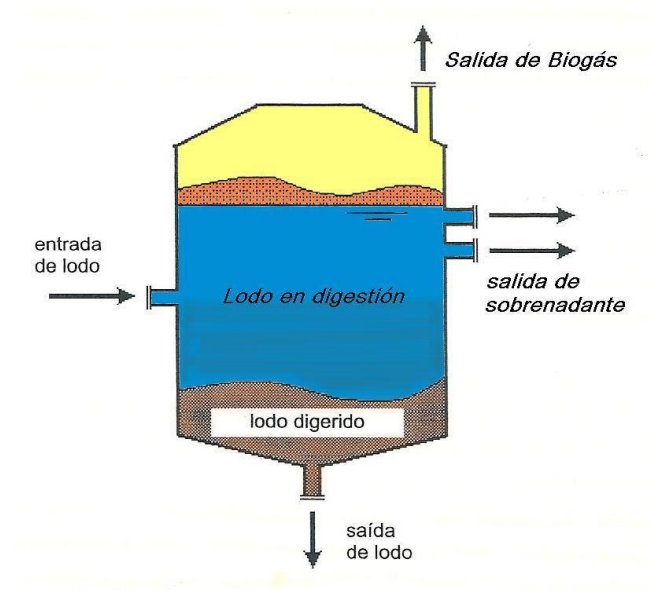


Fig. n° 24: Diagrama tipo Digestor Anaerobio de 1 fase.

Los sistemas de digestión convencional producen la estratificación del volumen útil en las siguientes capas:

- Lodo comprimido y compactado en el fondo (tolva).
- Digestión activa, en las capas intermedias
- Sobrenadante, en la superficie líquida



- De espuma, flotante en la superficie
- Acumulación de los gases resultantes, entre la superficie líquida y la cubierta de la instalación.

El rango de temperatura operativa dentro del digestor deberá estar comprendido entre 20°C y 30°C, pudiendo mantenerse en base a calefacción, de ser necesario.

Para el dimensionamiento del digestor anaeróbico se siguieron los lineamientos indicados en el Cap. 13, inciso 13.4.2 del Metcalf & Eddy (1995) en el cálculo basado en la población.

Se calcula el volumen de los digestores, teniendo en cuenta cierto número de metros cúbicos per cápita.

Se recomienda un tiempo de retención entre 35 a 45 días.

Tomando como base un contenido de 90 gramos de sólidos en suspensión en el agua residual por habitante, el volumen se calcula a partir de los siguientes valores:

Fango húmedo (kg de sólidos secos / m³*persona) para barros activados = 0,086 kg/m³*persona

Volumen requerido (35-45 días de retención) = 0,1 m³/persona

Considerando que la cantidad de sólidos eliminados por cada 1000 m³ es de 144 kg, planteamos que la población a calcular es:

$$Poblacion = \frac{Cantidad\ de\ solidos\ eliminados}{kg\ de\ solidos/hab * dia} = \frac{144kg}{1000m^3} * \frac{572,3m^3/dia}{0,086kg/dia * hab} = 958,27\ hab$$
$$Volumen\ digestor = Pob * 0,1 \frac{m^3}{per} = 95,83\ m^3$$

Según normativa ENOHSa, capítulo 11.16:

- Diámetro mínimo: 4 m
- Altura útil entre 4,5 y 6 m

Se adopta una altura útil de 6 m, por lo cual el área necesaria será de: 16 m², lo que da un diámetro de 4,55 m.

Por lo cual, las dimensiones del digestor son:

- Diámetro = 4,55 m
- Altura útil = 6 m

Vol. Útil = 97,56 m³ > 95,83 m³.

Deshidratación:

La deshidratación de barros tiene por objetivo reducir el contenido de agua de los mismos a fin de disminuir costos de transporte, facilitar su manipuleo, y mejorar su estabilidad.



En términos generales, la deshidratación del lodo permite reducir su humedad del 92% al 50%, por lo cual el volumen final a disponer es del 20% del volumen inicial de barro a secar.

Se opta por playas de secado (Lechos de secado convencionales).

Se consideran los lineamientos establecidos en el Volumen II. Normas 11 a 15. ENOHSa. Para su dimensionamiento, donde se indica:

- Fondo de lecho deberá estar como mínimo 50 cm sobre el nivel más alto de la capa freática.
- El lugar elegido para la deshidratación deberá contar con fácil acceso para los equipos de extracción de barro deshidratado, y ubicación adecuada para el retorno de los líquidos a la planta de tratamiento.
- Se diseñarán de forma de obtener una reducción de la humedad del barro entre el 50 y 60%.
- Deberán ser de poca profundidad, donde las capas de lodo serán de 20 a 30 cm de espesor (normalmente se adopta 25 cm).
- El fondo drenante construido de hormigón u otro material aislante.
- El manto filtrante comprenderá las siguientes capas:
 - Capa inferior de 20 a 40 cm de espesor de grava o piedra partida, donde se alojarán los tubos de drenaje. Se adopta 30 cm.
 - Lecho de arena con espesor entre 10 y 30 cm. Se adopta 20 cm. El tamaño efectivo de la arena estará entre 0,30 y 0,75 mm y el coeficiente de uniformidad no mayor de 4.
 - La protección del manto de arena mediante ladrillos acostados, con junta abierta de 2 a 3 cm, tomadas con arena de la misma granulometría.
- La cañería drenante será de PVC diámetro mínimo 110 mm, con pendiente 0,5%, y juntas sin tomar.
- La separación máxima entre cañerías será de 3 a 3,5 m. El líquido recogido y conducido hacia la planta de tratamiento será por un canal o cañería central y a pelo libre.
- La altura libre de las paredes del lecho de secado, sobre la cámara de ladrillos, será de 50 a 100 cm.
- La capacidad de cada playa de secado dependerá del volumen diario de lodo a deshidratar. Se considerará que el llenado se completará en 3 días. Por lo tanto, el volumen de cada playa deberá diseñarse para la producción estimada de lodos de la planta en ese lapso.
- Cada unidad de secado tendrá las siguientes dimensiones:
 - Ancho entre 3 y 6 m
 - Longitud no mayor a 30 m
 - Relación de largo/ancho no mayor a 5 m.

A continuación, se presenta un esquema tipo:

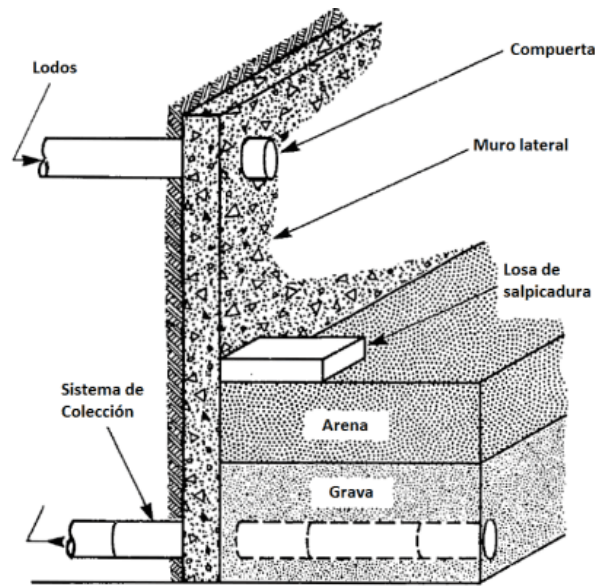


Fig. n° 25: Diagrama tipo Playa de secado convencional.

Se optó por calcular la superficie de playas de secado mediante el cálculo de área per cápita, utilizando los valores indicados en la tabla 11.16.12 del capítulo 11 de la norma ENOHSa, donde se indica que para barros provenientes de aireación prolongada debe considerar un valor per cápita de 0,10 m²/hab, y que al tratarse de lodos espesados dicho valor puede reducirse a la mitad.

Por lo cual, cuando el loteo se encuentre en su máxima ocupación, la superficie necesaria = 511 lotes * 4 hab/lote * 0,1 m²/hab * 0,50 = 102,20 m².

Se proyectan dos playas, cada una de:

Ancho = 3,5 m

Largo = 15 m

Área por playa = 52,50 m²

Área total = 105 m²

Disposición final:

Los barros deshidratados serán retirados para relleno sanitario municipal.

CÁMARA DE AFORO Y TOMA DE MUESTRA

La cámara para extracción de muestras y medición de caudales de líquidos tratados, debe estar ubicada dentro del predio, pero con acceso libre externo.



La normativa indica medidas mínimas de 0,7 x 07 m de ancho y largo respectivamente, con caudales < 2m³/día; por lo cual la aquí diseñada se plantea de las siguientes dimensiones:

- Largo: 1,2 m
- Ancho: 0,80 m
- Altura útil: 0,50 m

La cámara de toma de muestras dispondrá de un vertedero metálico y una salida hacia la laguna de almacenamiento, previo a riego.

DISPOSICIÓN FINAL – REUSO (RIEGO)

Luego, de la desinfección se proyecta una laguna de almacenamiento desde la cual captaran agua para el riego de los espacios verdes mediante aspersores y/o los camiones cisternas para riego de calles internas del loteo.

Calculo de la necesidad de riego:

Caudales emitidos para el diseño del proyecto de reúso de efluentes, se utiliza como referencia el caudal medio diario anual, que es de 408,8 m³/día.

Se considerará también a los fines del cálculo el caudal máximo diario para tener dimensionado los espacios de riego de acuerdo a las diferentes emisiones posibles de darse, siendo el mismo de 572,320 m³/día.

Características climáticas:

La zona de estudio se encuentra dentro del dominio del clima templado subhúmedo.

Las precipitaciones pertenecen a un régimen monzónico, con volúmenes superiores a los 700 mm anuales, lográndose los máximos registros en verano, en los meses de octubre a abril. Los menores volúmenes se registran entre los meses de mayo a agosto.

Se debe tener en cuenta que las especies vegetales a asistir con riego no tienen un destino productivo, sino un destino de conservación paisajística, en efecto, el criterio para establecer los cálculos es mantener en buenas condiciones hídricas los espacios verdes a regar, de forma tal que no se vean afectados el normal crecimiento, desarrollo fenológico, las cualidades estéticas y ornamentales de las especies vegetales involucradas para cada caso.

El sistema de riego deberá disponer de elementos de control y señalización, teniendo en cuenta:

- Dado que el suministro de agua es mediante extracción de agua subterránea, se encuentra PROHIBIDO regar en las inmediaciones de la perforación, adoptando una distancia mínima del área regada a la perforación de 30m.



- Establecer días y horarios de riego configurando los ramales y espacios a regar donde no haya actividad o presencia de usuarios o residentes del loteo.
- Las unidades de riego se delimitarán a una distancia considerable de los senderos y vías de tránsito, (mínimo 2 veces el radio de influencias del aspersor).

Se establecieron tres destinos para el reúso de efluentes; por un lado se agruparon los espacios verdes a regar mediante aspersión, siendo la Manzana 30 de uso común, y los Espacios Verdes “F”, “D” y “J”, que poseen 5,54 hectáreas de superficie total, por otro se contempla el riego de los árboles de vereda a plantar en todo el loteo, realizado el riego en cada cazuela de forma individual considerando una cantidad mínima de 2.500 árboles de vereda, y la necesidad de riego de las calles no pavimentadas del loteo, que en este último caso los metros lineales de calles a regar es de 20.307 metros, o de forma redondeada, 203 cuadras.

A los fines del cálculo de necesidad de riego, se diferenciaron y dimensionaron los tres destinos por separado:

Riego del espacio verde:

A los fines del diseño del proyecto de riego, se han tenido en cuenta las siguientes variables:

- NNeV (mm/mes): Necesidad neta de riego de espacios verdes.
- $NNeV = ETev - (PPef + \Delta \text{ almacenaje})$
- ETev: evapotranspiración del espacio verde
- PPef: Precipitación efectiva. Obtenida de la estación meteorológica más cerca al predio en estudio.
- $\Delta \text{ almacenaje}$: Δ almacenaje mensual del balance hidrológico climático (BHC).
- NBrev (mm/mes): Necesidad bruta de riego
- $NBrev = NNeV / Ef$.
- Ef. De aplicación: Se adopta una eficiencia de riego del 70% para el sistema de aspersión; es decir la relación entre $NNeV / NBrev = 70\%$.
- Dotación (m³/ha*mes): Es la NBrev en m³ de agua por hectárea y por mes.

Obteniendo los resultados expresados en la tabla a continuación:

Mes	NNeV (mm/mes)	NBrev (mm/mes)	Dotación (m ³ /ha*mes)
Enero	123,60	176,57	1765,65
Febrero	94,65	135,21	1352,08
Marzo	39,22	56,03	560,3
Abril	75,02	107,17	1071,7
Mayo	80,99	115,70	1157,0
Junio	62,03	88,61	886,1



Julio	76,19	108,84	1088,4
Agosto	123,58	176,54	1765,4
Septiembre	133,17	190,24	1902,4
Octubre	139,40	199,14	1991,4
Noviembre	132,79	189,71	1897,1
Diciembre	131,10	187,29	1872,9

Tabla nº 9: Análisis de riego espacios verdes.

De la tabla se concluye que el mes de mayor necesidad de riego, es el mes de octubre con una dotación de 1.991,4 m³/ha*mes

Estableciendo un promedio anual de Dotación Necesaria, en base a los datos mensuales obtenidos, la necesidad promedio mensual de riego es de 1.439,41 m³/ha*mes.

Considerando que el terreno donde se va a destinar el reúso de efluentes, posee una superficie de 5,54 hectáreas; la Necesidad bruta punta (Nbp) será de 11.032,47 m³/mes. Este valor expresado en forma diaria resulta una demanda de 367,75 m³/día.

De la misma forma, la Necesidad promedio anual para la superficie total será de 7.974,33 m³/mes. Este valor expresado en forma diaria resulta de 265,81 m³/día.

Método de riego: aspersión

Destino	Superficie (Has)	Necesidad de riego (mm/día)	Pluviometria (mm/hs)	Duración del riego (hs)	Caudal máximo diario (m ³ /día)
Manzana 30 de uso común	3,95	6,64	6	1,07	262,2
EV "F"	0,58	6,64	6	1,07	38,5
EV "D"	0,20	6,64	6	1,07	13,28
EV "J"	0,81	6,64	6	1,07	53,77
TOTAL	5,54	6,64	6	1,07	367,75

Tabla nº 10: Análisis de riego arboles

Riego de árboles en vereda:

Para el cálculo de la necesidad de riego de árboles en vereda, se toma el valor de N_{Nev} calculado anteriormente (N_{Nev} = N_{Nar}).



Necesidad máxima de riego

$$\text{NNar (mm/mes)} = 139,40 \rightarrow \text{NNar (mm/día)} = 4,64$$

Necesidad promedio de riego

$$\text{NNar (mm/mes)} = 100,84 \rightarrow \text{NNar (mm/día)} = 3,36$$

Siendo la dosis neta de riego del arbolado (DNRa):

$$\text{DNRa} = (\text{NNar} * \text{MP} * \text{PC}) / 100$$

Siendo:

MP: marco de plantación. Adoptado 8 m.

PC: porcentaje de recubrimiento (70%).

Dosis Neta máxima de riego

$$\text{DNRa} = (4,64 \times 8 \times 70) / 100$$

$$\text{DNRa} = 25,98 \text{ litros/árbol/día}$$

Dosis Neta promedio de riego

$$\text{DNRa} = (3,36 \times 8 \times 70) / 100$$

$$\text{DNRa} = 18,82 \text{ litros/árbol/día}$$

Para el caso del riego localizado directamente en las cazuelas de los árboles e individuos a regar, se estima una eficiencia del 80%.

$$\text{DBRa máxima} = 25,98/0,8$$

$$\text{DBRa máxima} = 32,46 \text{ litros/árbol/día}$$

$$\text{DBRa promedio} = 18,82/0,8$$

$$\text{DBRa promedio} = 23,56 \text{ litros/árbol/día}$$

Considerando que la totalidad de árboles comprendidos en el proyecto de forestación de base del loteo, corresponden a 2.500 individuos, la Dosis Bruta de riego total (DBRat) para todo el arbolado será en el caso de máxima de 81.150 litros/día o 81,15m³/día, y la Dosis promedio diaria será de 58.900 litros día o 58,9 m³/día.

Riego de calles no pavimentadas:

A los fines del cálculo de necesidad de riego de calles, los metros lineales a regar es de 20.307 metros, o de forma redondeada, 203 cuabras.

El riego se realizará con un camión cisterna, comúnmente utilizado para este tipo de tareas. A los fines del cálculo se considera una cisterna tipo de 10.000 litros por carga, dotado con una bomba centrífuga accionada por toma de fuerza al camión, con un régimen de trabajo a 1500 RPM erogando



un caudal promedio de 50.000 litros/hora. La velocidad de trabajo del camión será de 10 Km/hora, logrando así la dosificación de 500 litros por cuadra.

Como parámetro de cálculo (asumiendo un criterio conservador) se considera que, por cada cuadra o 100 metros lineales, la necesidad de riego ponderada será de 500 litros/cuadra, dando como valor de referencia la dotación de 0,6 litros por metro cuadrado de calle.

En base a los cálculos desarrollados, la autonomía de una carga será de 20 cuadras, considerando que efectivamente se pudieran realizar 8 cargas por día, se cubrirán 160 cuadras por día. La totalidad de calles comprendidas en el loteo, se cubrirán en 1,26 días operativos de riego.

En base a los cálculos anteriormente realizados, la necesidad de riego para la totalidad de las calles comprendidas en el loteo será de 101.500 litros/día o 101,5 m³/día.

El presente cálculo es estimado para un promedio diario, siendo necesario en los meses de verano (diciembre, enero y febrero), duplicar la frecuencia de riego a dos veces por día, como también los días o temporadas donde haya mayor incidencia de vientos (de agosto a noviembre estimativamente).

Resumen:

		Caudal medio (m ³ /día)	Caudal máximo (m ³ /día)
Caudal generado		408,8	572,32
Caudal necesario para riego	Riego de EV	265,81	367,75
	Riego de arboles	58,9	81,15
	Riego de calles	101,5	203,0
	TOTAL	426,21	651,90

Tabla nº 11: Tabla resumen de riego

Como medida de resguardo, se prevé la construcción de una laguna de contención del efluente tratado, que cumpla la función de amortiguar los picos de generación, compensando con el caudal de salida con destino a reúso. También servirá para almacenar el efluente en los días que no sea necesario aplicar riegos (por ejemplo, en días de lluvia).

La laguna de almacenamiento debe disponer de un volumen mínimo = 13 días de generación de efluente, dado que se estima que en los periodos de mayores lluvias no sea necesario regar y/o utilizar el camión de riego.

Dimensionamiento laguna:

Se consideran 13 días de precipitación (sin uso de efluente para riego).

$$Q_c = 408,8 \text{ m}^3/\text{día} * 13 \text{ días} = 5314,40 \text{ m}^3$$



Considerando una altura máxima de 2 m

Superficie requerida = 2657,20 m²

Max. Precipitación acumulada en 13 días = 127 mm

Vol. De precipitación acumulada sobre laguna (sup. Laguna = 2657,20 m²) = 337,46 m³

Vol. Necesario total laguna = 5651,86 m³

H. necesaria en sup. 2657,20 m² = 2,15 m

Se adjunta en ANEXOS planos planta de tratamiento.



8. CONCLUSION

El trabajo realizado y plasmado en el presente informe permitió brindar una solución integral al déficit de infraestructura cloacal que presenta actualmente la Localidad de Almafuerde, frente a la actual demanda urbanística que experimenta.

Puntualmente, se centralizó sobre el desarrollo de la red cloacal y planta de tratamiento de un loteo residencial, ubicado en la zona suburbana de la localidad.

Se destacan en este informe los desafíos de proyectar con enfoque técnico, planteando obras con sustento en normativas y bibliografía recomendada; y a la vez analizando la actual y futura situación en cuanto a la operación y mantenimiento de las mismas; todo desarrollado sobre un entorno de viviendas residenciales.

Concluyendo una red cloacal totalmente a gravedad, que confluyen sus efluentes hacia una estación de bombeo ubicada en el mayor espacio verde que dispone el loteo; y luego es impulsado hacia la planta de tratamiento de líquidos cloacales, la cual está ubicada en el lado oeste del loteo; ubicación elegida en función de generar el menor impacto sobre los habitantes de la urbanización.

El riego es el destino final del efluente, el cual implica una condición para decidir el tratamiento del mismo; eligiendo un sistema diferente de los que usualmente se implementan en este tipo de emprendimientos, que se compone de desarenador + reactor anaeróbico + anoxico + aeróbico + sedimentación secundaria + desinfección.

La planta de tratamiento sienta sus bases de proyecto sobre una operación y mantenimiento sencilla; dos módulos completamente independizados, que permiten reparaciones sin interrupción del servicio y la construcción de los mismos en función del crecimiento del loteo, tanto para el correcto funcionamiento de la planta de efluente, como por razones de inversión.

El sistema de riego, brinda una solución a la normativa municipal vigente y da un pequeño, pero no por eso menos importante, aporte a la sustentabilidad del emprendimiento, generando una economía circular al efluente cloacal generado. Permitiendo reutilizar ese efluente, y generando un menor consumo de agua potable para el riego de espacios públicos y calles.

Se logró cumplir con el objetivo de desarrollar un proyecto de economía circular para urbanización situada en la Localidad de Almafuerde, Provincia de Córdoba; donde se plantea un sistema de recolección y tratamiento de efluentes cloacales, de manera de minimizar el impacto sobre el medio ambiente, planteados al comienzo del presente trabajo. Brindándole solución al problema de la futura urbanización, y enmarcando las obras en un marco legal óptimo para la aceptación y materialización del proyecto. Se rescata la cuestión ambiental y social del proyecto, en base a la cual se pensó el mismo; y se logró dar una mejor calidad a ambos.



9. BIBLIOGRAFIA

- Ordenanza Municipal N° 1647-2019 PROHIBE POZOS ABSORBENTES EN ZONA DEL PERILAGO. Municipalidad de Almafuerde. Provincia de Córdoba. (2019)
- Decreto Provincial n° 847/16. Administración Provincial de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba. (2016)
- Sitio web de Cooperativa Servicios Públicos Almafuerde Ltda.
- Sitio web de <https://www.indec.gob.ar/>
- Metcalf and Eddy, Inc. Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización. 3º ed. Madrid: McGraw-Hill / Interamericana en España (1995).
- Dapena J.L. y Ronzano E. Tratamiento Biológico de las aguas residuales. Madrid, Diaz y Santos, 1995.
- Normas de Estudio. Criterios de diseño y Presentación de Proyectos de desagües cloacales para Localidades de hasta 30.000 habitantes (Norma ENOHSa). Fundamentación de normas. Volumen I y II. 1993. Ministerio de economía y obras y servicios públicos. Secretaria de obras públicas y comunicaciones. Consejo federal de aguas potables y saneamiento.
- Apuntes Catedra de "Drenaje pluvial urbano y Alcantarillado", de la Carrera Especialización en Ingeniería Sanitaria en la FCEIA - UNR en el ámbito de la Escuela de Posgrado y Educación Continua (EPEC). (2019)
- Apuntes Catedra de "Ingeniería Sanitaria" de Carrera Ingeniería Civil. Facultad Regional Córdoba. Universidad Tecnología Nacional. (2015)
- Curso "EDAR. Diseño de tratamiento secundario". Instituto de Ingeniería del agua y medio ambiental. Universidad Politécnica de Valencia. (2020).



10. ANEXOS

10.1. Planilla de cálculo de red colectora cloacal

10.2. Planos de:

10.2.1. PL1 - Planimetría red cloacal – S.Norte

10.2.2. PL2 – Planimetría red cloacal – S.Sur.

10.2.3. PL3 – Detalles tipo B.R. – zanjas y conexiones

10.2.4. PL4 – Detalles tipo B.A. – muertos de anclaje

10.2.5. PL5 – Pozo de Bombeo

10.2.6. PL6 – Conducto de Impulsión

10.2.7. PL7 – Planimetría de planta de tratamiento

10.3. Legislación

Proyecto: RED CLOACAL URBANIZACION RESIDENCIAL en ALMAFUERTE. Prov. De Cordoba

MINIMOS	
QB =	2,84 l/s
Longitud total =	10484,69 m
Gasto metrico =	0,0003 l/s * m

MAXIMOS	
QE =	12,59 l/s
Longitud total =	10484,69 m
Gasto metrico =	0,0012 l/s * m

Material	PVC
Ca	0,000234
n	0,011
k	

PENDIENTES ADM.	
Min. 0,2%	Max. 5%

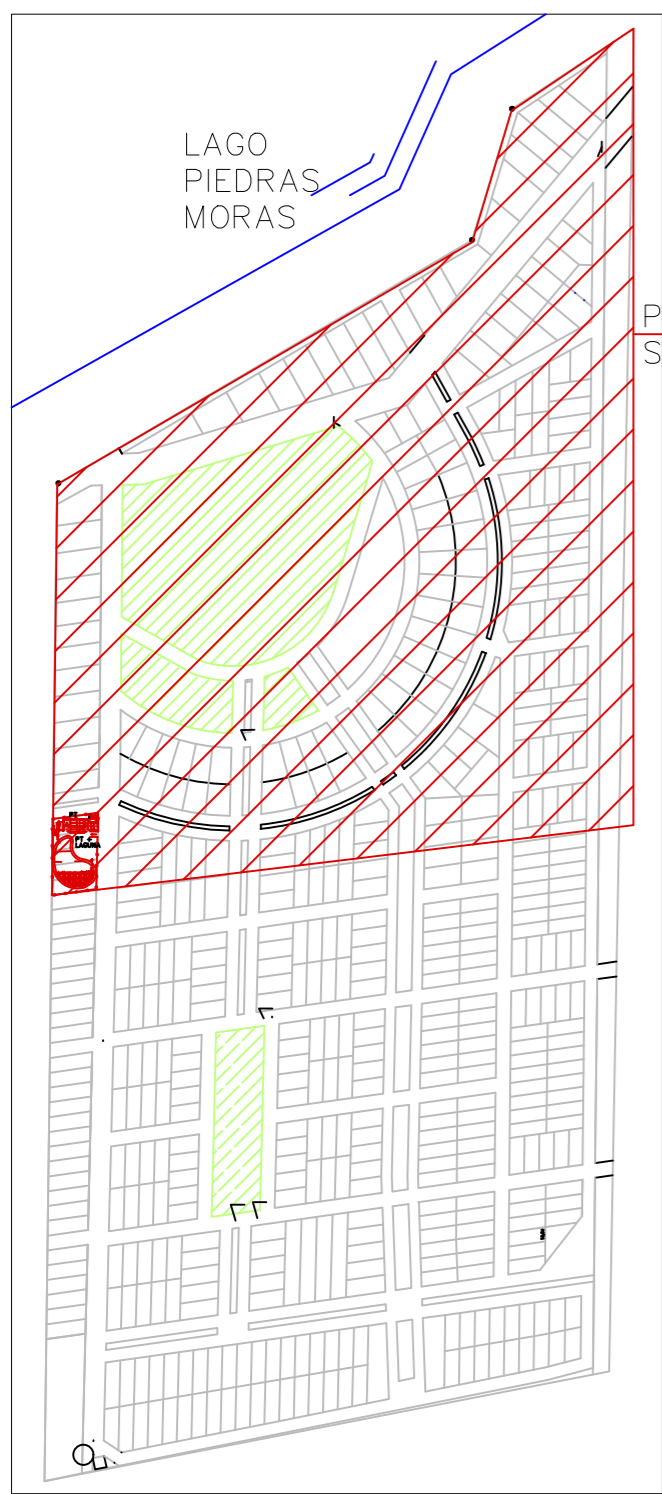
TAPADA
Min. 1 m

VELOCIDADES ADMISIBLES	
Min. 0,6 m/s	Max. 3 m/s

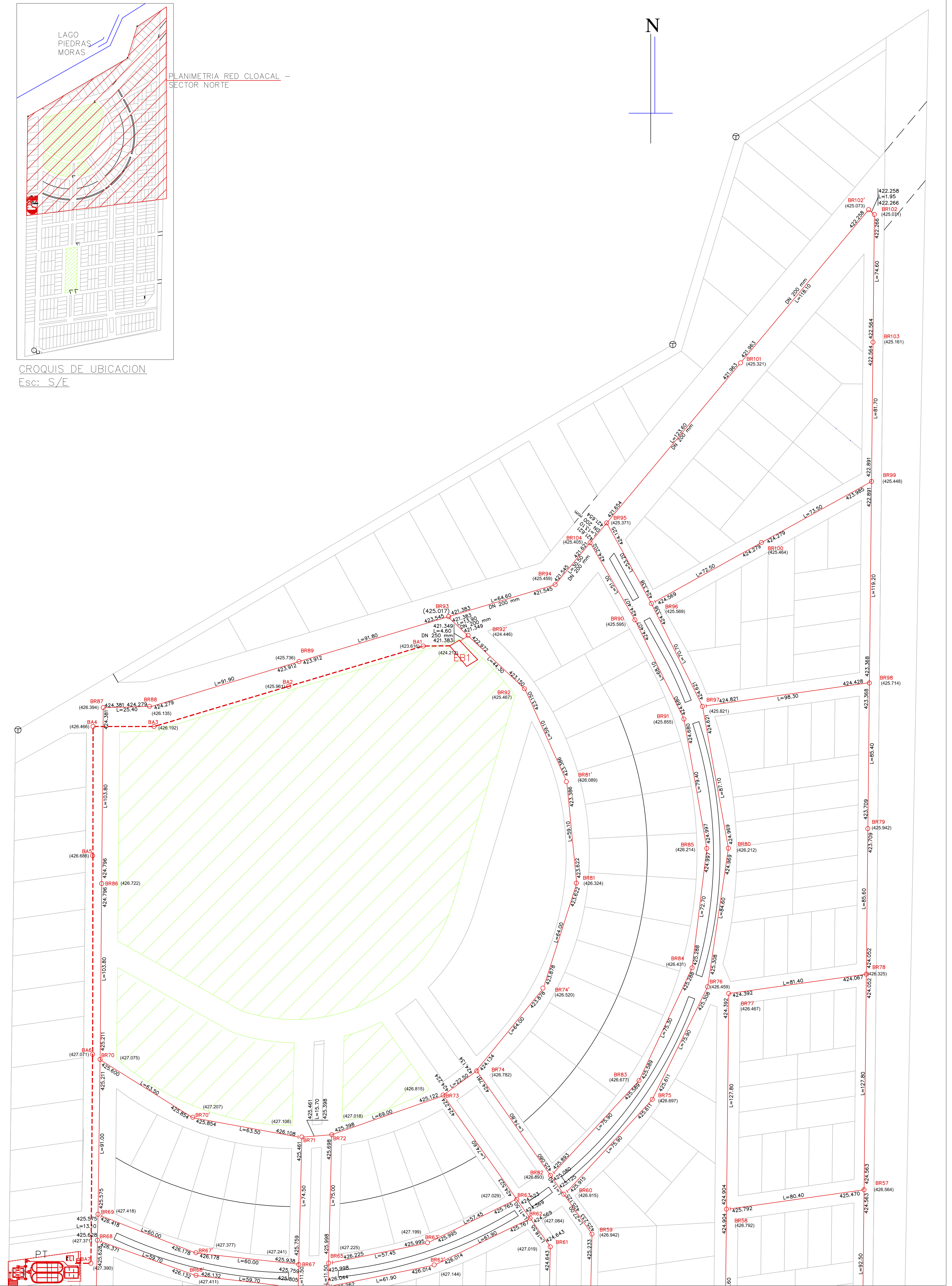
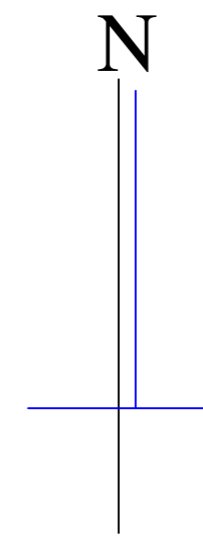
TRAMO	BOCA DE REGISTRO		LONGITUD DE TRAMO m	COTA TERRENO NATURAL		PENDIENTE TERRENO m/m	QE			PENDIENTE ADOPTADA m/m	DIAMETRO INTERNO CALCULO m	DIAMETRO COM. INT. ADOPTADO m	DIAMETRO ADOPTADO m	VELOCIDAD SECC. LLENA (m/s)	VELOCIDAD SECC. LLENA > 0.60 m/seg	COTA INTRADOS		TAPADA		TRAMO
	Ag. Arriba	Ag. Abajo		Ag. Arriba	Ag. Abajo		ENTRADA	TRAMO	ACUM.							Ag. Arriba	Ag. Abajo	Ag. Arriba	Ag. Abajo	
	nº	nº		m	m		l/s	l/s	l/s							m	m	m	m	
1	1	2	75,40	429,051	428,947	0,0014	0,00	0,091	0,09	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	428,051	427,749	1,00	1,20	1
2	2	3	75,40	428,947	428,777	0,0023	0,09	0,091	0,18	0,0040	0,031	0,1536	160	0,654	verifica	427,749	427,448	1,20	1,33	2
3	3	4	107,80	428,777	428,532	0,0023	0,18	0,129	0,31	0,0040	0,038	0,1536	160	0,654	verifica	427,448	427,017	1,33	1,52	3
4	4	11	81,90	428,532	428,156	0,0046	0,31	0,098	0,41	0,0040	0,042	0,1536	160	0,654	verifica	427,017	426,689	1,52	1,47	4
5	1	15	27,45	429,051	429,125	-0,0027	0,00	0,033	0,03	0,0040	0,016	0,1536	160	0,654	verifica	428,051	427,941	1,00	1,18	5
6	15	14	77,30	429,125	428,911	0,0028	0,03	0,093	0,13	0,0040	0,027	0,1536	160	0,654	verifica	427,941	427,632	1,18	1,28	6
7	14	13	92,45	428,911	428,649	0,0028	0,13	0,111	0,24	0,0040	0,034	0,1536	160	0,654	verifica	427,632	427,262	1,28	1,39	7
8	13	12	92,45	428,649	428,579	0,0008	0,24	0,111	0,35	0,0040	0,039	0,1536	160	0,654	verifica	427,262	426,892	1,39	1,69	8
9	12	11	93,30	428,579	428,156	0,0045	0,35	0,112	0,46	0,0040	0,044	0,1536	160	0,654	verifica	426,892	426,520	1,69	1,64	9
10	11	20	15,50	428,156	428,126	0,0019	0,87	0,019	0,89	0,0040	0,056	0,1536	160	0,654	verifica	426,520	426,458	1,64	1,67	10
11	14	16	14,70	428,911	428,784	0,0086	0,00	0,018	0,02	0,0200	0,010	0,1536	160	1,463	verifica	427,911	427,617	1,00	1,17	11
12	16	17	120,10	428,784	428,516	0,0022	0,00	0,144	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	427,784	427,304	1,00	1,21	12
13	17	31	91,45	428,516	428,296	0,0024	0,14	0,110	0,25	0,0040	0,035	0,1536	160	0,654	verifica	427,304	426,938	1,21	1,36	13
14	31	30	15,70	428,296	428,265	0,0020	0,25	0,019	0,27	0,0040	0,036	0,1536	160	0,654	verifica	426,938	426,875	1,36	1,39	14
15	18	30	90,45	428,477	428,265	0,0023	0,00	0,109	0,11	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	427,477	427,115	1,00	1,15	15
16	30	29	18,75	428,265	428,253	0,0006	0,38	0,023	0,40	0,0040	0,042	0,1536	160	0,654	verifica	426,875	426,800	1,39	1,45	16
17	29	28	113,55	428,253	427,940	0,0028	0,40	0,136	0,54	0,0040	0,047	0,1536	160	0,654	verifica	426,800	426,346	1,45	1,59	17
18	18	19	66,60	428,477	428,432	0,0007	0,00	0,080	0,08	0,0040	0,023	0,1536	160	0,654	verifica	427,477	427,211	1,00	1,22	18
19	19	20	70,20	428,432	428,126	0,0044	0,08	0,084	0,16	0,0040	0,030	0,1536	160	0,654	verifica	427,211	426,930	1,22	1,20	19
20	20	28	90,70	428,126	427,940	0,0021	1,05	0,109	1,16	0,0040	0,062	0,1536	160	0,654	verifica	426,458	426,095	1,67	1,84	20
21	16	33	91,45	428,784	428,715	0,0008	0,02	0,110	0,13	0,0040	0,027	0,1536	160	0,654	verifica	427,617	427,251	1,17	1,46	21
22	33	34	93,00	428,715	428,481	0,0025	0,13	0,112	0,24	0,0040	0,034	0,1536	160	0,654	verifica	427,251	426,879	1,46	1,60	22
23	34	49	92,70	428,481	428,086	0,0043	0,24	0,111	0,35	0,0040	0,040	0,1536	160	0,654	verifica	426,879	426,508	1,60	1,58	23
24	33	32	98,80	428,715	428,380	0,0034	0,00	0,119	0,12	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	427,715	427,320	1,00	1,06	24
25	32	35	92,90	428,380	428,126	0,0027	0,12	0,112	0,23	0,0040	0,034	0,1536	160	0,654	verifica	427,320	426,948	1,06	1,18	25
26	34	35	98,80	428,481	428,126	0,0036	0,00	0,119	0,12	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	427,481	427,086	1,00	1,04	26
27	35	48	92,90	428,126	427,819	0,0033	0,35	0,112	0,46	0,0040	0,044	0,1536	160	0,654	verifica	426,948	426,577	1,18	1,24	27
28	49	48	98,80	428,086	427,819	0,0027	0,00	0,119	0,12	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	427,086	426,691	1,00	1,13	28
29	48	47	18,70	427,819	427,760	0,0032	0,58	0,022	0,60	0,0040	0,048	0,1536	160	0,654	verifica	426,577	426,502	1,24	1,26	29
30	47	51	92,70	427,760	427,508	0,0027	0,60	0,111	0,71	0,0040	0,052	0,1536	160	0,654	verifica	426,502	426,131	1,26	1,38	30
31	29	36	92,00	428,253	428,000	0,0027	0,00	0,110	0,11	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	427,253	426,885	1,00	1,12	31
32	36	45	92,70	428,000	427,683	0,0034	0,11	0,111	0,22	0,0040	0,033	0,1536	160	0,654	verifica	426,885	426,514	1,12	1,17	32
33	46	45	17,75	427,729	427,683	0,0026	0,00	0,021	0,02	0,0040	0,014	0,1536	160	0,654	verifica	426,729	426,658	1,00	1,03	33
34	45	44	111,95	427,683	427,379	0,0027	0,24	0,134	0,38	0,0040	0,041	0,1536	160	0,654	verifica	426,514	426,066	1,17	1,31	34
35	28	37	92,80	427,940	427,814	0,0014	1,70	0,111	1,81	0,0040	0,073	0,1536	160	0,654	verifica	426,095	425,724	1,84	2,09	35
36	36	37	111,10	428,000	427,814	0,0017	0,00	0,133	0,13	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	427,000	426,556	1,00	1,26	36
37	37	44	92,70	427,814	427,379	0,0047	1,95	0,111	2,06	0,0040	0,077	0,1536	160	0,654	verifica	425,724	425,353	2,09	2,03	37
38	50	51	120,10	427,632	427,508	0,0010	0,00	0,144	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	426,632	426,152	1,00	1,36	38
39	51	66	81,50	427,508	427,277	0,0028	0,86	0,098	0,95	0,0040	0,058	0,1536	160	0,654	verifica	426,131	425,805	1,38	1,47	39
40	68	66'	59,70	427,371	427,411	-0,0007	0,00	0,072	0,07	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,371	426,132	1,00	1,28	40
41	66'	66	59,70	427,411	427,277	0,0022	0,07	0,072	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	426,132	425,893	1,28	1,38	41
42	66	67	11,50	427,277	427,241	0,0031	1,10	0,014	1,11	0,0040	0,061	0,1536	160	0,654	verifica	425,805	425,759	1,47	1,48	42
43	69	67'	60,00	427,418	427,377	0,0007	0,00	0,072	0,07	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,418	426,178	1,00	1,20	43
44	67'	67	60,00	427,377	427,241	0,0023	0,07	0,072	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	426,178	425,938	1,20	1,30	44
45	67	71	74,50	427,241	427,108	0,0018	1,26	0,089	1,35	0,0040	0,066	0,1536	160	0,654	verifica	425,759	425,461	1,48	1,65	45

RED CLOACAL
URBANIZACION RESIDENCIAL
en ALMAFUERTE. Prov. De
Cordoba.

46	71	70'	63,50	427,108	427,207	-0,0016	0,00	0,076	0,08	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,108	425,854	1,00	1,35	46
47	70'	70	63,50	427,207	427,075	0,0021	0,08	0,076	0,15	0,0040	0,029	0,1536	160	0,654	verifica	425,854	425,600	1,35	1,48	47
48	71	72	15,70	427,108	427,018	0,0057	1,35	0,019	1,36	0,0040	0,066	0,1536	160	0,654	verifica	425,461	425,398	1,65	1,62	48
49	46	52	91,50	427,729	427,484	0,0027	0,00	0,110	0,11	0,0040	0,026	0,1536	160	0,654	verifica	426,729	426,363	1,00	1,12	49
50	52	64	79,75	427,484	427,262	0,0028	0,11	0,096	0,21	0,0040	0,032	0,1536	160	0,654	verifica	426,363	426,044	1,12	1,22	50
51	64	65	11,50	427,262	427,225	0,0032	0,21	0,014	0,22	0,0040	0,033	0,1536	160	0,654	verifica	426,044	425,998	1,22	1,23	51
52	65	72	75,00	427,225	427,018	0,0028	0,22	0,090	0,31	0,0040	0,038	0,1536	160	0,654	verifica	425,998	425,698	1,23	1,32	52
53	44	53	92,70	427,379	427,074	0,0033	2,43	0,111	2,55	0,0040	0,083	0,1536	160	0,654	verifica	425,353	424,982	2,03	2,09	53
54	52	53	132,10	427,484	427,074	0,0031	0,00	0,159	0,16	0,0040	0,029	0,1536	160	0,654	verifica	426,484	425,956	1,00	1,12	54
55	53	61	84,85	427,074	427,019	0,0006	2,70	0,102	2,81	0,0040	0,086	0,1536	160	0,654	verifica	424,982	424,643	2,09	2,38	55
56	61	62	18,55	427,019	427,084	-0,0035	2,81	0,022	2,83	0,0040	0,087	0,1536	160	0,654	verifica	424,643	424,569	2,38	2,52	56
57	64	62'	61,90	427,262	427,144	0,0029	0,00	0,074	0,07	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,262	426,014	1,00	1,07	57
58	62'	62	61,90	427,144	427,084	0,0019	0,07	0,074	0,15	0,0040	0,029	0,1536	160	0,654	verifica	426,014	425,767	1,13	1,32	58
59	62	63	11,50	427,084	427,029	0,0048	2,98	0,014	2,99	0,0040	0,088	0,1536	160	0,654	verifica	424,569	424,523	2,52	2,51	59
60	65	63'	57,45	427,225	427,199	0,0034	0,00	0,069	0,07	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,225	425,995	1,00	1,03	60
61	63'	63	57,45	427,199	427,029	0,0067	0,07	0,069	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	425,995	425,765	1,20	1,26	61
62	63	73	74,60	427,029	426,815	0,0029	3,13	0,090	3,22	0,0040	0,091	0,1536	160	0,654	verifica	424,523	424,224	2,51	2,59	62
63	72	73	69,00	427,018	426,815	0,0029	1,67	0,083	1,76	0,0040	0,072	0,1536	160	0,654	verifica	425,398	425,122	1,62	1,69	63
64	73	74	22,50	426,815	426,782	0,0015	4,97	0,027	5,00	0,0040	0,107	0,1536	160	0,654	verifica	424,224	424,134	2,59	2,65	64
65	49	50	92,70	428,086	427,632	0,0049	0,35	0,111	0,46	0,0040	0,044	0,1536	160	0,654	verifica	426,508	426,138	1,58	1,49	65
66	50	68	127,45	427,632	427,371	0,0020	0,46	0,153	0,61	0,0040	0,049	0,1536	160	0,654	verifica	426,138	425,628	1,49	1,74	66
67	68	69	13,10	427,371	427,418	-0,0036	0,61	0,016	0,63	0,0040	0,049	0,1536	160	0,654	verifica	425,628	425,575	1,74	1,84	67
68	69	70	91,00	427,418	427,075	0,0038	0,63	0,109	0,74	0,0040	0,052	0,1536	160	0,654	verifica	425,575	425,211	1,84	1,86	68
69	70	86	103,80	427,075	426,722	0,0034	0,89	0,125	1,02	0,0040	0,059	0,1536	160	0,654	verifica	425,211	424,796	1,86	1,93	69
70	86	87	103,80	426,722	426,394	0,0032	1,02	0,125	1,14	0,0040	0,062	0,1536	160	0,654	verifica	424,796	424,381	1,93	2,01	70
71	87	88	25,40	426,394	426,135	0,0102	1,14	0,030	1,17	0,0040	0,062	0,1536	160	0,654	verifica	424,381	424,279	2,01	1,86	71
72	88	89	91,90	426,135	425,736	0,0043	1,17	0,110	1,28	0,0040	0,064	0,1536	160	0,654	verifica	424,279	423,912	1,86	1,82	72
73	89	93	91,80	425,736	425,017	0,0078	1,28	0,110	1,39	0,0040	0,066	0,1536	160	0,654	verifica	423,912	423,545	1,82	1,47	73
74	5	6	119,20	428,375	428,225	0,0013	0,00	0,143	0,14	0,0040	0,028	0,1536	160	0,654	verifica	427,375	426,898	1,00	1,33	74
75	6	7	37,80	428,225	428,204	0,0006	0,14	0,045	0,19	0,0040	0,031	0,1536	160	0,654	verifica	426,898	426,747	1,33	1,46	75
76	7	8	68,70	428,204	427,902	0,0044	0,19	0,082	0,27	0,0040	0,036	0,1536	160	0,654	verifica	426,747	426,472	1,46	1,43	76
77	10	9	79,90	428,172	427,895	0,0035	0,00	0,096	0,10	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	427,172	426,852	1,00	1,04	77
78	9	8	78,40	427,895	427,902	-0,0001	0,10	0,094	0,19	0,0040	0,031	0,1536	160	0,654	verifica	426,852	426,539	1,04	1,36	78
79	23	24	63,95	427,887	427,710	0,0028	0,00	0,077	0,08	0,0040	0,022	0,1536	160	0,654	verifica	426,887	426,631	1,00	1,08	79
80	8	24	63,10	427,902	427,710	0,0030	0,46	0,076	0,54	0,0040	0,046	0,1536	160	0,654	verifica	426,472	426,220	1,43	1,49	80
81	24	25	43,80	427,710	427,560	0,0034	0,61	0,053	0,67	0,0040	0,050	0,1536	160	0,654	verifica	426,220	426,045	1,49	1,52	81
82	21	22	77,75	428,061	427,913	0,0019	0,00	0,093	0,09	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	427,061	426,750	1,00	1,16	82
83	22	26	91,20	427,913	427,758	0,0017	0,09	0,109	0,20	0,0040	0,032	0,1536	160	0,654	verifica	426,750	426,385	1,16	1,37	83
84	27	26	81,95	427,859	427,758	0,0012	0,00	0,098	0,10	0,0040	0,025	0,1536	160	0,654	verifica	426,859	426,531	1,00	1,23	84
85	26	25	80,40	427,758	427,560	0,0025	0,00	0,097	0,10	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	426,758	426,436	1,00	1,12	85
86	25	40	92,70	427,560	427,393	0,0018	0,76	0,111	0,87	0,0040	0,056	0,1536	160	0,654	verifica	426,045	425,674	1,52	1,72	86
87	40	41	92,70	427,393	427,089	0,0033	0,87	0,111	0,99	0,0040	0,058	0,1536	160	0,654	verifica	425,674	425,303	1,72	1,79	87
88	21	27	89,70	428,061	427,859	0,0023	0,00	0,108	0,11	0,0040	0,025	0,1536	160	0,654	verifica	427,061	426,702	1,00	1,16	88
89	27	38	92,80	427,859	427,704	0,0017	0,11	0,111	0,22	0,0040	0,033	0,1536	160	0,654	verifica	426,702	426,331	1,16	1,37	89
90	38	39	81,90	427,704	427,541	0,0020	0,00	0,098	0,10	0,0040	0,025	0,1536	160	0,654	verifica	426,704	426,376	1,00	1,16	90
91	26	39	92,80	427,758	427,541	0,0023	0,30	0,111	0,41	0,0040	0,042	0,1536	160	0,654	verifica	426,385	426,014	1,37	1,53	91
92	39	42	92,50	427,541	427,325	0,0023	0,51	0,111	0,62	0,0040	0,049	0,1536	160	0,654	verifica	426,014	425,644	1,53	1,68	92
93	38	43	92,70	427,704	427,453	0,0027	0,22	0,111	0,33	0,0040	0,039	0,1536	160	0,654	verifica	426,331	425,960	1,37	1,49	93
94	43	42	80,60	427,453	427,325	0,0016	0,00	0,097	0,10	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	426,453	426,131	1,00	1,19	94
95	42	41	80,60	427,325	427,089	0,0029	0,00	0,097	0,10	0,0040	0,024	0,1536	160	0,654	verifica	426,325	426,003	1,00	1,09	95
96	41	56	92,50	427,089	426,876	0,0023	1,08	0,111	1,19	0,0040	0,063	0,1536	160	0,654	verifica	425,303	424,933	1,79	1,94	96
97	56	57	92,50	426,876	426,564	0,0034	1,19	0,111	1,30	0,0040	0,065	0,1536	160	0,654	verifica	424,933	424,563	1,94	2,00	97
98	42	55	92,50	427,325	427,049	0,0030	0,72	0,111	0,83	0,0040	0,055	0,1536	160	0,654	verifica	425,644	425,274	1,68	1,77	98
99	43	54	92,70	427,453	427,149	0,0033	0,33	0,111	0,44	0,0040	0,043	0,1536	160	0,654	verifica	425,960	425,589	1,49	1,56	99



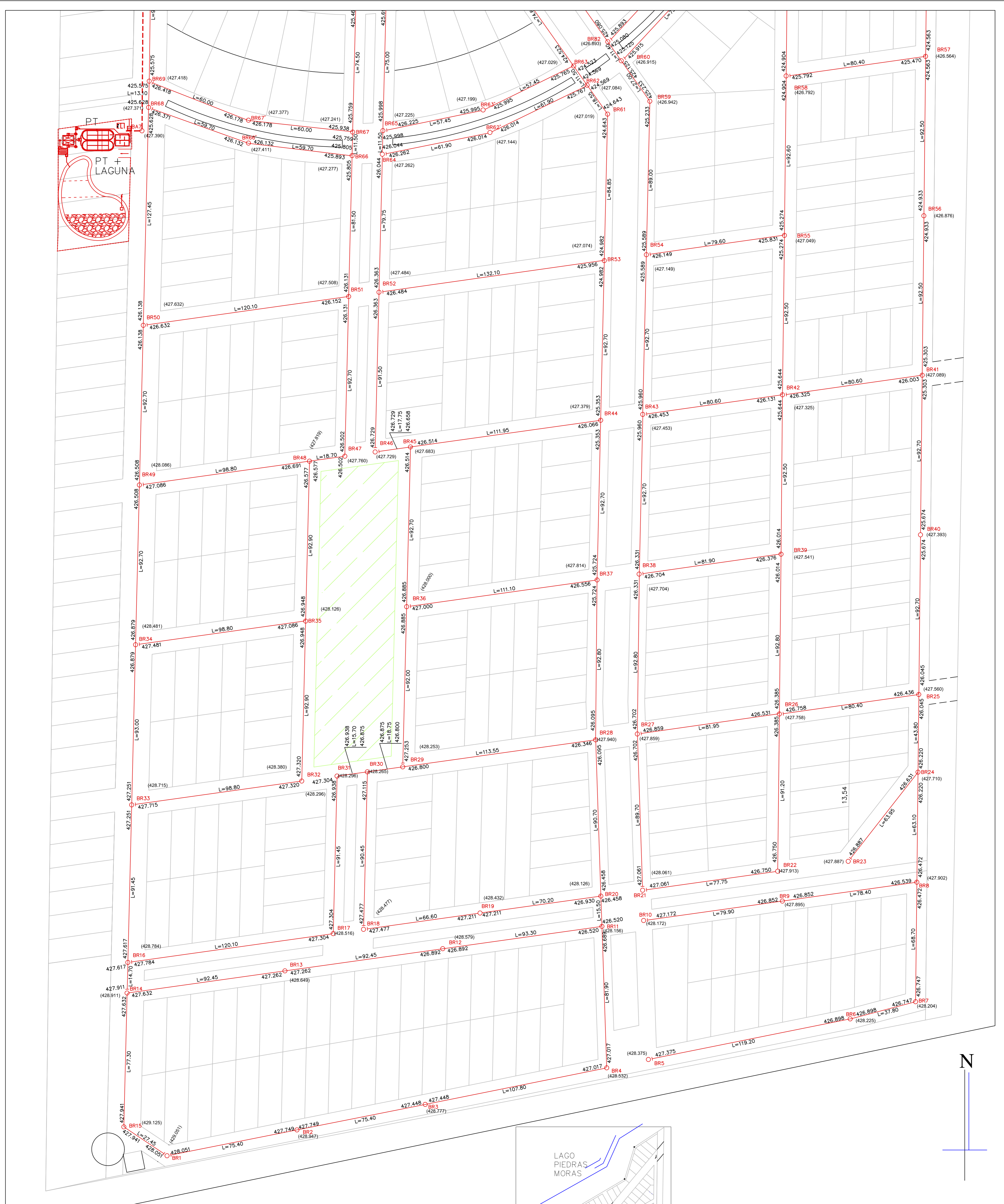
CROQUIS DE UBICACION
Esc: S/E



NOTAS:
 TODOS LOS C° SON PCV 160 MM - CL 10 SALVO ESPECIFICACION EN PLANIMETRIA.
 TODAS LAS COTAS EN METROS (M)
 C° A IMPULSION PVC DN 110 MM - CL 10 - L.TOTAL: 556,50 M

REFERENCIAS:
 BR: BOCAS DE REGISTRO D° 1,20 M
 BA: BOCAS DE ACCESO. D° 1,20 M
 PT: PLANTA DE TRATAMIENTO
 — C° A GRAVEDAD
 - - - C° A IMPULSION

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes cloacales		PLANO N°
URBANIZACION RESIDENCIAL		0 0 0 1
PLANO: Planimetria Red Cloacal - Sector Norte		LOCALIDAD
PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		ALMAFUERTE
ESCALA: S/P		DPTO.
FECHA: NOVIEMBRE 2023		TERCERO ARRIBA
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI	REVISADO POR:	
Firma y Acreditacion Profesional	Firma y Acreditacion Contable	

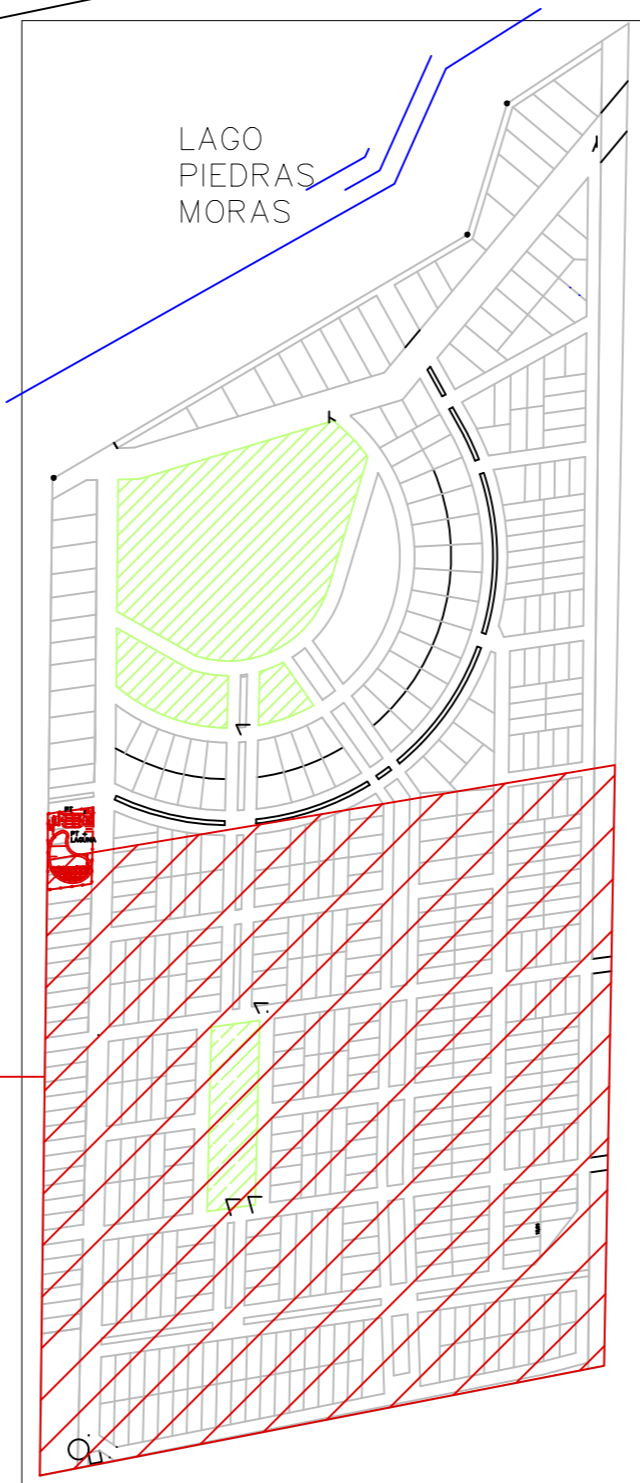


PLANIMETRIA RED CLOACAL – SECTOR SUR
Esc: 1:1100

NOTAS:
 TODOS LOS C° SON PCV 160 MM – CL 10 SALVO ESPECIFICACION EN PLANIMETRIA.
 TODAS LAS COTAS EN METROS (M)
 C° A IMPULSION PVC DN 110 MM – CL 10 – L.TOTAL: 556,50 M

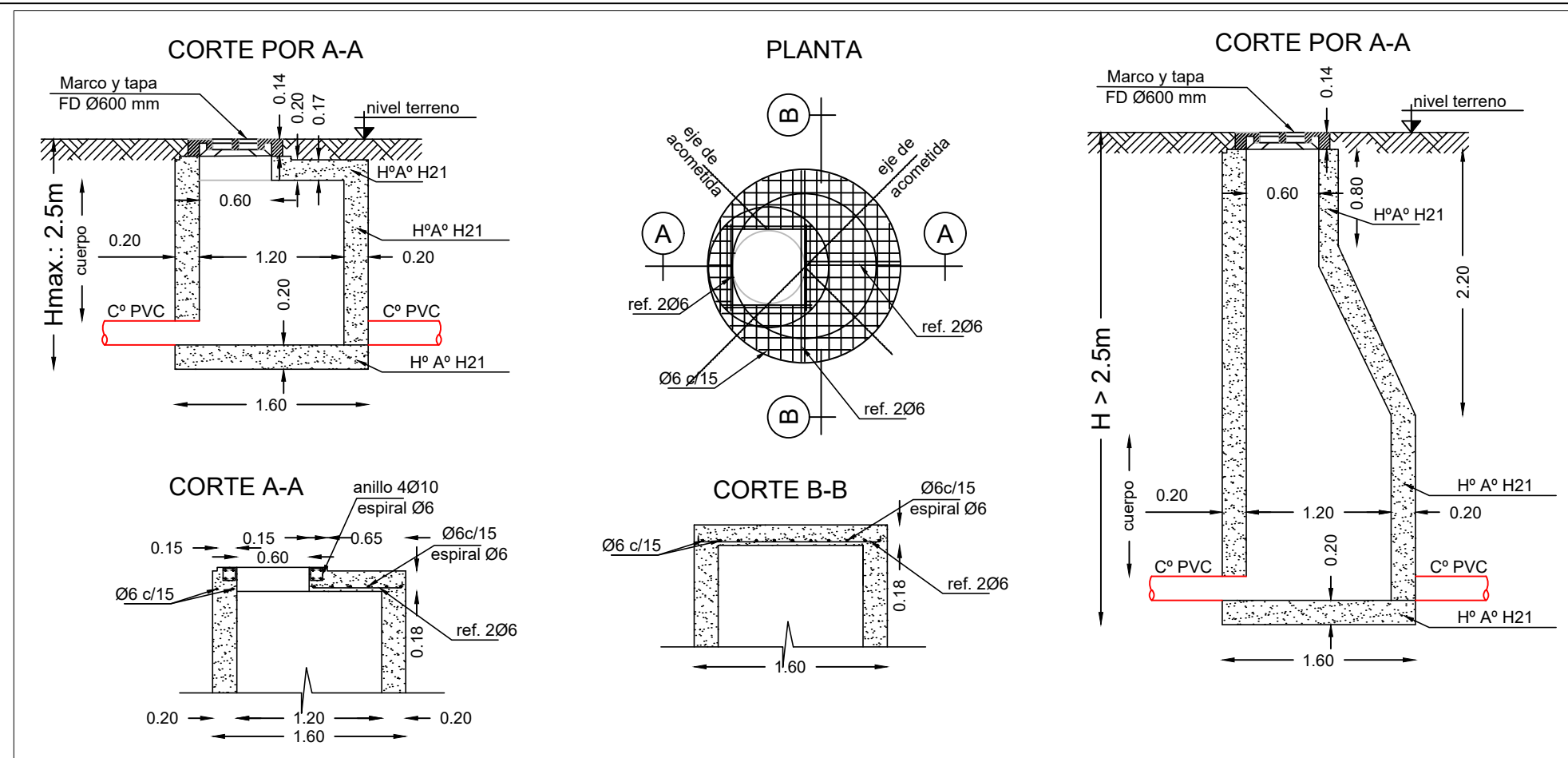
REFERENCIAS:
 BR: BOCAS DE REGISTRO D° 1,20 M
 BA: BOCAS DE ACCESO. D° 1,20 M
 PT: PLANTA DE TRATAMIENTO
 — C° A GRAVEDAD
 - - - C° A IMPULSION

PLANIMETRIA RED CLOACAL – SECTOR SUR



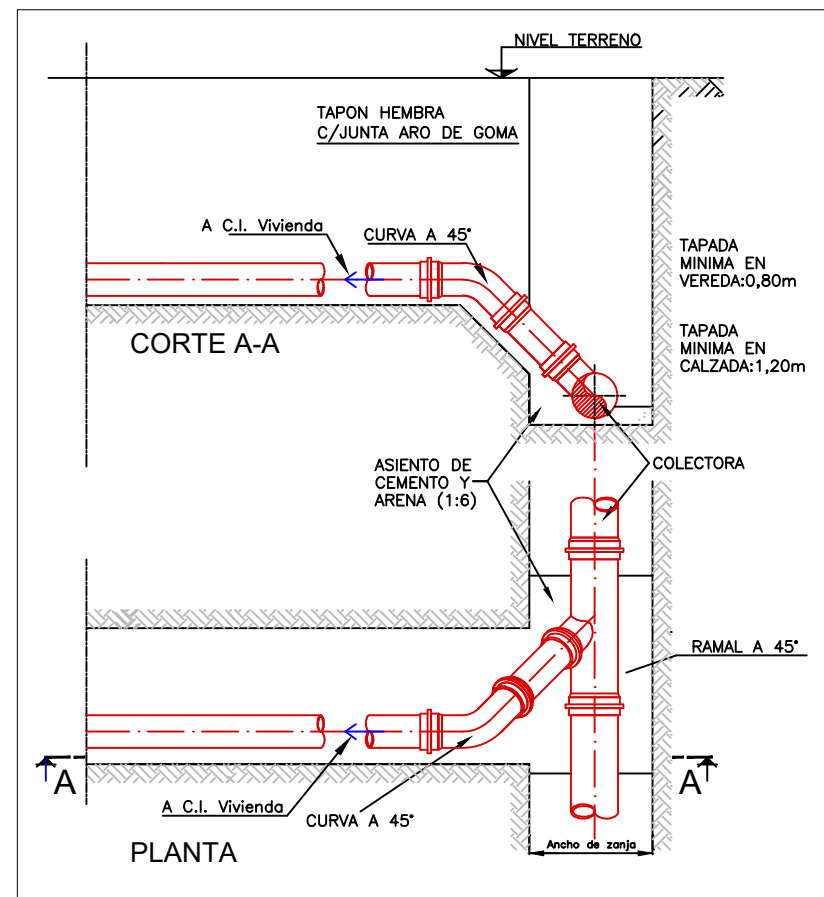
CROQUIS DE UBICACION
Esc: S/E

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes cloacales		PLANO N°
URBANIZACION RESIDENCIAL		0 0 0 2
PLANO: Planimetria Red Cloacal - Sector Sur		LOCALIDAD
PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		ALMAFUERTE
ESCALA: S/P		DPTO.
FECHA: NOVIEMBRE 2023		TERCERO ARRIBA
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		REVISADO POR:
Finca y Adscripcion Profesional	Finca y Adscripcion Contable	



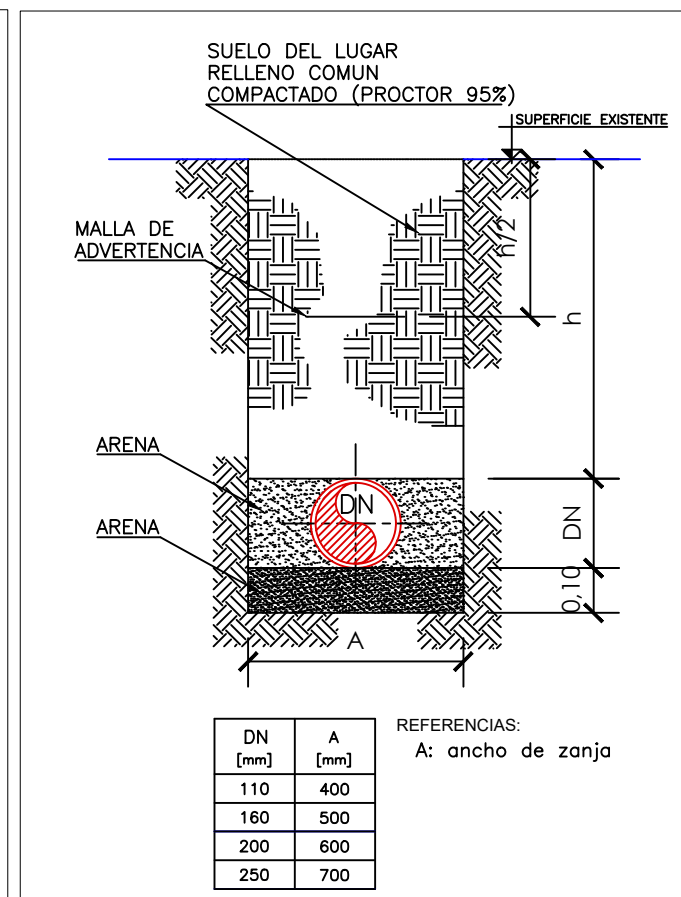
BOCAS DE REGISTRO

Esc: 1:50



CONEXIONES DOMICILIARIAS

Esc: 1:50



ZANJAS TIPO

Esc: 1:50

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes clocales

PLANO N°

URBANIZACION RESIDENCIAL

0 0 0 3

LOCALIDAD

PLANO:

**Bocas de Registro - Zanjas -
Conexiones Domiciliarias**

ALMAFUERTE

PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI

DPTO.

ESCALA: S/P

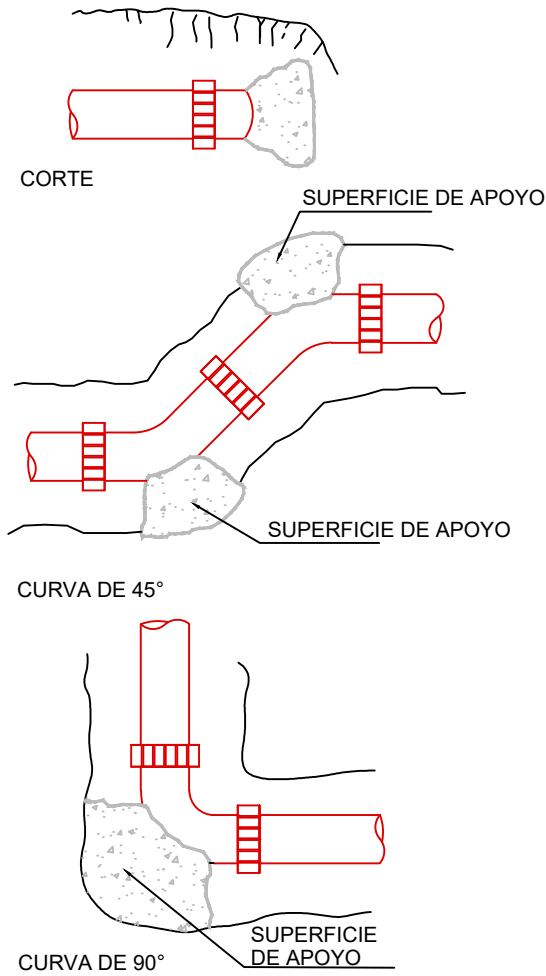
TERCERO ARRIBA

FECHA: NOVIEMBRE 2023

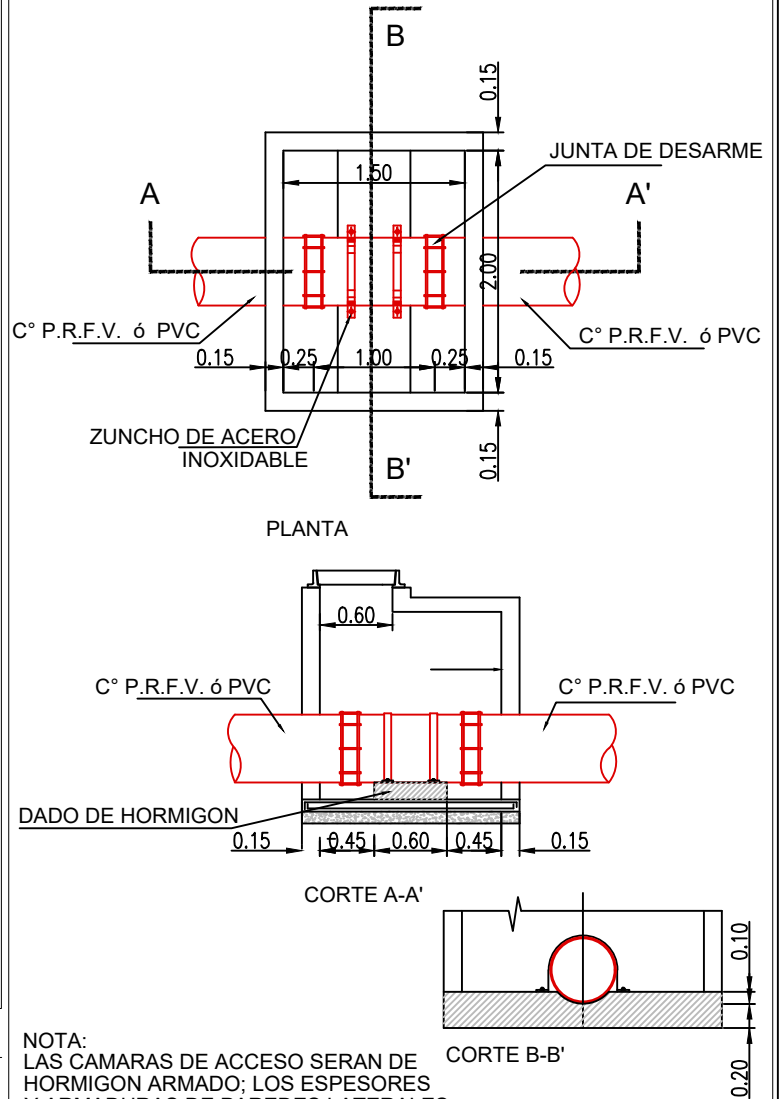
REVISADO POR:

PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI

APOYO DE PIEZAS ESPECIALES EN CAÑERIAS DE IMPULSION



CAMARA DE ACCESO EN CAÑERIA DE IMPULSION



NOTA:
 LAS CAMARAS DE ACCESO SERAN DE HORMIGON ARMADO; LOS ESPESORES Y ARMADURAS DE PAREDES LATERALES LOSAS DE FONDO Y SUPERIOR SERAN DETERMINADOS POR CADA OFERENTE. EL MARCO Y LA TAPA IDEM BOCAS DE REGISTRO

MUERTOS DE ANCLAJE – BOCAS DE ACCESO

Esc: 1:50

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes clocales

URBANIZACION RESIDENCIAL

PLANO N°

0 0 0 4

LOCALIDAD

PLANO: Bocas de Acceso - Muertos de anclaje C° a presion

ALMAFUERTE

PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI

DPTO.

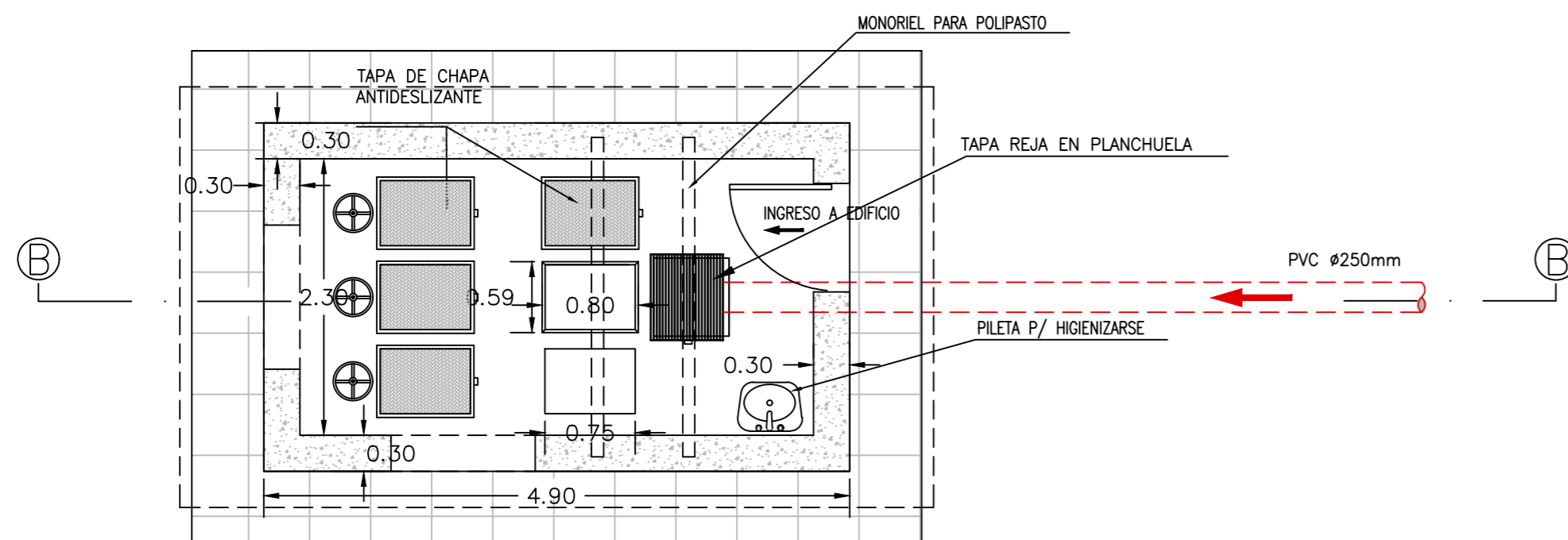
ESCALA: S/P

TERCERO ARRIBA

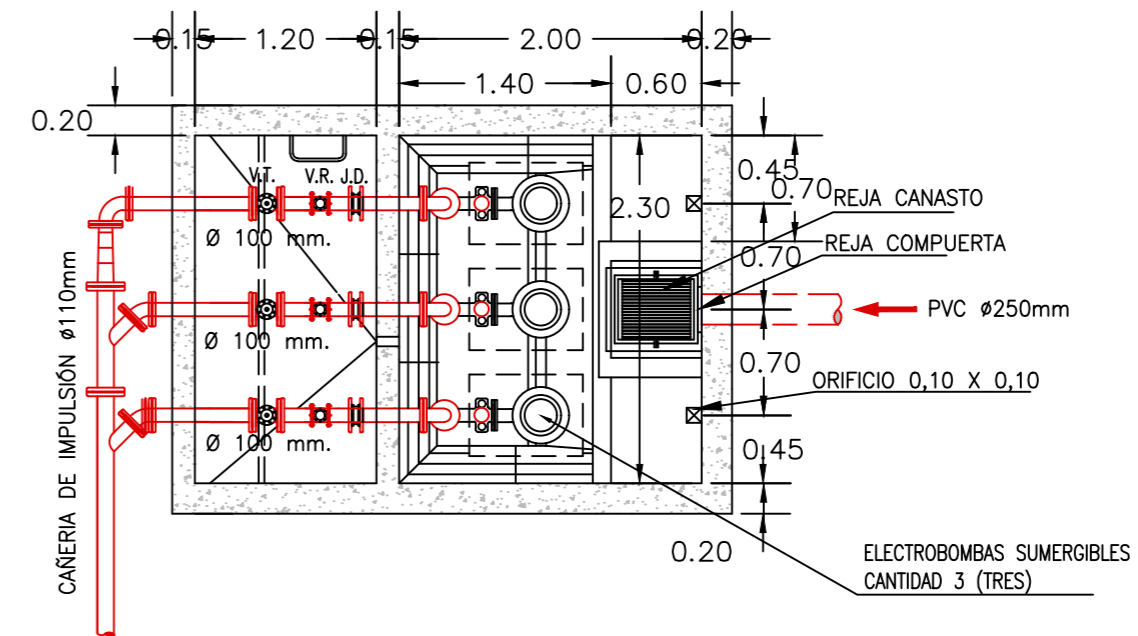
FECHA: NOVIEMBRE 2023

REVISADO POR:

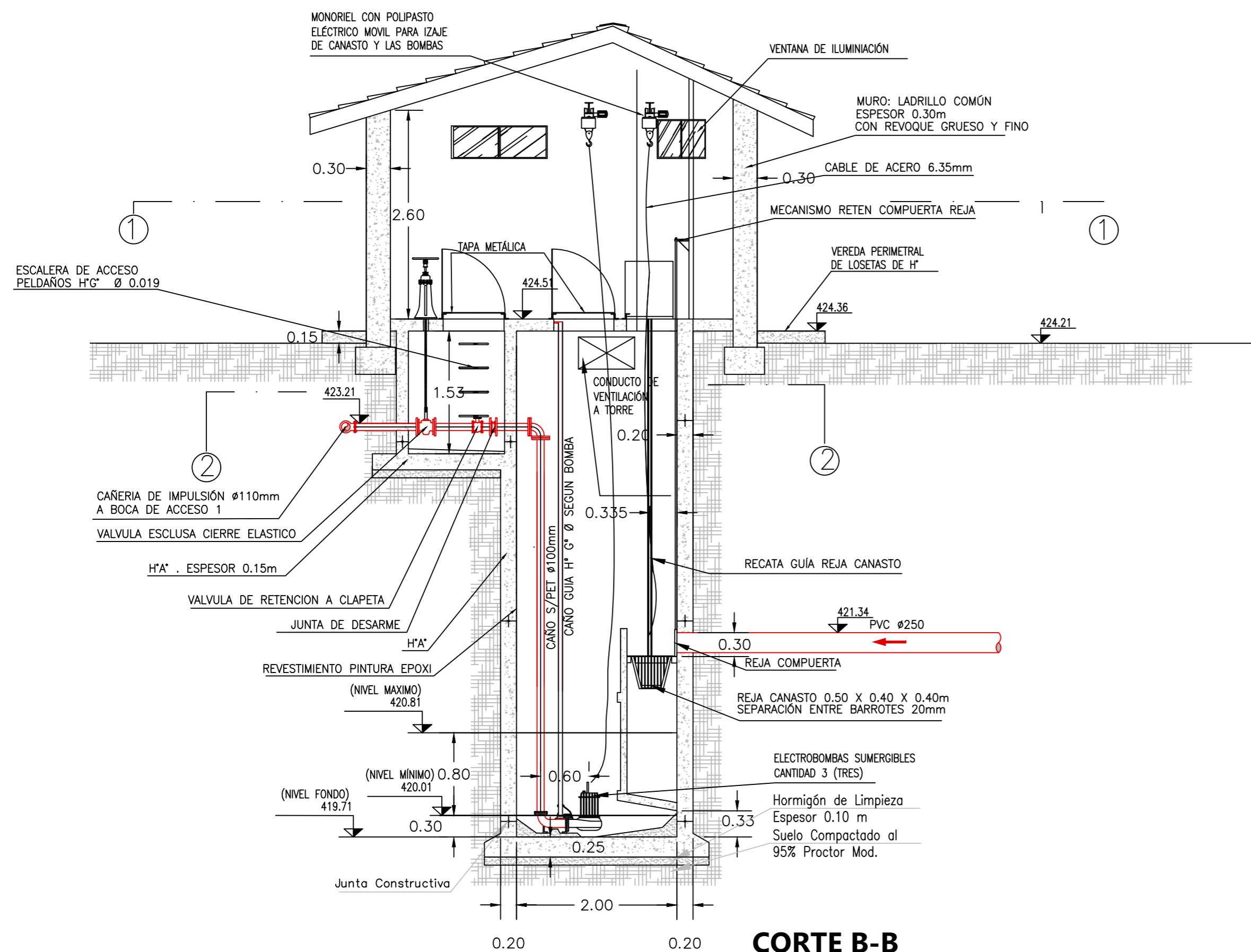
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI



PLANTA 1 - 1



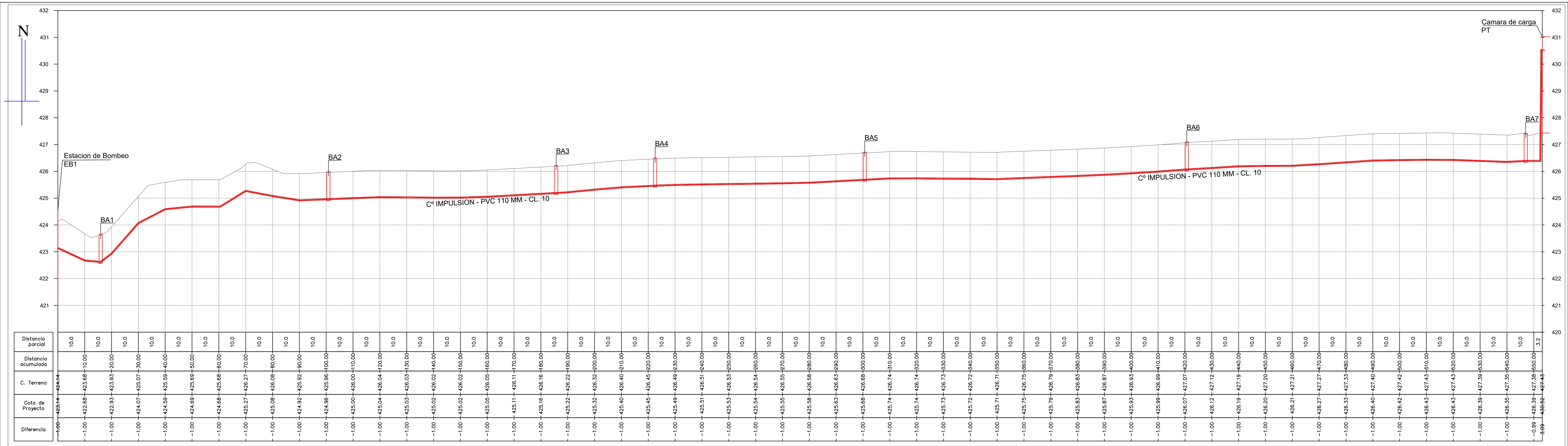
PLANTA 2-2



CORTE B-B

PLANTA Y CORTE ESTACION DE BOMBEO (EB1)
Esc: 1:50

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes clocales		PLANO N°
<i>URBANIZACION RESIDENCIAL</i>		0 0 0 5
		LOCALIDAD
PLANO: Estacion de Bombeo EB1		ALMAFUERTE
PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		DPTO.
ESCALA: S/P		TERCERO ARRIBA
FECHA: NOVIEMBRE 2023	REVISADO POR:	
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		
Firma y Aclaración Profesional	Firma y Aclaración Comite	



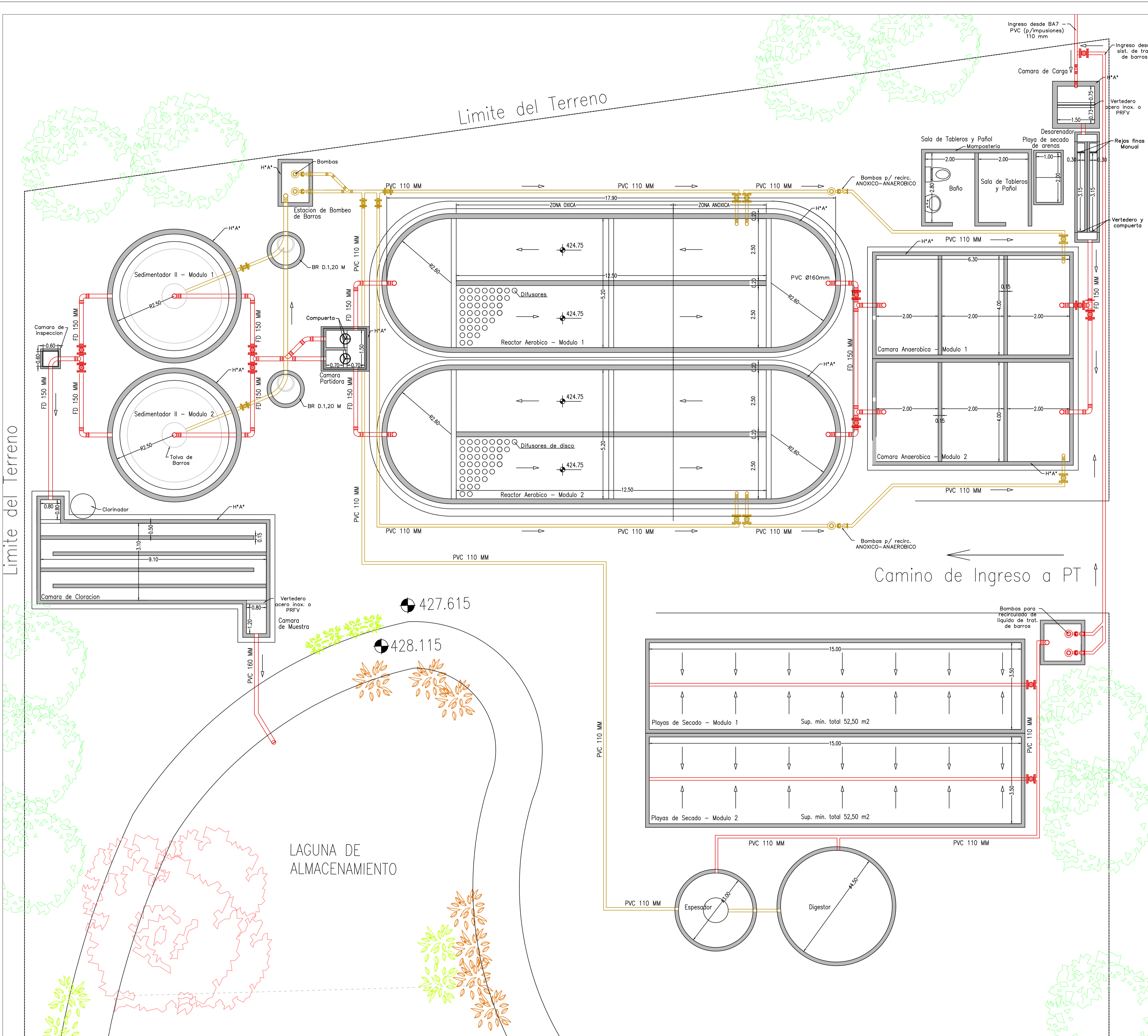
ALTIMETRIA IMPULSION



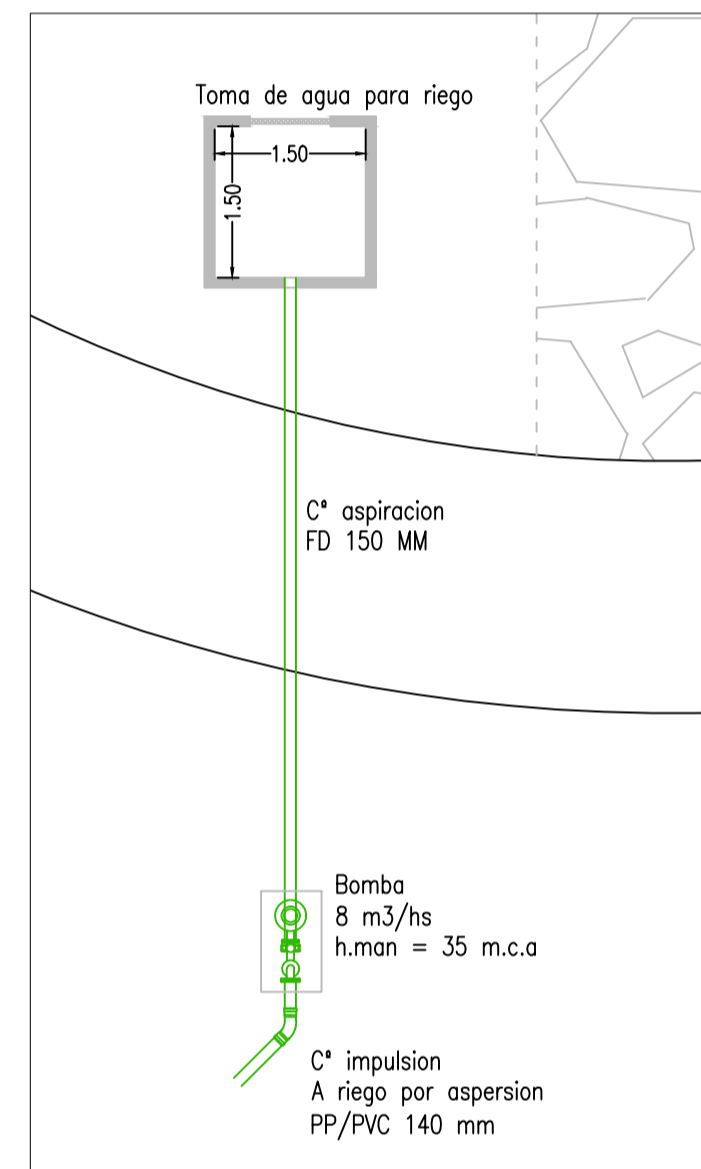
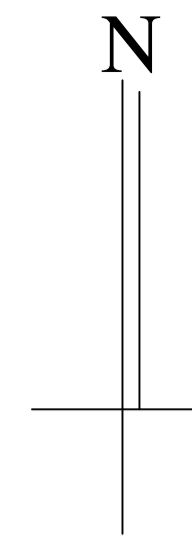
CROQUIS DE UBICACION
Esc: S/E

NOTAS:
 TODAS LAS COTAS EN METROS (M)
 C° A IMPULSION PVC DN 110 MM – CL 10
 REFERENCIAS:
 BA: BOCAS DE ACCESO. D° 1,20 M
 PT: PLANTA DE TRATAMIENTO

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes clocales		PLANO N°
URBANIZACION RESIDENCIAL		0 0 0 6
PLANO: Altimetria Cañeria de Impulsion		LOCALIDAD
		ALMAFUERTE
PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		DPTO.
ESCALA: S/P		TERCERO ARRIBA
FECHA: NOVIEMBRE 2023	REVISADO POR:	
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		
<small>Firma y Acreditación Profesional</small>	<small>Firma y Acreditación Contable</small>	



PLANIMETRIA PLANTA DE TRATAMIENTO + LAGUNA DE ALMACENAMIENTO PARA RIEGO
Esc: 1:50



SIST. DE DESCARGA A RIEGO
Esc: 1:50

NOTAS:
TODAS LAS COTAS EN METROS (M)

- REFERENCIAS:
- C° A PRESION (PARA RIEGO)
 - C° EFLUENTE
 - C° BARROS

OBRA: Sistema de tratamientos de efluentes cloacales		PLANO N°
URBANIZACION RESIDENCIAL		0 0 0 7
PLANO: Planimetria Planta de Tratamiento		LOCALIDAD
PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		ALMAFUERTE
ESCALA: S/P		DPTO.
FECHA: SEPTIEMBRE 2024		TERCERO ARRIBA
PLANO DE PROYECTO: ING. ANDREA L. PUCCI		REVISADO POR:
Plano y Aclaración Profesional	Plano y Aclaración Contable	



**HONORABLE CONCEJO
DELIBERANTE**
Ciudad de Almafuerde

ORDENANZA N° 1647/2019

VISTO:

La plena vigencia de la Ley de Política Ambiental N° 10.208/14, de la Provincia de Córdoba y del Decreto Provincial N° 847/16 “Estándares y Normas sobre Vertidos para la Preservación del Recurso Hídrico de la Provincia”;

La recientemente aprobada Ley Provincial N° 10.641/19, que modifica el Radio Municipal de la Ciudad de Almafuerde;

El recientemente crecimiento de la infraestructura vial en la zona, lo que ha despertado interés de desarrollistas en el sector del Perilago;

Y CONSIDERANDO:

Que la Municipalidad de Almafuerde tiene jurisdicción en todo el perímetro del Lago Piedras Moras;

Que las recomendaciones del estudio del Instituto Nacional del Agua (INA) que encomendara la Municipalidad en el año 2013 sobre la protección de las aguas del Lago;

Que las conclusiones de muestreos realizados por la Administración Provincial de Recursos Hídricos (APRHI);

Que las conversaciones y consultas mantenidas con profesionales de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba, en función a las experiencias con otros cuerpos de agua de la Provincia próximos a zonas urbanas, Lago San Roque y Lago Los Molinos; y

Que debido a la cercanía al lago, los escurrimientos subterráneos en la zona del perilago aportan al embalse;

ATENTO A ELLO:

**EL HONORABLE CONCEJO DELIBERANTE DE ALMAFUERTE
SANCIONA CON FUERZA DE ORDENANZA:**

ART. N° 01: PROHIBASE en la zona del perilago y en cualquier otra que la Autoridad Municipal considere, el uso de pozos absorbentes o sistemas similares para la disposición final de efluentes líquidos.

ART. N° 02: LAS soluciones proyectadas deberán ser presentadas por ante la Municipalidad de Almafuerde, con toda la documentación pertinente: Memoria

Descriptiva, Memoria de Cálculo, Planos Generales y de detalles, datos garantizados del sistema propuesto, pólizas de garantía y toda otra documentación que fuere solicitada. Todo con firma de profesional responsable matriculado y visado del Colegio Profesional correspondiente.-

ART. N° 03: COMUNIQUESE AL DEPARTAMENTO EJECUTIVO MUNICIPAL, PUBLIQUESE, DESE AL REGISTRO Y ARCHIVESE.-

ORDENANZA MUNICIPAL N° 1647/2019.-

APROBADA POR UNANIMIDAD EN LA DECIMO SEPTIMA SESIÓN ORDINARIA.

DADA EN LA SALA DE SESIONES DEL HONORABLE CONCEJO DELIBERANTE DE LA CIUDAD DE ALMAFUERTE, A CINCO DÍAS DEL MES DE SEPTIEMBRE DEL AÑO DOS MIL DIECINUEVE.-