

2019

ANTEPROYECTO SISTEMA CLOACAL CH 204 B° GOBERNADOR LUZURIAGA

TRABAJO FINAL DE CARRERA

ALUMNOS

- FERNANDEZ CHOMIK, Paul
- MAIDANA, Gabriel Hernán
- ZARZA ESCOBAR, Brenda

DOCENTE TRABAJO FINAL

- Ing. SALGADO, Alejandro

TUTOR ACADÉMICO:

- Ing. BOGLIOTTI, Eliana

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas que contribuyeron en forma directa o indirectamente en este camino transitado, les agradecemos profundamente.

Empezando por nuestros padres, su apoyo incondicional, nuestro sustento. Este logro se lo dedicamos a ustedes.

Hermanos y amigos que siempre estuvieron ahí que en cada caída, ellos que nos dieron la mano y un empujón hacia adelante.

A la Ingeniera Eliana Bogliotti por cada detalle y momento dedicado para aclarar cualquier tipo de duda que nos surgiera.

Al Ingeniero Ariel Fracalossi y su equipo de trabajo por brindarnos las herramientas necesarias para poder realizar nuestro proyecto.

Por último pero con mucho énfasis, al Ingeniero Alejandro Salgado por su buena predisposición y acompañamiento.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	1
ÍNDICE	2
1. INTRODUCCIÓN	4
2. DIAGNÓSTICO	4
<u>2.1 Marco General</u>	4
<u>2.2 Plan director de cloacas para el AMGR</u>	6
3. CHACRA 204 – B° GDOR. LUZURIAGA	6
<u>3.1 Reseña de la Localidad</u>	6
<u>3.2 Ubicación Geográfica</u>	6
<u>3.3 Situación Actual</u>	8
4. RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN	10
<u>4.1 Datos Demográficos</u>	11
<u>4.2 Datos Topográficos</u>	11
<u>4.2.1 Relevamiento Barrio Gobernador Luzuriaga</u>	12
<u>4.2.1.1 Técnica RTK (Relevamiento con GPS Geodésico)</u>	13
<u>4.2.1.2 Técnica Aérea (DRONE)</u>	16
<u>4.2.2 Procesamiento de los Datos de Campaña</u>	17
<u>4.2.3. Filtrado</u>	21
<u>4.3 Ubicación de la estación de bombeo</u>	21
5. ESTUDIOS PRELIMINARES	22
<u>5.1 Demográficos</u>	22
<u>5.1.1 Métodos de Cálculo de Proyección</u>	22
6. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	25
<u>6.1 Período de Diseño</u>	25
<u>6.2 Población de Diseño</u>	25
<u>6.3 Dotación de Consumo de Agua</u>	26
<u>6.4 Caudales de Diseño y Coeficientes de Caudal</u>	26
7. ANTEPROYECTO BARRIO GOBERNADOR LUZURIAGA	28
<u>7.1 Conceptos Básicos</u>	28
<u>7.2 Diseño de red</u>	29
<u>7.2.1 Redes Colectoras</u>	29
<u>7.2.2 Trazado de Red</u>	30
<u>7.2.3 Cálculo Hidráulico</u>	30

<u>7.2.4 Tapadas</u>	30
<u>7.2.5 Bocas de Registro</u>	31
<u>7.2.6 Elección de Cañería para Materialización</u>	31
<u>7.2.7 Conexiones Domiciliarias</u>	31
<u>7.3 Estación de bombeo</u>	32
<u>7.3.1 Generalidades</u>	32
<u>7.3.2 Estación de Bombeo E.E. N° 31 “MEZA”</u>	33
<u>7.3.2.1 Forma y dimensiones de la cámara húmeda</u>	33
<u>7.3.2.2 Dimensionamiento de la cámara húmeda</u>	34
<u>7.3.2.3 Verificación de los Tiempos de Permanencia</u>	35
<u>7.3.2.4 Sello de Fondo</u>	35
<u>7.4 Cañería de Impulsión - Pérdidas - Caudales</u>	36
<u>7.5 Sistemas de Impulsión</u>	40
<u>7.6 Selección de Bomba</u>	46
8. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	51
<u>8.1 Cómputo</u>	52
<u>8.2 Presupuesto</u>	54
8.3 Plan de trabajo	55
<u>8.4 Curva de Inversión</u>	55
9. ANÁLISIS DE RENTABILIDAD	56
<u>9.1 Por Curva de Demanda</u>	57
<u>9.2 Por Método de los Precios Hedónicos</u>	63
10. CONCLUSIONES	66
11. BIBLIOGRAFÍA	66

ANEXOS

1. INTRODUCCIÓN

El presente anteproyecto tiene como objetivo principal el desarrollo de la recolección de los Efluentes Cloacales del Barrio gobernador Luzuriaga dentro de la Chacra 204 de la Ciudad de Resistencia, que forma parte del Plan Director de Cloacas del Área Metropolitana del Gran Resistencia, justificando técnicamente todos los pasos que se realizaron y se describe los inconvenientes que se pudieran presentar.

El motivo surge de la necesidad, por parte del prestatario SAMEEP, de contar con un estudio técnico para la posterior elaboración del proyecto de ejecución. La empresa nos brindó información y asesoramiento técnico por medio de la Ingeniera Civil Eliana Bogliotti – Departamento de Proyectos.

El anteproyecto consiste en el diseño, dimensionamiento y emplazamiento de la Estación Elevadora N° 31 con la respectiva conducción de los líquidos por medio de un sistema de impulsión que se conecta con la Estación Elevadora N° 95, ubicada en el Barrio La Rubita perteneciente a la Chacra N° 284, Ciudad de Resistencia, Provincia del Chaco, siendo la misma la que recolecta y conduce por medio de un sistema de impulsión a la planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales al sur de la Ciudad de Resistencia

A fin de llevar a cabo el Estudio Técnico, se han realizado los respectivos trabajos de relevamiento y diagnóstico de la situación actual de los servicios que se encuentran en la Chacra 204. Se identificaron los parámetros básicos a tener en cuenta para el diseño de la red colectora de líquidos efluentes en el B° Gobernador Luzuriaga, lográndose así una documentación que comprende en sus aspectos técnicos, el diseño de las redes (colectoras y colectores principales) y las obras necesarias para la evacuación de las mismas (estaciones de bombeos y cañerías de impulsión).

2. DIAGNÓSTICO

2.1 Marco General

En los últimos años, la ciudad de Resistencia se ha expandido conformando un gran conglomerado urbano con los municipios vecinos de Barranqueras y Puerto Vilelas, abarcando una superficie muy extensa denominada Área Metropolitana de Gran Resistencia (AMGR). Esta expansión generó que un amplio sector de la población se encuentre fuera de la Red Cloacal existente, siendo imposible una expansión de la misma. Para ello se decidió agregar una red de colección maestra que pueda asegurar el transporte de las aguas crudas hacia el punto de tratamiento, siendo esta, un Sistema de Lagunas de Estabilización ubicada en el sur de la Ciudad de Resistencia, por la Av. Urquiza al 5400. Se adjunta una imagen de la planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales para el Área Metropolitana del Gran Resistencia.



Planta de Tratamiento AMGR - Resistencia, Chaco, Argentina



Planta de Tratamiento AMGR – Lagunas de Estabilización

2.2 Plan director de cloacas para el AMGR

El Plan director tiene como objetivo dar una solución a la demanda actual y futura, mejorar el servicio, las condiciones y la calidad de la descarga de los líquidos cloacales tratados en la Planta.

El mismo, está compuesto por dos grandes partes. La primera es la Planta de Tratamiento mencionada anteriormente y por otro lado, el Sistema de colección e impulsión cloacal. Estas partes conforman un conjunto de obras que consisten en la materialización de una red maestra de colectores en el sur de la ciudad comprendiendo Ciudad de Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas.

Estos colectores recibirán los aportes de la red existente, de la cual se reacondicionarán las 14 estaciones de bombeo y un nuevo sistema de impulsión, para el transporte del líquido crudo hacia la planta de tratamiento.

Por otro lado, una vez tratado el líquido, el mismo ingresa a una estación de bombeo que se encuentra dentro de la misma Planta de Tratamiento y se lo descarga por cañería al Riacho Barranqueras aguas abajo de la toma de la Planta Potabilizadora de Agua.

Todo el sistema buscará la unificación del tratamiento y la disposición de los efluentes cloacales del Gran Resistencia, mejorando las condiciones de higiene y salubridad de todos los habitantes como también el incentivo para la preservación Ambiental.

3. CHACRA 204 – B° GDOR. LUZURIAGA

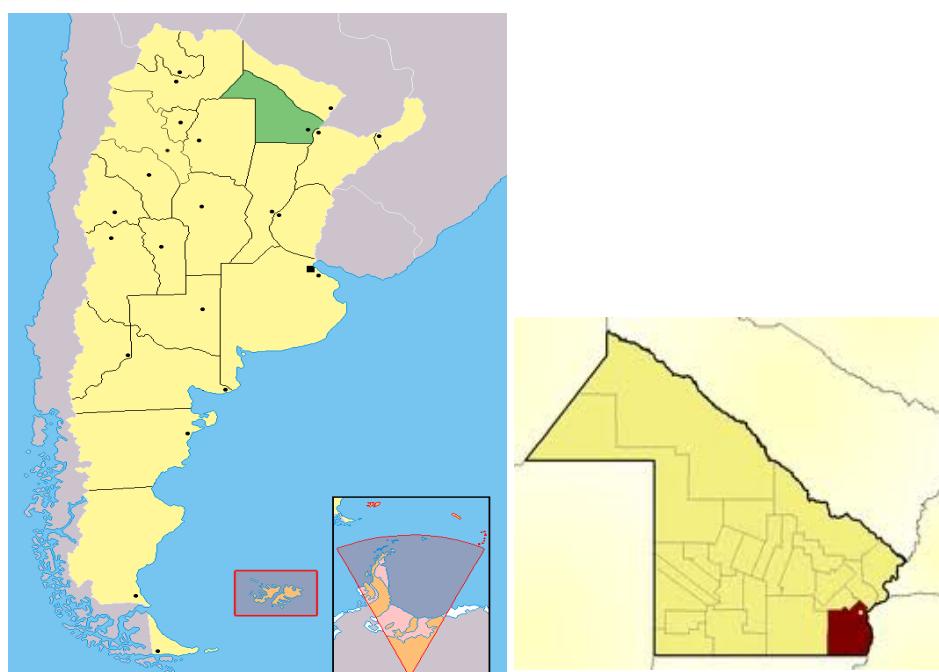
El área del anteproyecto se trata del Barrio Villa Gobernador Luzuriaga ubicada en la Chacra 204 de la Ciudad de Resistencia, Provincia del Chaco, Argentina. Dicha área se encuentra delimitada de norte a sur en sentido horario por la Av. Castelli, Av. Arribalzaga, Av. Edison y Av. Urquiza. Denominándose así según el Plan Director del Área Metropolitana de Gran Resistencia.

3.1 Reseña de la Localidad

Resistencia es una localidad del sudeste de la provincia del Chaco, Argentina. Se ubica sobre la orilla derecha del Río Paraná, dentro del Departamento San Fernando. Es la capital de la Provincia y la ciudad más poblada. Es a su vez la cabecera de un área metropolitana, conocida como Gran Resistencia, que en 2010 alcanzó según el censo del 2010 una cantidad de 385726 habitantes.

3.2 Ubicación Geográfica

Se adjuntan imágenes que reflejan la ubicación de la Provincia de Chaco dentro de la República Argentina. Las Coordenadas geográficas son: 27°27'05"S 58°59'12"O



Ubicación de la Provincia del Chaco - Ubicación de Resistencia, Departamento San Fernando

Se adjunta Imágenes que indican donde se emplaza el Barrio Gobernador Luzuriaga, siendo el mismo, el sector de estudio.



Imagen - Ciudad de Resistencia y ubicación de CH 204

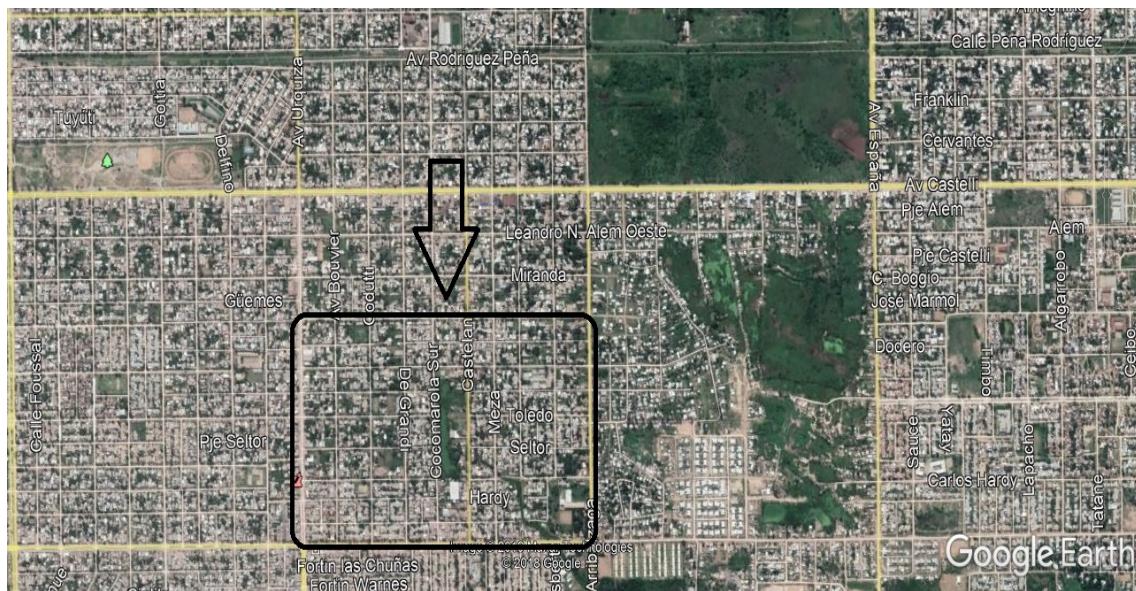


Imagen – Chacra 204 – Barrio Gdor. Luzuriaga

3.3 Situación Actual

El plan consiste en la ampliación de la red existente dentro de la Chacra que engloba solamente el Barrio Gobernador Luzuriaga, ya que un amplio sector de la población se encuentra fuera del radio de servicio con redes cloacales.

Actualmente la Chacra 204, en donde se emplaza el barrio en estudio, cuenta en su totalidad con agua potable, el servicio de energía eléctrica es prestado por la empresa “Servicios Energeticos del Chaco - Empresa del Estado Provincial” (SECHEEP) y los servicios de telecomunicaciones están presentes en toda la Chacra. Tampoco cuenta con calles pavimentadas, siendo el sistema de desagüe pluvial el de canales abiertos con un bajo desempeño debido a la falta de mantenimiento y exceso de obstrucciones.

También se encuentra ubicada en el centro del barrio, una laguna que abarca aproximadamente dos Hectáreas, distribuida en sentido norte-sur recibiendo descargas de un gran porcentaje de la chacra. El escurrimiento de la misma es hacia el sur-este, y descarga en una alcantarilla, enterrada por debajo de la calle y sigue su curso natural, siendo el mismo, un brazo del arroyo Arazá.

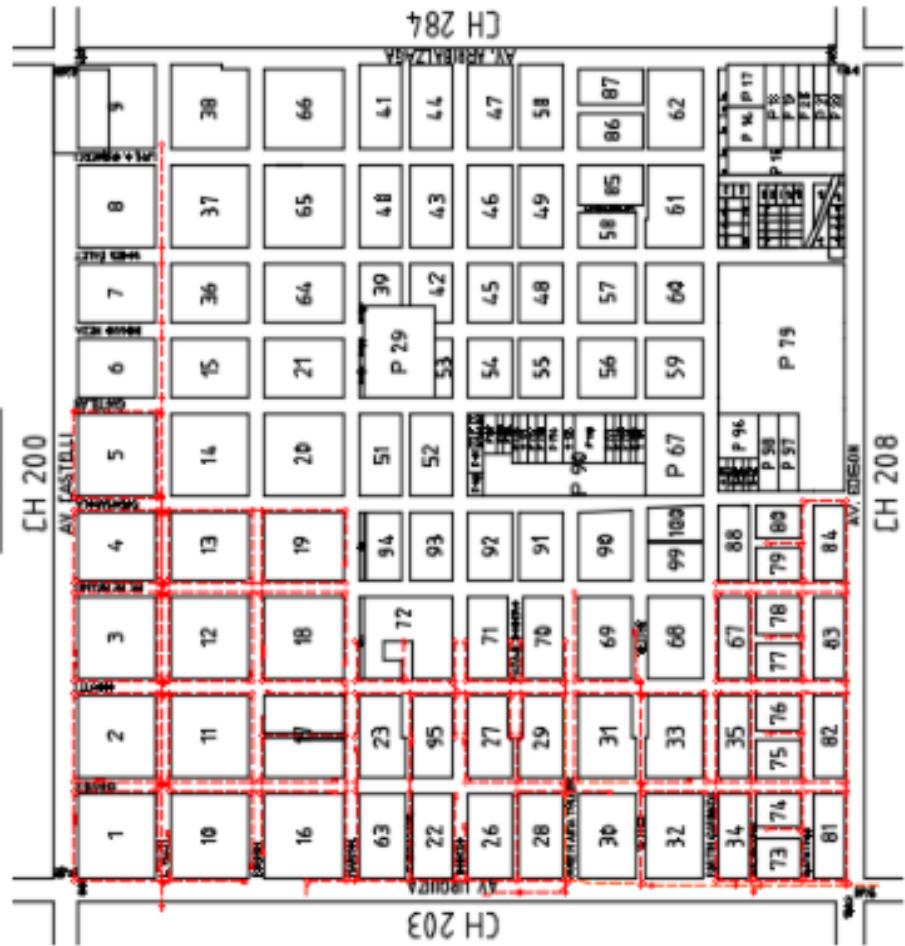
Con respecto a los desagües cloacales el barrio, el mismo no posee una red colectora cloacal que haga eficiente la evacuación de las aguas residuales.

Se adjuntan dos Imágenes que muestran la situación Actual y cómo sería la situación con el Anteproyecto.

CH. 204
RESISTENCIA
SECTOR 3-2

DEPARTAMENTO SAN FERNANDO

CIRCUNSCRIPCION I
SECCION C



Situación actual de la CH. 204



Situación con anteproyecto en CH. 204 sobre el barrio Gdr. Luzuriaga

En la actualidad, los habitantes del Barrio, descargan a "pozos absorbentes" que no disponen de eficiencia, dadas la configuración de los estratos inferiores del subsuelo y el elevado nivel de la napa freática, siendo esto el motivo por el cual, descargan directamente a los canales de tierra que servían únicamente como colectores de las aguas pluviales.

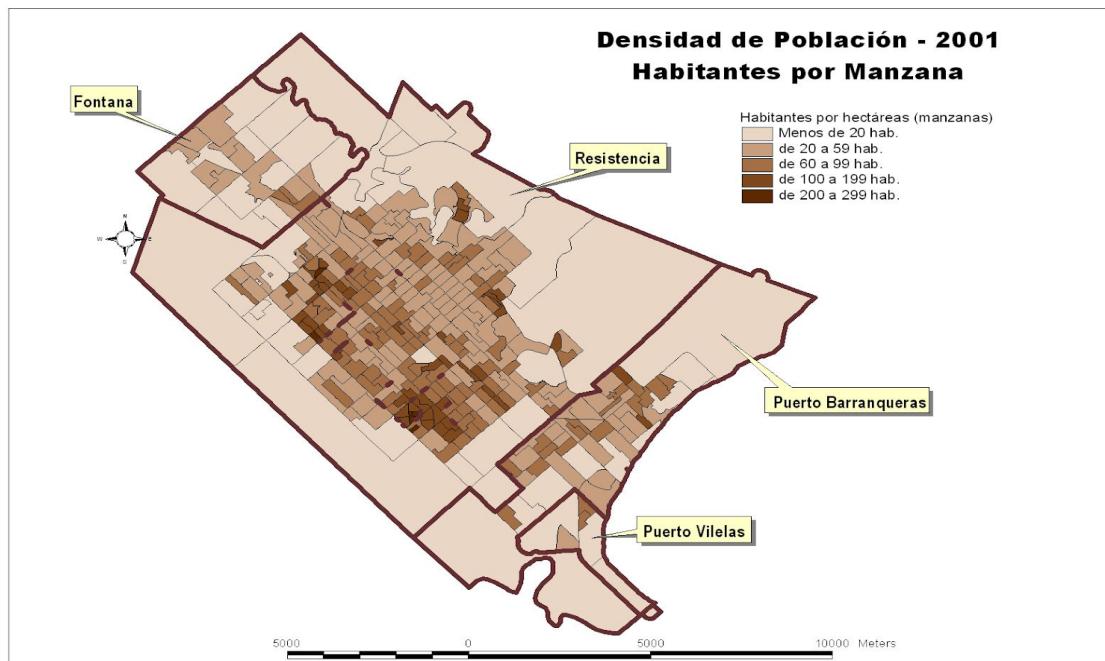
4. RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN

4.1 Datos Demográficos

El barrio cuenta con registros de no estar habitado previo al año 1986. Se puede ver que tiene un crecimiento en su población hacia el año 2000 a medida que crece el Gran Resistencia y luego la tendencia de crecimiento de la población disminuye de forma considerable.

Por otro lado, se dispuso del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Municipio de Resistencia, siendo esta documentación llevada adelante por el Departamento Ejecutivo del Gobierno Municipal y la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la UNNE con el objetivo de contar con el desarrollo del territorio.

Actualmente la densidad, a nivel general, de la Chacra 204 podemos estimar una densidad de población de 60 Hab/Hec a 99 Hab/Hec.



De los datos censales del INDEC, se visualizó el crecimiento poblacional del Gran Resistencia el cual engloba Resistencia, Fontana, Puerto Vilelas y Puerto Tirol. En los últimos años la Proyección del Crecimiento del AMGR es mayor en Resistencia que en las demás Localidades, siendo explicitado en el Plan de Ordenamiento del Municipio de Resistencia. Es por ello, que partiendo de lo dicho anteriormente y de la Hipótesis que la Densidad de Población, la Chacra 204 tiende a crecer de la misma Manera que la población ciudad de Resistencia.

Ya que el Barrio en cuestión se Emplaza en la Chacra 204, se determinaron las hectáreas que corresponden al mismo, se calcularon los Habitantes para las diferentes densidades que se explicitan en párrafos anteriores y se tomó un valor medio, siendo un aproximado de 3042 habitantes como población inicial en el año 2010, a partir de este dato se partirán las proyecciones demográficas por distintos métodos.

4.2 Datos Topográficos

El Barrio Gobernador Luzuriaga anteriormente no poseía un relevamiento topográfico, ni un estudio fisiográfico de la zona de estudio. La tutora por parte de la Empresa Sameep, Ing. Eliana Bogliotti, recomendó un relevamiento con equipos propios del Sector Área de Proyectos los cuales son Nivel y Regla, la cual se encontraban en funcionamiento en la campaña de relevamiento topográfico de otra chacra con un futuro anteproyecto de red colectora cloacal. Como se debía esperar a la liberación de los equipos se buscó otra alternativa.

La empresa Empresa ESTUDIOS SIGMA SRL., del Ing. Ariel Fracalossi, fue la encargada de prestar sus equipos de Relevamientos Topográficos, con el apoyo técnico y el asesoramiento adecuado para el adecuado postproceso que requieren los Datos tomados del Barrio.

4.2.1 Relevamiento Barrio Gobernador Luzuriaga

Antes de iniciar los trabajos de relevamientos, se procedió a encontrar y a relevar los puntos fijos que se encuentran en la zona. Los mismos son de gran importancia ya que todo el trabajo se encuentra referenciado a los mismos.

Los puntos encontrados y utilizados para el trabajo son:

- CFI 58 → cota 50,205m (Urquiza y dodero)
- CFI 62 → cota 50.220m (Av arribalzaga 1264)
- CFI 69 → cota 50,740m (castelán entre dodero y Dr Arturo Iestani)

Se adjunta imagen del punto fijo CFI N°69 de cota 50,740 ubicado en una vivienda familiar:



Imagen del Punto Fijo N° 69 - Catastro

Para la vinculación planimétrica se utilizó las coordenadas planas del sistema de representación Gauss-Kruger Posgar 07 Faja 5.

Las Técnicas de relevamiento que se aplicaron al Barrio son la técnica de RTK (GPS) y la Aérea (DRONE). Las mismas necesitan estar Georeferenciadas, es por eso que los puntos fijos son el apoyo y el sustento de toda la topografía a relevar.

4.2.1.1 Técnica RTK (Relevamiento con GPS Geodesico)

La técnica de posicionamiento RTK (Real Time Kinematic) se basa en la solución de la portadora de las señales transmitidas por los sistemas globales de navegación por satélites GPS. Una estación de referencia provee correcciones instantáneas para estaciones móviles, lo que hace que con la precisión obtenida se llegue al nivel centimétrico.

La estación base retransmite la fase de la portadora que midió, y las unidades móviles comparan sus propias medidas de la fase con la recibida de la estación de referencia. Esto permite que las estaciones móviles calculen sus posiciones relativas con precisión milimétrica, al mismo tiempo en que sus posiciones relativas absolutas son relacionadas con las coordenadas de la estación base.

Esta técnica exige la disponibilidad de por lo menos una estación de referencia, con las coordenadas conocidas y está dotada de un receptor GNSS y un módem de radio transmisor. La estación genera y transmite las correcciones diferenciales para las estaciones, que usan los datos para determinar precisamente sus posiciones.

El formato de las correcciones diferenciales es definido por la Radio Technical Committee for Maritime Service (RTCM). Los radiotransmisores operan en las fajas de frecuencia VHF/UHF, y la observación fundamental usada en el RTK es la medida de la fase de la portadora.

El empleo de las correcciones diferenciales hace que la influencia de los errores debidos a la distancia entre la estación base y la móvil sean virtualmente eliminados. Esos errores se deben:

- al reloj del satélite: Para evitarlo se debe tener en cuenta que en el momento de realizar las mediciones existan disponibles al menos 5 satélites; con esto se soluciona este error;
- a las efemérides: Para evitarlo se debe reemplazar las efemérides transmitidas por las precisas ya que las trayectorias de los satélites responden a una configuración determinada previamente;
- a la propagación de la señal en la atmósfera: Para evitarlo se debe utilizar equipos con doble frecuencia
- Al efecto multipath o multicamino: Para evitarlo la estación debe ser posicionada en lugares despejados, sin árboles o edificaciones que puedan reflejar las señales de los satélites.
- Interferencia de campo electromagnético: En el método RTK, no permite medición alguna si existe interferencia de campo electromagnético

En el caso del uso del módem de radio, la técnica RTK se restringe a líneas de base cortas (hasta 4 km), debido al alcance limitado del UHF, y también porque la determinación de la posición con esta técnica emplea la solución de la portadora L1, aunque la portadora L2 esté presente para la resolución de las ambigüedades.

El equipo utilizado es el GPS GEODESICO TRIMBLE MODELO R8+ RADIO EXTERNA MODELO TDL 450H.

El receptor Base es Trimble R8 con antena micro centrada y plato reducidor de efecto multipad, Radio TDL 450H para trabajo en tiempo real.

Se adjunta Imagen:



Receptor Base R8 - GPS

El receptor Móvil es Trimble R8 con colectora de datos TSC3 e interfaces a PC, software “TRIMBLE ACCESS”, Radio Receptora para trabajo a tiempo real.

Se adjunta imagen:



Receptor base y Receptor móvil - GPS



Equipo de Campo - Receptor Base

4.2.1.2 Técnica Aérea (DRONE)

El Phantom 4 pro es una aeronave no tripulada (UA). Una aeronave no tripulada consiste en un término genérico y se refiere a una aeronave que se opera sin un piloto a bordo. Dicha aeronave también se conoce comúnmente como una aeronave pilotada remotamente (RPA).

El Phantom 4 prosigue una trayectoria preprogramada donde el despegue, el vuelo y el aterrizaje requieren de una intervención humana o manual mínima. Si es necesario, el equipo que opera la aeronave en tierra puede intervenir para cambiar la trayectoria de vuelo o para aterrizar.

Durante el vuelo, todas las imágenes se adquieren a una altura especificada, a lo largo de líneas paralelas con un solape especificado o entre las exposiciones de imagen. A la vez, la información de posición de las imágenes se registra para el procesamiento adicional con software para el procesamiento de imágenes tal como Trimble Business Center o PIX4D.

La adquisición de imágenes se puede utilizar para:

- La creación de ortofotografías (ensamble de fotografías de alta definición que conforman un todo)
- Modelo de Elevación Digital (DEM, por sus siglas en inglés) o Modelo de Superficie Digital (DSM, por sus siglas en inglés)

- Fotogrametría

Los datos resultantes son útiles para una serie de aplicaciones, entre las que se incluyen:

- Mediciones topográficas, en especial en zonas remotas o de difícil acceso, típicas de las industrias de la minería y dragado
- Control de vegetación
- Registro o cartografía de infraestructuras



Equipo de Campaña - Phantom 4 PRO

4.2.2 Procesamiento de los Datos de Campaña

El procesamiento de los datos obtenidos en campaña se realizó mediante el software TrimbleBusiness Center (TBC), procediéndose a la vinculación altimétrica y planimétrica anteriormente mencionada. Una vez realizada esta tarea y verificada

previamente se extrae el listado de puntos relevados en formato *CSV, para después realizar el modelado tridimensional con el software Autocad Civil 3D.

Con este software Autocad Civil 3D, también se lo utiliza para realizar los planos plani-altimétrico y las distintas presentaciones con las escalas más conveniente para su fácil interpretación.

Por otro lado, Para el procesamiento de los datos obtenidos en campaña de vuelo del Dron PHANTOM se utilizó el software “Pix4D”.

Comprende tres niveles de procesamiento:

A. Procesamiento inicial:

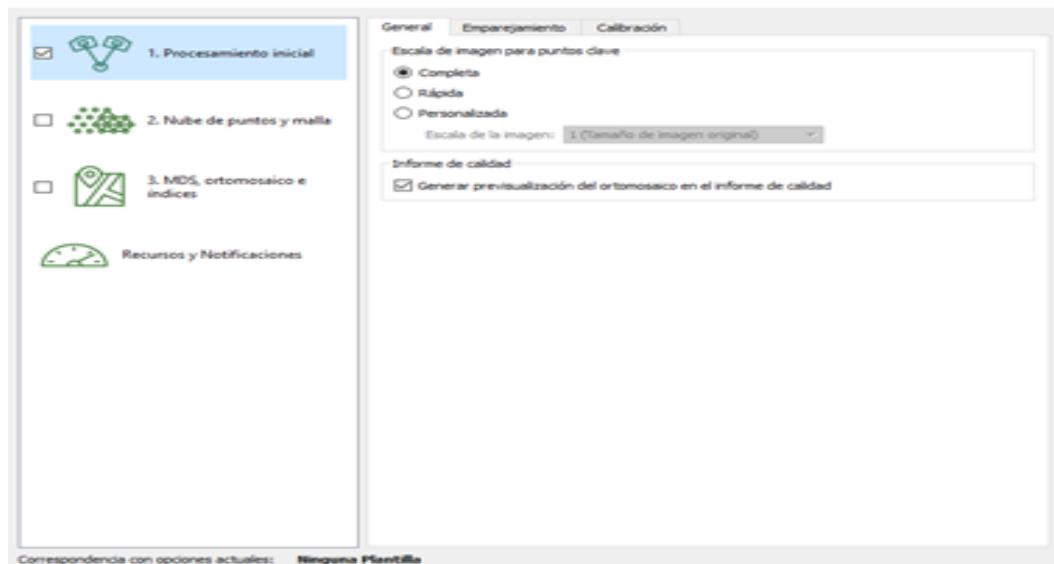
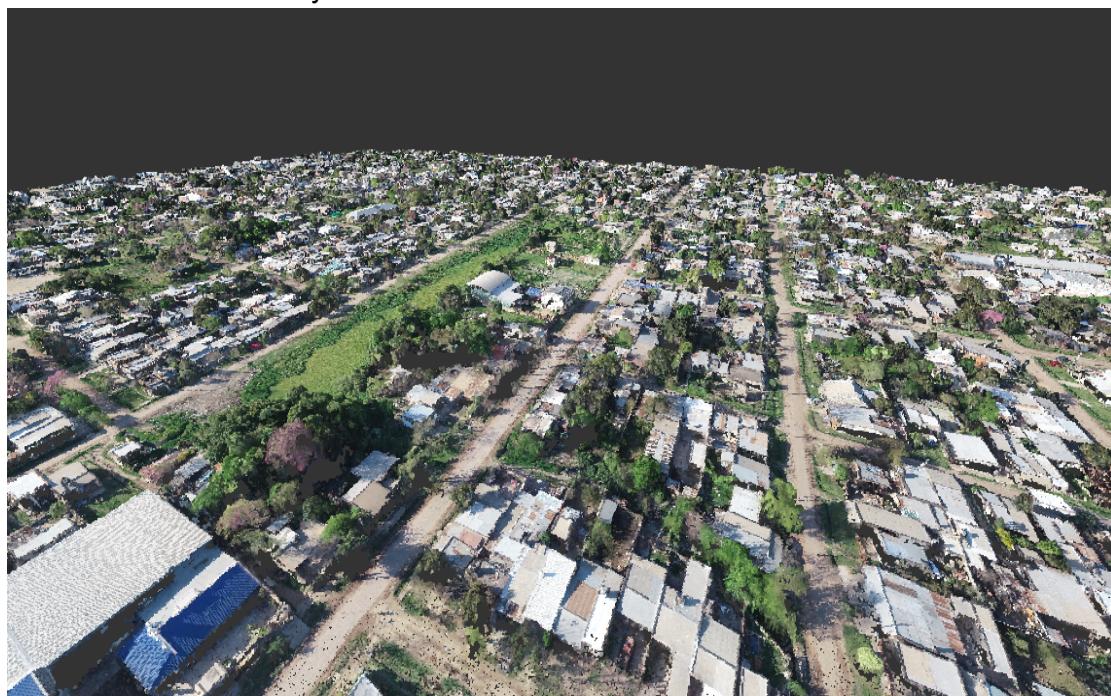


Imagen Software Pix4D



Nube de Puntos - Parte del Barrio Gobernador Luzuriaga

B. Nube de Puntos y Malla



Nube de Puntos PostProcesado - Parte del Barrio Gobernador Luzuriaga

C. MDS, Ortomosaico e Índices:

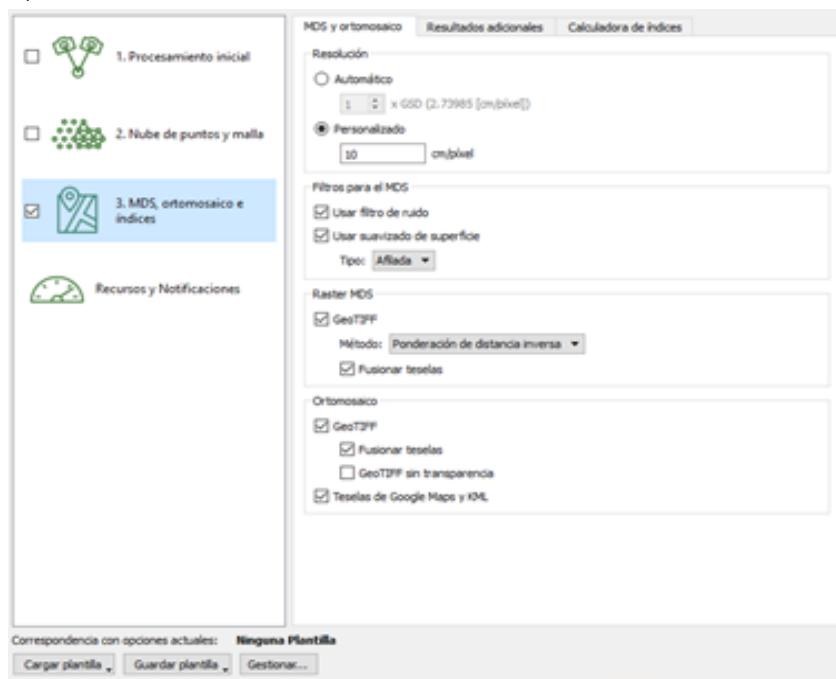
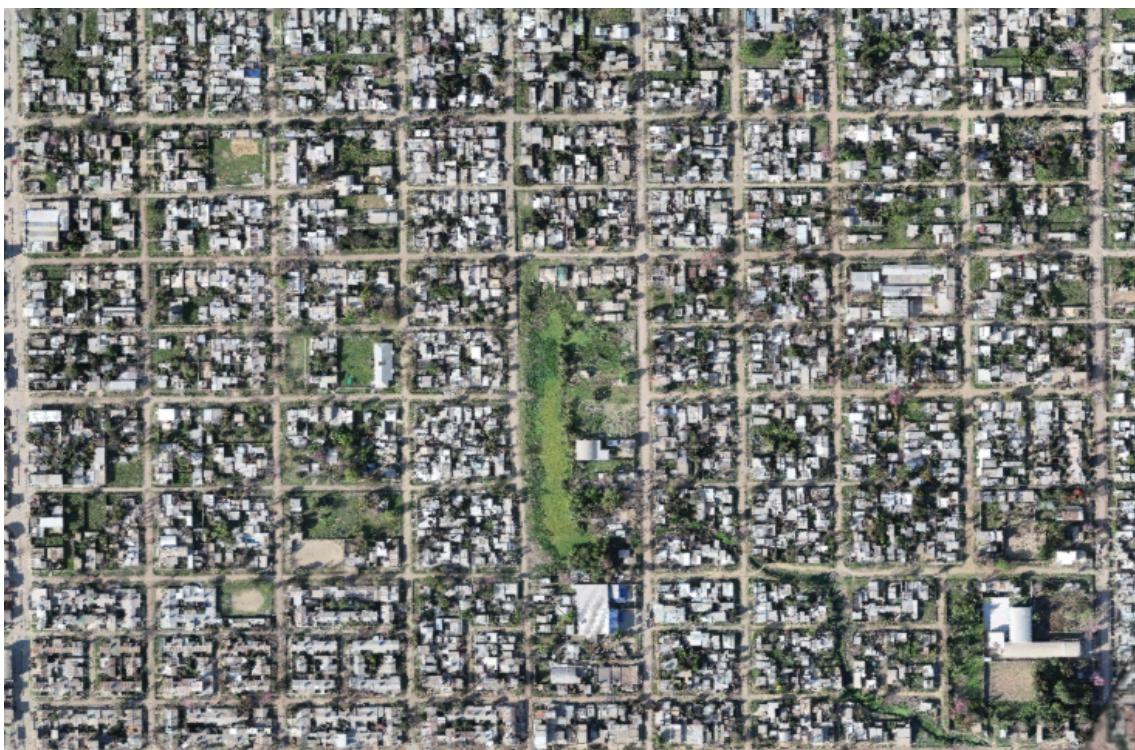
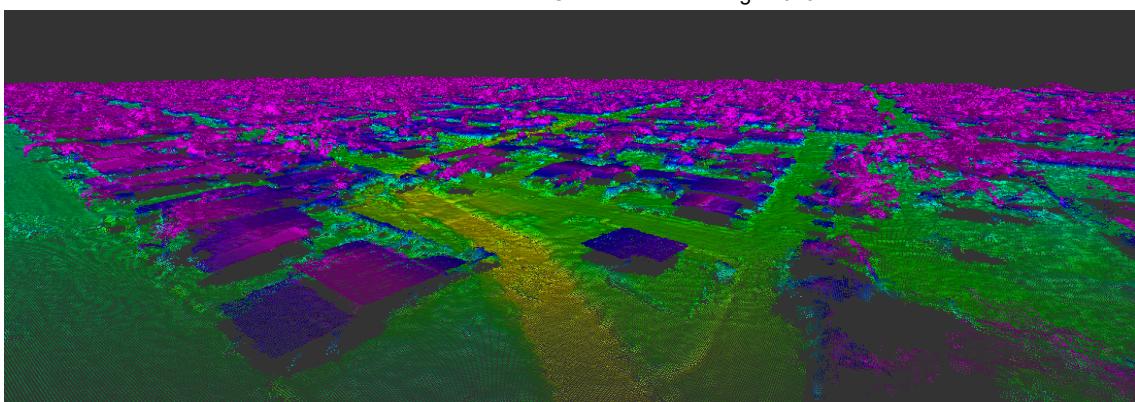


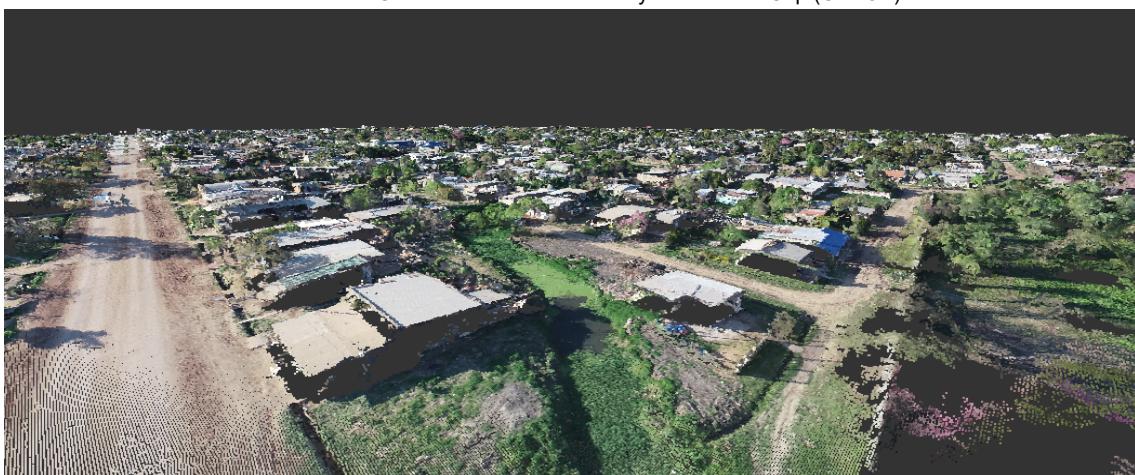
Imagen Software Pix4D



ortofoto "Pix4D" - Barrio Gobernador Luzuriaga 2019



Elevación en Función de Colores - Sector Av Edison y Puente - ReCap (Civil 3D) Autodesk



Elevación - Sector Av Edison y Puente - ReCap (Civil 3D) Autodesk

4.2.3 Filtrado

Una vez que se han procesado todos los datos, como se explicó en los puntos anteriores, se procede a hacer un filtrado. Este filtrado, se realiza para dejar la información necesaria y útil para el uso al cual se requiera, dejando de manifiesto lo necesario para la Proyección de la Red Cloacal.

El software CivilCad 3D, es el que reúne las condiciones necesarias para dejar elaborado un archivo DWG enlazado con la Ortofoto generada con el drone, la cual se encuentra georreferenciada, generando una documentación de alta precisión debido a que permite que se dibuje por encima de tal forma que la escala en la cual se trabaje sea la Real.

En la apartado ANEXO PLANOS, se dejará explicitado en escala 1:2000 las curvas de nivel del Barrio Gobernador Luzuriaga , y en formato digital los diferentes archivos de topografía, nube de puntos para que sean explotados cuando se los requiera proyectar sobre el barrio en cuestión.

4.3 Ubicación de la estación de bombeo

La ubicación de la estación de bombeo, además de ser conveniente para los fines específicos, se lo seleccionó teniendo en cuenta como es la altimetría del barrio, el impacto sobre la trama del diseño y sobre el medio ambiente.

El terreno cuenta con todos los servicios necesarios para llevar a cabo dentro de ella, la ejecución de la Estación de Bombeo.

Según la Municipalidad de Resistencia - Catastro, el terreno donde se emplaza la estación de bombeo es la Parcela 19, Manzana 57, dentro de la Chacra 204



Ubicación de la estación de bombeo dentro del B° Luzuriaga

Cabe mencionar que dentro del barrio, en cercanías del terreno donde se emplazará la estación de bombeo, no existen obras de gran envergadura que puedan condicionar el diseño.

5. ESTUDIOS PRELIMINARES

5.1 Demográficos

Se han extraído los datos del INDEC, en base al estudio del Plan de Ordenamiento Territorial de Resistencia, referidos a los valores de población registrados en los últimos tres censos y se observa que sus respectivos incrementos son:

	Resistencia		Barranqueras		B° Gob. Luzuriaga
Año	Población	tasa	Población	tasa	
1991	229,212	-	42,572	-	
2001	274,490	0.0182	50,738	0.0177	
2010	290,723	0.0064	54,698	0.0084	3042
Promedio		0.0123		0.0130	

El criterio aplicado para evaluar la evolución de la población del sector del barrio involucrado en el anteproyecto, se sustenta en determinar los indicadores demográficos de variación de población arrojados por los últimos Censos Nacionales de Población disponibles.

Según lo explicado, en la recopilación de datos demográficos, se obtuvo una densidad de 60 a 99 habitantes/hectárea. Para determinar el número de habitantes del área en estudio (B° Luzuriaga), se estimó una densidad de población de 65 hab/ha. La superficie para dotar con el servicio de recolección de efluentes cloacales es de 46.8 hectáreas, de esta manera se estimó que la población inicial al año 2010 servir es de **3042 habitantes**.

Dada la naturaleza de los datos de partida para determinar la evolución de la población se toma como referencia que el crecimiento de la Ciudad de Resistencia crecerá al mismo ritmo que el barrio analizado.

5.1.1 Métodos de Cálculo de Proyección

Por otro lado se ha evaluado la Proyección de la Población, para el posterior cálculo de los respectivos Caudales de diseño, por el método de:

- Tasas Medias Anuales Decrecientes
- Proyección por curva logística
- Método de crecimiento geométrico con tasa utilizada por sameep
- Método de proyección demográfica por crecimiento exponencial.

- MÉTODO DE LAS TASAS MEDIAS ANUALES DECRECIENTES

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

Se determinan las tasas medias anuales de variación poblacional de los dos últimos períodos intercensales:

$$iI = (P2/P1)^{1/N1} - 1 = \\ iII = (P3/P2)^{1/N2} - 1 =$$

Siendo:

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

iII = tasa media anual de variación de la población urbana de la localidad durante el último periodo intercensal.

P1 = población urbana de la localidad según el antepenúltimo censo nacional.

P2 = población urbana de la localidad según el penúltimo censo nacional.

P3 = población urbana de la localidad según el último censo nacional.

N1 = cantidad de años entre el penúltimo y antepenúltimo censo nacional.

N2 = cantidad de años entre el último y penúltimo censo nacional.

- MÉTODO DE LA CURVA LOGÍSTICA

Este método de proyección se utiliza cuando se estima que existe un límite máximo de población que se puede llegar a albergar en el lugar y que mayores cantidades de población se albergarán en lugares próximos, esto resulta por demás riesgoso ya que los límites estimados pueden ser errados. Su uso se realiza en este caso con una densidad obtenida a partir de datos brindados por la municipalidad de Resistencia .

$$P = C / [1 + A \cdot (e-a)t]$$

Donde es:

$$e-a = [p_0 \times (p_2 - p_1)] / [p_2 \times (p_1 - p_0)]$$

$$C = [p_0 \cdot p_1 \cdot (1 - e-a)] / [p_0 - p_1 \cdot e-a]$$

$$A = [C/p_0] - 1$$

Se debe verificar la siguiente relación:

$$[p_0 \cdot p_2]^{1/2} < p_1$$

$$t = 10 \text{ años}$$

- MÉTODO CON ARITMÉTICO CON LA TASA APLICADA POR SAMEEP

El método se utiliza para niveles de complejidad bajo, medio y medio alto, para poblaciones con crecimiento porcentual constante y proporcional al tamaño, es decir un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y natalidad.

$$P_f = P_a \times (1 + i \cdot T)$$

Si adoptamos la última Tasa Intercensal, se tiene:

$$P_a = \text{Población del 2010} \quad 3.042 \text{ Hab}$$

i = Tasa Intercensal
T = Número de Años

2,35% (recomendada por la empresa Sameep)

- CRECIMIENTO EXPONENCIAL

Este método se utiliza en casos donde la población pueda tener fuertes crecimientos y su crecimiento no esté condicionado por disponibilidad de espacio físico. Este método a largo plazo puede arrojar valores ilógicos por dar crecimientos muy grandes, se utiliza a corto plazo para analizar si los primeros 10 años de análisis se puede tener un crecimiento mayor a los otros métodos.

$$P_f = P_a \times e^{iT}$$

Si adoptamos la última Tasa Intercensal, se tiene:

P_a = Población del 2.010

i = Tasa Intercensal Promedio de los últimos 2 censos.

T = Número de Años

Se adjunta tabla resumen, que refleja las diferentes proyecciones de la población para la Chacra 204.

CUADRO RESUMEN				
	Población			
Método	al inicio de las obras	puesta en servicio	p10	p20
TASA GEOMÉTRICA DECRECIENTE	3463	3508	3993	4546
CURVA LOGÍSTICA	3270	3277	3319	3336
PROYECCIÓN DEMOGRÁFICA POR CRECIMIENTO EXPONENCIAL	3308	3336	3628	3945
PROYECCIÓN DEMOGRÁFICA POR CRECIMIENTO GEOMÉTRICO CON TASA UTILIZADA POR SAMEEP	3757	3828	4543	5258

En función de los resultados obtenidos para los distintos métodos de proyección analizados, se adopta para el desarrollo del proyecto los valores obtenidos por crecimiento geométrico con tasa utilizada por sameep, debido a que dicho ente utiliza este método con resultados aceptables para una población mayor sobre la media. Con una población proyectada para el año 2021 de 3828 habitantes. Finalmente, a partir de métodos de análisis poblacional se obtuvo una población futura de aproximadamente 5258 habitantes a 20 años de servicio de la obra proyectada.

6. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

Para el cálculo de la red colectora de desagües cloacales del área en estudio, se consideraron los siguientes parámetros de diseño:

- Periodo de diseño
- Población de diseño
- Dotación de consumo de agua potable
- Coeficiente de retorno a la red o de vuelco local
- Coeficiente de caudal máximo diario
- Coeficiente de caudal máximo horario
- Coeficiente de caudal mínimo diario
- Coeficiente de caudal mínimo horario
- Demanda de diseño

A continuación se describen cada uno de ellos:

6.1 Periodo de Diseño

Se puede definir al “Periodo de Diseño” de un proyecto como el tiempo durante el cual las obras e instalaciones previstas deben cumplir satisfactoriamente con el fin para el que fueron construidas. Esto implica que la población a servir por el proyecto deberá contar con un servicio de recolección de efluentes de calidad según las dotaciones adoptadas hasta el final del periodo.

En el presente caso se adoptaron los siguientes valores, en coincidencia con las pautas establecidas por ENOHSA en el capítulo 2.2, páginas 4 y 5.

- Obras Civiles 20 años
- Equipos e instalaciones Electromecánicas 10 años

En lo que respecta a los plazos que tienen que ver con el conjunto de obras a habilitar, se puede estimar un lapso necesario de 1 año para la ejecución del proyecto. Se define como año inicial del periodo de diseño al año 2021 (año en el que se habilitará la obra al servicio público) considerando los plazos que demande la finalización del proyecto, el proceso completo de contratación y el tiempo necesario de la ejecución de la obra y su puesta en funcionamiento.

El periodo de proyección se establece en base al periodo de diseño o vida útil, a partir del momento de habilitación de las instalaciones.

El periodo de proyección será de 20 años, subdividido en dos periodos de 10 años cada uno (2031 y 2041), por lo cual se define el horizonte final del periodo de diseño al año 2041.

6.2 Población de Diseño

Se dejó explicado en los puntos anteriores todo lo que se refiere a la población de diseño

6.3 Dotación de Consumo de Agua l/hab.día

La dotación de consumo es la cantidad de agua promedio consumida en el año "n" por cada habitante servido.

De acuerdo con la capacidad de producción de las Plantas Potabilizadoras que la empresa posee en la localidad de Resistencia. A este caudal debe afectarse del denominado consumo no contabilizado, estimado entre un 20% y 35%.

De acuerdo con este análisis se llegaría a una dotación de 250 lts./hab. Día.

6.4 Caudales de diseño y Coeficientes de caudal

Los Caudales Característicos son:

- QCn: Caudal medio diario anual (para el año "n")
- QAn: Caudal mínimo horario (para el año "n" y para el día de menor consumo)
- QBn: Caudal mínimo diario (para el año "n")
- QDn: Caudal máximo diario (para el año "n")
- QEn: Caudal máximo horario (para el año "n" y para el día de mayor consumo)

Dichos caudales son utilizados para el dimensionamiento de las distintas partes componentes del sistema de desagües cloacales, por ejemplo:

- QA= verificaciones especiales
- QB =verificación en estaciones de bombeo, autolimpieza en colectoras
- QC = para la verificación de las colectoras, plantas con lagunas, entre otros
- QD = para el diseño de plantas de tratamiento, estaciones de bombeo en la verificación de algunas unidades
- QE = para el diseño de la red colectora, estaciones de bombeo diseño y verificación de algunas unidades

Los coeficientes de caudal se definen por:

- $\alpha_1 = (Q_{máx. Diario} / Q_{med. Diario})$ = coeficiente máximo diario
- $\alpha_2 = (Q_{máx. horario} / Q_{máx. diario})$ = coeficiente máximo horario
- $\alpha = \alpha_1 * \alpha_2 = (Q_{máx. Horario} / Q_{med. diario}) * \text{coeficiente máximo total}$
- $\beta_1 = (Q_{min. Diario} / Q_{med. Diario})$ = coeficiente mínimo diario
- $\beta_2 = (Q_{min. horario} / Q_{min. diario})$ = coeficiente mínimo horario
- $\beta = \beta_1 * \beta_2 = (Q_{min. Horario} / Q_{med. diario}) * \text{coeficiente mínimo total}$

Se adopta para el diseño de la red colectora los siguientes valores de coeficientes de caudal, tomados del Cuadro 2.3.2, Capítulo 2.3, página 11 de las guías de ENOHSA, en función de la población a servir:

$\alpha_1 = 1.40$

$\alpha_2 = 1.70$

$\beta_1 = 0.70$

$\beta_2 = 0.50$

caudales a servir				
	lts/día	alfa1	alfa2	alfa
dotación media por habitantes	250	1.4	1.7	2.38
dotación total	1314524.25			
caudal de diseño agua corriente(lts(seg))	36.2102744 8	delta=0, 8		
dotación de retorno a cañería cloacal	1051619.4			
		beta 1	beta 2	beta
		0.7	0.5	0.35

En función de los valores de dotación, coeficiente de retorno a la red y coeficientes de caudales adoptados, se tienen los siguientes valores de demanda media, máxima y mínima de efluentes cloacales para el diseño de todas las unidades que componen el proyecto:

Período	CAUDALES DE DISEÑO					
	Mínimo del día menor consumo	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo del día mayor consumo	Máximo horario del día de caudal mínimo diario
QA [m³/h]	QB [m³/h]	QC [m³/h]	QD [m³/h]	QE [m³/h]	QL [m³/h]	
Inicial (n=0)	11.2	22.3	31.9	44.7	75.9	38.0
10 Años (n=10)	13.3	26.5	37.9	53.0	90.1	-
20 Años (n=20)	15.3	30.7	43.8	61.3	104.3	-

Período	CAUDALES DE DISEÑO					
	Mínimo del día menor consumo	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo del día mayor consumo	Máximo horario del día de caudal mínimo diario
QA [l/s]	QB [l/s]	QC [l/s]	QD [l/s]	QE [l/S]	QL [l/s]	
Inicial (n=0)	3.1	6.2	8.9	12.4	21.1	10.5
10 Años (n=10)	3.7	7.4	10.5	14.7	25.0	-
20 Años (n=20)	4.3	8.5	12.2	17.0	29.0	-

7. ANTEPROYECTO BARRIO GOBERNADOR LUZURIAGA

7.1 CONCEPTOS BÁSICOS

A continuación, se presentan conceptos básicos de carácter teórico, que se aplicaron en el diseño de la red.

Un desagüe cloacal o simplemente cloaca, es un canal o conducto destinado a la evacuación de residuos líquidos de origen doméstico o industrial. Es un sistema completo de conductos destinados a tal fin, denominado red colectora cloacal. El objetivo de las redes colectoras, es evacuar y concentrar los residuos líquidos producto de las distintas actividades humanas, llamadas aguas negras o aguas servidas, a los efectos de realizar su tratamiento y no causar perjuicios, proteger la salud y bienestar de la comunidad.

Los sistemas de red se pueden clasificar según:

- El tipo de agua que transportan: Sistemas unitarios o sistemas separativos.
- Cómo es su funcionamiento: Sistemas a presión o sistemas a gravedad.

Los **sistemas de red unitarios** son sistemas que transportan las aguas residuales y pluviales en forma conjunta. Las plantas de tratamiento en sistemas unitarios son dimensionadas para los caudales punta de tiempo seco más el caudal por precipitación.

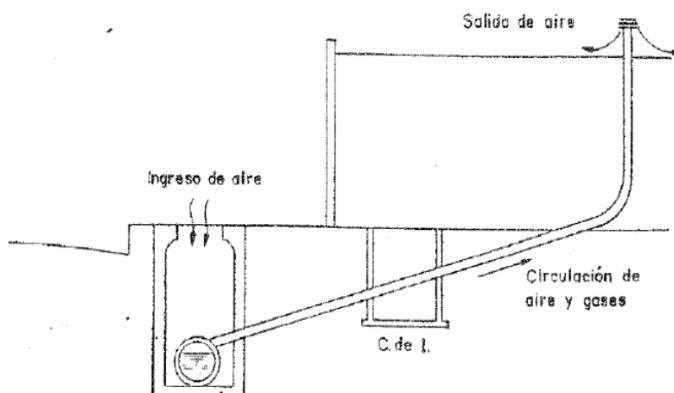
Los **sistemas separativos** tratan sólo cloaca y se considera en el dimensionado una parte de la lluvia, pero la red de drenaje no está vinculada. Tratar el volumen completo de las precipitaciones implica un costo prohibitivo, surge entonces la necesidad de obras de derivación de los caudales pluviales sobre el límite de capacidad de tratamiento. Los sistemas a gravedad son sistemas de red que transportan los líquidos mediante cañerías colectoras a pelo libre, siendo la pendiente de las mismas una importante condición de diseño.

Un elemento a considerar es la posible acumulación de sólidos. Los sistemas de red a presión son sistemas que transportan los líquidos residuales mediante bombeo, contando con un pre tratamiento en origen.

La práctica actual establece la construcción de redes separativas a gravedad, mientras que las aguas pluviales se vuelcan al medio receptor generalmente sin tratamiento alguno. El escurrimiento de las aguas cloacales constituye esencialmente el escurrimiento del “líquido agua” el que transporta, además cierta cantidad de materiales flotantes, suspendidos y disueltos. Es por ello que las leyes de la hidráulica son aplicables y en especial, las relativas al “escurrimiento a superficie libre” o “canales”, puesto que éste es el sistema elegido para la evacuación rápida y eficiente de los líquidos o “aguas negras” producida en los domicilios. Se suma la necesidad de acceso a la red para inspección y eventuales desobstrucciones que se producen en la etapa de operación.

Es de destacar que el sistema “a superficie libre” requiere una parte de la sección del conducto disponible para posibilitar la circulación del aire que permita el

escape de los gases provenientes del líquido. El sistema de ventilación se logra posibilitando la circulación en la parte superior de la conducción, lo que se logra por los circuitos previstos entre "bocas de registro" y asegura el escape a la atmósfera de los gases nocivos y ofensivos producidos tanto en el sistema interno como en el externo, tal como se indica en la figura.



Circulación de aire y gases

Se utilizarán caños de policloruro de vinilo (PVC) aprobados por normas IRAM, que aseguran todas las propiedades necesarias para un correcto y duradero funcionamiento con diámetro mínimo de 160mm para las colectoras, y PVC clase 6 J.E. de diámetro mínimo 200mm para colectoras principales e impulsiones de las estaciones de Bombeo. Los Material de las bocas de acceso y limpieza: Hº con tapas de hierro fundido. Las Estaciones elevadoras: HºAº con equipos de bombeo sumergibles y control de niveles.

7.2 Diseño de red

Contempla la construcción de una red de cañerías para la recolección de los efluentes domiciliarios (excretas) que en la situación actual generan una situación sanitaria comprometida. Sobre la base de las tareas de reconocimiento y estudio llevadas a cabo se diseñó un sistema de cañerías colectoras divididas en diecinueve (19) subcuencas interconectadas, que descargan los efluentes a la estación de bombeo (E.E. N° 31) perteneciente al sistema proyectado en el Plan Director vigente. Luego los efluentes son impulsados a la estación elevadora (E.E. N° 95), ubicada en La Rubita.

7.2.1 Redes Colectoras

Las redes colectoras serán ser proyectadas con el objeto de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación en forma eficaz de los líquidos residuales de la población de diseño y conducirlos rápidamente a su destino final.

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

7.2.2 Trazado de Red

Las colectoras deberán proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas, seguirán en su trazado en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, se deberán implicar la menor profundización posible de las cañerías en el terreno adoptándose en este proyecto por las características del subsuelo (materiales de baja consistencia y estabilidad y elevados niveles freáticos) colectoras domiciliarias por vereda con tapadas máximas de 2.8m y mínimas de 0.9m. Superada la profundidad máxima la conducción de los efluentes se canalizan mediante colectoras principales ubicadas dentro del ancho de calzada, limitando la profundidad a 3.8m.

Se adopta como pendiente mínima para las cañerías colectoras el valor 0.003m/m y 0.0025-0.002m/m para los colectores principales.

El material a utilizar en las cañerías colectoras será PVC cloacal, diámetro mínimo 160mm, clase 4 y para tapadas mayores a 2.5m y diámetros superiores al mínimo indicado el material a utilizar será PVC Clase 6.

7.2.3 Cálculo Hidráulico

El caudal de diseño a utilizar será el “caudal máximo horario a 20 años”.

Las colectoras se calcularán como “canales de sección segmento de círculo” y con una relación $h/D \leq 0.94$ para el caudal de diseño QE20, debiéndose verificar $h/D \leq 0.8$ para el caudal máximo horario a 10 años y que para el caudal máximo horario a 20 años no se supere la velocidad U_{max} dada por la expresión:

$$U_{max} = 6 * (g + R)^{1/2}, \text{ donde}$$

U_{max} : velocidad máxima en m/s arrojando un valor de $U_{max} = 3\text{m/s}$

g : aceleración de la gravedad (9.81m/s^2)

R : radio hidráulico en m/m

Cuando la verificación se realice por el criterio de velocidad mínima se deberá respetar en todos los casos, la condición de $U \geq 0.6\text{m/s}$ para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.

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

Los valores obtenidos para cada sector pueden observarse en el Anexo “Cálculos Hidráulicos Redes Colectoras”.

7.2.4 Tapadas

La premisa fundamental que se adoptó para el diseño fue de no proyectar tapadas superiores a los 3.00m para las colectoras domiciliarias a instalar en sector de veredas y no más de 3,50 m para aquellas colectoras principales proyectadas dentro del ancho de calzada. La tapada mínima sobre vereda es de 0.80 m y sobre calle, tapada de 0.90 m. la porción noroeste del barrio cuenta con una red colectora cloacal y

la porción Sureste no posee instalaciones de recolección de líquidos efluentes cloacales.

7.2.5 Bocas de Registro

El acceso a las conducciones para su eventual desobstrucción, se realizará mediante bocas de registro.

La ubicación se realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- En todo cambio de dirección, pendiente o diámetro de la conducción
- En toda intersección de cañerías colectoras
- A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto
- Al comienzo de las cañerías colectoras

Se construirán de forma cilíndrica, con un diámetro interior mínimo de 1,20 m, con tapas de instalación previstas de hierro. La profundidad de las bocas de registro será la necesaria para realizar los empalmes de cañerías, debiéndose para ello disponer el fondo en forma de canales (cojinetes) de sección y pendiente adecuados a las cañerías con las que deben empalmar.

La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo. En el caso en que una cañería entre a la boca de registro con su invertido a un nivel de 2,00 m o más sobre el invertido de la cañería de salida, se dispondrá un salto previo mediante un ramal, posibilitando el acceso a la cañería afluente desde la boca de registro.

También en el caso donde nazca un ramal, comienza 15 cm. por arriba del intradós de salida respetando la condición para ventilación.

A efectos de acceder a las cañerías para operación de mantenimiento y limpieza se proyectó la construcción de cámaras no distantes más de 120 m una de otra.

Como resultado del diseño de red realizado se obtuvo la siguiente cantidad de bocas de registro: 185 unidades.

7.2.6 Elección de Cañería para Materialización

Cuando se realizó el diseño de red, se adoptó que para calles de ancho mayor a 20 m. la cañería iría a uno y otro lado del eje (por vereda obteniendo conexiones cortas), mientras que si no se cumple esta condición la cañería va por eje de calle obteniendo así las conexiones domiciliarias largas.

7.2.7 Conexiones Domiciliarias

Las conexiones domiciliarias externas (o acometidas) serán de P.V.C. en diámetro 110 mm y se instalarán con una pendiente mínima del 1,5% hacia la colectora. Los empalmes con las colectoras se harán mediante ramales a 45°, el conducto de la conexión empalmará con el ramal mencionado mediante una curva a 45°.

7.3 Estación de Bombeo

7.3.1 Generalidades

Se define como Estación de Bombeo a la unidad destinada a la elevación de líquido cloacal en cualquier parte del sistema (red colectora, planta de tratamiento, etc.) Incluye el conjunto integrado por las bombas, motores, máquinas auxiliares, aparatos de medición, tableros de comando, protecciones, cámaras de bombeo propiamente dicha y obra e instalación complementaria.

Las estaciones de bombeo están integradas por un conjunto de equipos e instalaciones electromecánicas montadas en una obra civil.

Entre los equipos e instalaciones electromecánicas cabe mencionar:

- Bombas
- Motores
- Instalaciones de la fuente de energía
- Instalaciones auxiliares de comandos, control y seguridad.

Las obras civiles consisten fundamentalmente en:

- El edificio, para protección de las instalaciones electromecánicas y/o para el personal de operación y mantenimiento.
- El recinto y/o los conductos de aspiración.
- Las cañerías de impulsión y sus correspondientes elementos y accesorios hidráulicos.

La Estación de bombeo proyectada será de cámara húmeda (las bombas se encontrarán sumergidas en el líquido cloacal).

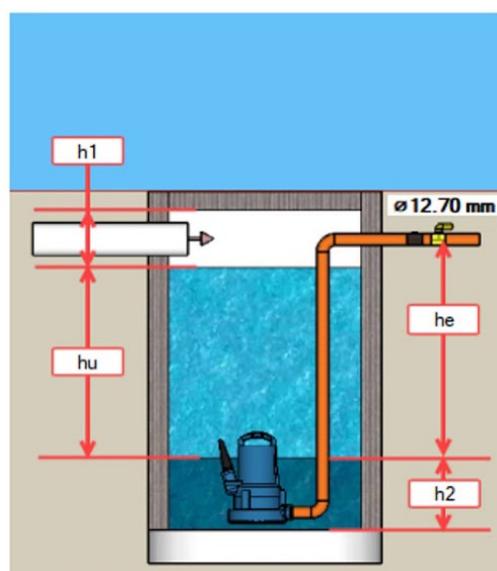


Fig. Esquema de la bomba sumergida - Estación de Bombeo

7.3.2 Estación de Bombeo E.E. N° 31 “MEZA”

Esta tendrá como función receptar los líquidos cloacales que llegan a la misma a través de la red de colectora de la zona , desde la boca de registro N° 115, a una cota de intradós de 48,29 m en la entrada del pozo de bombeo, con un caño de P.V.C. de 200 mm.

Luego, los efluentes de esta estación son bombeados a través de una cañería de impulsión hasta la estación elevadora N° 95, ubicada a unos aproximados 1145m. (de La Rubita), al este, existiendo un desnivel geométrico de 0,28 m. entre la EE31 y la EE95.

El diseño y dimensionamiento de la cámara húmeda responderá a lo establecido por las guías del ENOHSa.

Previamente al ingreso al pozo húmedo, el líquido atravesará un sistema de rejas de limpieza manual, cuya función será retener los cuerpos de mayor tamaño, que puedan provocar obstrucciones en los equipos de bombeo.

La separación entre barrotes de dicho canasto resultará de 2 cm en correspondencia con lo solicitado por la normativa del ENOHSa.

Para su diseño, se determinaron los caudales para las distintas etapas de funcionamiento del sistema, aclarando que para la parte de la obra civil se utiliza el caudal de diseño a veinte años y para la parte electromecánica se toma el caudal de diseño a 10 años.

$$Qb(0) = 25.44 \text{ lt/s.}$$

$$Qb(10) = 30 \text{ lt/s}$$

$$Qb(20) = 34.80 \text{ lt/s}$$

7.3.2.1 Forma y dimensiones de la cámara húmeda

Los parámetros y factores, tanto mecánicos como hidráulicos, que definen las dimensiones de las cámaras húmedas o pozos de bombeo son los siguientes.

- 1) Volumen útil mínimo del pozo de bombeo requerido para no exceder la frecuencia máxima admisible de arranque por hora de los equipos.
- 2) Volumen no utilizable o “volumen de fondo”, necesario para que la aspiración de las bombas tenga una sumergencia adecuada.
- 3) Cantidad y distribución de las bombas dentro de la cámara.
- 4) Tipo de emplazamiento de bombas y motores.
- 5) Condiciones hidráulicas.

Caudales considerados para los cálculos se utilizan los caudales correspondientes al vuelco en la EE31:

Caudal mínimo diario en año 0:	QB0 = 6.20 lt/s
Caudal medio diario en año 20:	QC20 = 12.20 lt/s
Caudal máximo diario en año 20:	QD20 = 17.10 lt/s
Caudal máximo horario en año 20:	QE20 = 29 lt/s

7.3.2.2 Dimensionamiento de la cámara húmeda

Adoptamos como factor de bombeo: $m = 1,20$. Tenemos así el caudal de bombeo para el final del período de diseño:

$$Qb20 = m * QE20 = 1.20 * 29 \text{ lt/s} = 125.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

Adoptamos como frecuencia máxima admisible de arranques por hora; $f_{max} = 4$ arranques/hora

El volumen útil de la cámara húmeda será (fórmula establecida por norma ENOHSA):

$$V1 = 1,15 * Qb20 / (4 * f_{max}) = 1,15 * 125.28 \text{ m}^3/\text{h} / (4 * 4) = 9 \text{ m}^3$$

Se define la sección de la cámara húmeda como circular con un diámetro de 5 m. Así la sección de la cámara húmeda:

$$S1 = \pi * D^2 / 4 = 19,62 \text{ m}^2$$

Resulta entonces la altura útil de la cámara húmeda:

$$h_{util} = V1 / S1 = 0,46 \text{ m.}$$

Con el fin de evitar que las bombas trabajen en vacío, adoptamos una altura de fondo:

$$h1 = 0,40 \text{ m.}$$

Resulta así un volumen de fondo: $V_fondo = S1 * h1 = 7,85 \text{ m}^3$

Definimos un volumen de alarma, donde comienza a sonar la misma, con una altura de 0,10 m por encima de hútil:

$$V_{alarm} = S1 * h_{alarm} = 1,96 \text{ m}^3$$

El volumen útil de esta cámara se dimensionó para atender la demanda producida por el caudal de bombeo a 20 años. Así mismo el diseño elegido se corresponde con un diámetro interior igual a 5,00 m y un diámetro exterior de 5,40 m.

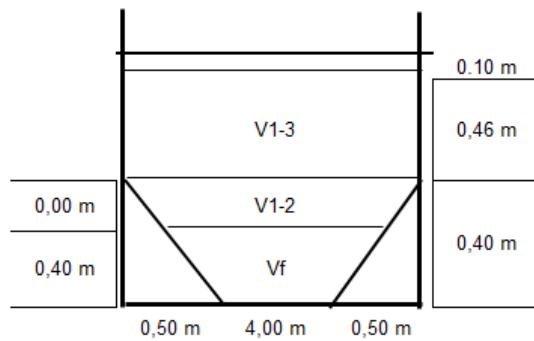


Fig. Croquis pozo de bombeo

7.3.2.3 Verificación de los Tiempos de Permanencia

Se calcula el tiempo máximo de permanencia, resultando en 29,79 min, el cual verifica lo especificado en la normativa (30min). Se verifican además las permanencias del líquido cloacal en la estación elevadora para los demás caudales en distintas circunstancias del sistema.

tsmax	Tiempo Maximo de Permanencia Hidráulica Tiempo que debe ser menor a 30 minutos	$ts_{\max} = \frac{V_1 + V_f + 0,5 * V_1}{Q_{B0} - Q_{l(10)}} + Q_{l(10)}$
tsmax	Tiempo Maximo de Permanencia Hidráulica	29.79 min
TB0	Tiempo de Permanencia para QB0	28.80 min
TD0	Tiempo de Permanencia para QD0	17.62 min
TB10	Tiempo de Permanencia para QB10	25.03 min
TD10	Tiempo de Permanencia para QD10	16.31 min
TB20	Tiempo de Permanencia para QB20	22.57 min
TD20	Tiempo de Permanencia para QD20	15.52 min

7.3.2.4 Sello de Fondo

Complementariamente con lo anterior, se desarrolla el cálculo del espesor de fondo con hormigón H20, atendiendo la peor condición, la cual corresponde cuando el pozo se encuentra vacío ya que el hormigón debería soportar la presión hidrostática hacia arriba ejercida sobre éste.

$$\text{Siendo } \gamma_w * \Omega * H_{pozo} = \gamma H^\circ * \Omega * e$$

obteniendo así un espesor necesario de :

$$e = \gamma_w * H_{pozo} / \gamma H^\circ = 1t/m (3,13m + 0,89m) / (2,4t/m^3) = 84,42 \text{ cm.}$$

Se adopta un espesor de sello de fondo igual a 85 cm.

7.4 Cañería de Impulsión - Pérdidas - Caudales

Como se indicó en el punto anterior y con el fin de evacuar los efluentes cloacales domésticos del B° Gob. Luzuriaga, que arriban a la estación de bombeo, se colocará en su interior un sistema de bombas, una funcionando y otra en reserva, que impulsarán sobre una única tubería hasta la boca de registro hermética a la entrada de la estación EE 95 de La Rubita. Este tramo de impulsión presenta una distancia aproximada de 1160 m., la cual irá a presión.

El diámetro de la cañería de impulsión se determina mediante el cálculo de "diámetro económico", utilizando el Diagrama de Camerer para realizar este estudio, teniendo en cuenta la totalidad de los costos constructivos, operativos y de mantenimiento de la instalación de la cañería en sí, así como también el consumo de energía eléctrica y los costos resultantes de su utilización.

Se adopta dos tipos de materiales en la cañería, diferenciadas en que un tramo se encontrará enterrado y otro a la intemperie:

- En el tramo enterrado una cañería de PVC (Policloruro de Vinilo) por ser un material que entre sus ventajas se destacan que es químicamente inerte y nos permite su colocación sin recubrimiento exterior ni interior, no se incrusta ni corroe, no es atacado por el agua, de muy bajo coeficiente de fricción, durable, no es conductor de la electricidad, y liviano, lo que facilita su manipulación a la hora de la colocación en zanja. En cuanto a sus desventajas, si bien es un producto difícilmente inflamable, se descompone a altas temperaturas generando gases tóxicos y es atacado por los rayos UV.
- En el tramo que queda sumergido en el pozo y la intemperie se decide por la colocación de cañerías de Acero SAE 1020. Estos tramos se encuentran ubicados en la parte inicial del sistema de impulsión, el múltiple y luego hasta su transición con la cañería de PVC.

El aspecto a tener en cuenta para el análisis del sistema de tuberías es el de la velocidad que alcanza el fluido por el interior de las conducciones. Dicha velocidad viene determinada por el caudal y el diámetro de la sección interna de la conducción, y posee un valor máximo que no debe ser sobrepasado. En el presente anteproyecto se consideró ocupar velocidades de conducción limitadas entre 0,90 m/s y 3,00m/s, atendiendo a la normativa del ENOHSa.

Para la impulsión se considera la peor condición, que es la que corresponde al año 20 por lo que se trabajara con $Q_{b20} = 0.0215 \text{ m}^3/\text{s}$.

Diámetro tentativo para Qb20

- Por criterio de velocidad mínima admisible según ENOHSa

Nº	Longitud (m)	Caudal (m ³ /s)	Hg (m)	Velocidad (m/s)	Sección (m ²)	Diámetro (m)
PVC	1100.00	0.0348	5.250	0.90	0.039	0.222
SAE1020	11.15	0.0348	5.250	0.90	0.039	0.222

- Por criterio velocidad máxima admisible según ENOHSa

Nº	Longitud (m)	Caudal (m ³ /s)	Hg (m)	Velocidad (m/s)	Sección (m ²)	Diámetro (m)
PVC	1100.00	0.0348	5.250	3.00	0.012	0.122
SAE1020	11.15	0.0348	5.25	3.00	0.012	0.122

La elección de los diámetros candidatos para compararlos y elegir el más económico se hizo estableciendo el límite inferior de velocidad para evitar sedimentación dentro de la conducción. Los diámetros que se estudiaron resultan 110mm, 160mm, 200mm y 250mm y sus equivalentes en Acero SAE 1020 DN 4", DN 6", DN 8" y DN 10".

A continuación se presenta el detalle del cálculo de las pérdidas de carga que intervienen en el sistema de bombeo y que permitirá posteriormente determinar las características de las bombas. Para la determinación de la potencia de las bombas a colocar, se determinó la altura manométrica a que se deberá impulsar el líquido. Esta altura se encuentra compuesta básicamente de dos valores, el primero corresponde a la altura o desnivel geométrico entre la base de la cámara de bombeo y el pelo de agua en el punto más alto del conducto a impulsión, mientras el segundo valor se encuentra asociado a las pérdidas de carga dentro de la tubería de impulsión y a los accesorios instalados en la misma (codos, llaves esclusas, válvulas de retención, etc.). En este caso particular, el valor del desnivel geométrico desde el fondo de la cámara de bombeo y el punto más alto de la conducción de impulsión resulta de (43.77 – 49.72 = 5.95m.).

De acuerdo a la bibliografía se adoptó para el caso del acero galvanizado (tramo de impulsión de bombas) un coeficiente C=150 y para el caso del conducto de impulsión general de 160 mm de PVC se adoptó un coeficiente de C= 145. Para la determinación de las pérdidas por accesorios tanto en la estación de bombeo como en el tramo a impulsión se utilizó la siguiente expresión:

$$J = k * \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

J = Pérdida de carga puntual (m)

k= Coeficiente del accesorio

V = Velocidad del fluido (m/s)

Dentro de las pérdidas de cargas mencionadas anteriormente, se pueden enumerar las siguientes:

Perdidas localizadas

k localizados en PCV	k	ki	Cantidad	ki parcial
Codo 90° de gran radio ($r/d = \pm 1,5$)	0.27	0.27	5	1.35
Curva 45°	0,08 - 0,15	0.12	2	0.24
reducción posterior a transición SAE1020	0.15	0.15	0	0
Total de k localizados				1.59

k localizados en SAE 1020	k	ki	Cantidad	ki parcial
Válvula de compuerta, abierta	0,2 - 0,3	0.26	1	0.26
Válvula de retención tipo bola	0.9	0.9	1	0.9
Codo 90° de gran radio ($r/d = \pm 1,5$)	0.27	0.27	2	0.54
Curva 45°	0,1 - 0,35	0.15	3	0.45
Entrada a cañería de impulsión	0,5 - 0,6	0.54	1	0.54
Ensanche previo cañería de impulsión	0.35	0.35	0	0
Reducción previo transición a PVC	0.12	0.12	1	0.12
Total de k localizados				2.81

El cálculo de las pérdidas continuas J_c se plantea con la expresión de Darcy – Weisbach:

$$J_c = f * \frac{V^2}{2 * g * D_i} * L$$

donde el coeficiente de fricción viene dado por la ecuación:

$$f = \frac{0,25}{\left(\log \left(\frac{k}{3,7} * D + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right)^2}$$

Siendo el número de Reynolds:

$$Re = \frac{D_i * v}{\Omega}$$

Se obtuvo así para los distintos diámetros comerciales estudiados:

PLANILLA DE CÁLCULO PARA QE20

PVC C-6	SAE 1020						
Diámetro comercial (mm)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad PVC (m/seg)	Velocidad SAE (m/seg)	Re PVC	f PVC	Re SAE	f SAE
110	141.3	4.13	2.70	424717	0.0147	343219	0.0175
160	168.3	1.95	1.87	292170	0.0152	285571	0.0173
200	219.1	1.25	1.08	233798	0.0156	217030	0.0173
250	273	0.80	0.68	186919	0.0161	172918	0.0174

Y así una vez obtenidas las pérdidas continuas, la altura manométrica será entonces: $Ht = Hg + Jc$

J Loc PVC (m)	J Loc SAE (m)	JC PVC (m) Darcy-Weisbach	JC SAE (m) Darcy-Weisbach	JC PVC (m) Hazen y Williams	JT (m)	H Total (m)
1.38	1.04	141.24	0.76	150.15	144.42	150.37
0.31	0.50	22.43	0.30	24.29	23.54	29.49
0.13	0.17	7.56	0.08	8.21	7.93	13.88
0.05	0.07	2.55	0.02	2.76	2.70	8.65

Los costos de bombeo serán considerados para un precio de 3,45 \$/kW-h para la energía eléctrica y un rendimiento total ηt : $\eta t = \eta h * \eta m = 0,70 * 0,92 = 0,64$. siendo 0,70 el coeficiente de rendimiento de acuerdo al fabricante.

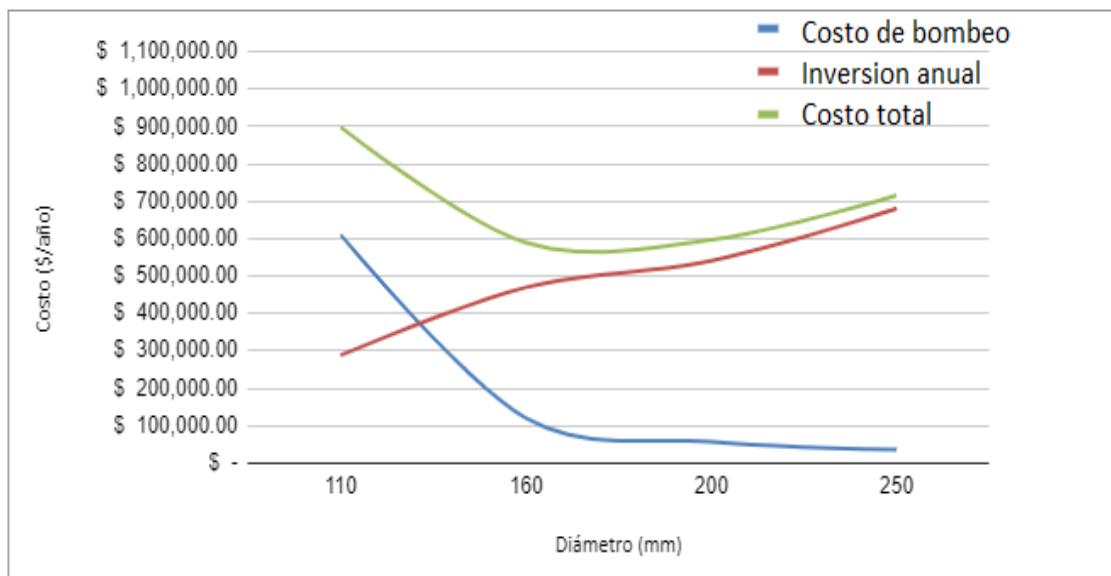
El costo de bombeo es el producto de la potencia por el tiempo de funcionamiento anual por el costo de la energía. Para el funcionamiento de cada sistema en función de los volúmenes de la estación elevadora los tiempos de funcionamiento serán para cada año de estudio:

El tiempo de funcionamiento de la bomba para un dia es: 5.30hs/dia (Qb10). Quedando el costo de bombeo como:

PVC C-6				
Diámetro comercial (mm)	H Total (m)	Potencia (kW)	Energía (kW-h/año)	Costo de bombeo (\$/año)
110	150.37	79.71	177413.48	\$ 612,076.51
160	29.49	15.63	34791.31	\$ 120,030.01
200	13.88	7.36	16379.23	\$ 56,508.33
250	8.65	4.58	10201.10	\$ 35,193.81

Para analizar el costo de la cañería en si, se analiza por un lado el material, obteniendo un precio por peso por metro lineal y luego la excavación, cama de arena y tapada a partir de una profundidad de excavación promedio de 1.35m.

Costo del caño PVC C-6 (US\$/m)	Costo de excavacion y tapada (US\$/m)	Costo del caño instalado (US\$)	Inversión anual (US\$/año)	Inversión anual (\$/año)	TOTAL (\$/año)
\$ 3.84	\$ 15.50	\$ 22,144.30	\$ 4,428.86	\$ 287,875.90	\$ 899,952.41
\$ 7.72	\$ 23.83	\$ 36,124.75	\$ 7,224.95	\$ 469,621.75	\$ 589,651.76
\$ 12.08	\$ 24.25	\$ 41,597.85	\$ 8,319.57	\$ 540,772.05	\$ 597,280.38
\$ 16.78	\$ 28.95	\$ 52,360.85	\$ 10,472.17	\$ 680,691.05	\$ 715,884.86



El diámetro obtenido según el análisis económico es factible también desde el punto de vista técnico, ya que las pérdidas que se generaría no implicaría que se supere la presión nominal de la cañería, por esto se determina como diámetro de la impulsión el de 160mm. Además, las normas ENOHSA exigen que la velocidad del fluido en la conducción adoptada no sea menor a 0.90 m/s., lo que también se logra con el diámetro adoptado.

7.5 Sistemas de Impulsión

El sistema de impulsión está compuesto por 3 subsistemas acoplados en serie en el momento de funcionar con el equipo de bombeo en régimen permanente:

1. Columna de impulsión Principal: va desde el artefacto de acoplamiento de la bomba principal hasta el múltiple de impulsión y contiene éste las válvulas y elementos de control. Lo mismo para la bomba de reserva.

2. Abarca múltiple de impulsión Acero ø110mm y el tramo inicial Acero ø110mm de la impulsión hasta su transición a PVC Clase 6 ø160mm.

3. Derivacion PVC Clase 6 ø160mm desde múltiple hasta ingreso camara de ruptura de Estación Elevadora Nº 95. En su punto bajo se debió colocar una cámara de desagüe para posibles intervenciones en la cañería y poder desagotarla rápidamente

Sistema N° 1

Descripción Tubería ACERO SAE ø6" (externo)

De	Diametro Exterior	0.110 m
e	Espesor	0.0066 m
Di	Diametro Interior	0.097 m
L	Longitud	9.00 m
S	Seccion Interna	0.0074 m ²
k	Rugosidad Absoluta	Acero 5.00E-05m
Di/k	Rugosidad Relativa	1938
E	Modulo Elastico del Material	2100000kg/cm ²
Qbn	Caudal Diseño	108.000 m ³ /h 0.030m ³ /s
T	Temperatura	15 °C
n	Viscocidad Cinematica	1.100E-06 m ² /s
e	Modulo Elastico del Agua	20000 kg/cm ²
c	Celeridad	1312 m/s

Sistema N° 2

Descripción Tuberia ACERO SAE 1020 ø4" (externo)

De	Diametro Exterior	0.110 m
e	Espesor	0.0066 m
Di	Diametro Interior	0.097 m
L	Longitud	6.00 m
S	Seccion Interna	0.0074 m ²
k	Rugosidad Absoluta	Acero 5.00E-05m
Di/k	Rugosidad Relativa	938
E	Modulo Elastico del Material	2100000kg/cm ²
Qn	Caudal Diseño	108 m ³ /h 0.030 m ³ /s
T	Temperatura	15 °C
n	Viscocidad Cinematica	1.100E-06 m ² /s
e	Modulo Elastico del Agua	20000 kg/cm ²
c	Celeridad	1312 m/s

Sistema N° 3

Descripción Tuberia PVC Clase 6 ø160mm

De	Diametro Exterior	0.160 m
----	-------------------	---------

e	Espesor	0.0047 m
Di	Diametro Interior	0.151 m
L	Longitud	1145.00 m
S	Seccion Interna	0.0178 m ²
k	Rugosidad Absoluta	PVC 1.00E-06m
Di/k	Rugosidad Relativa	150600
E	Modulo Elastico del Material	28000 kg/cm ²
Qn	Caudal Diseño	108 m ³ /h 0.030m ³ /s
T	Temperatura	15 °C
n	Viscocidad Cinematica	1.100E-06 m ² /s
e	Modulo Elastico del Agua	20000 kg/cm ²
c	Celeridad	287 m/s

La configuración del sistema principal está dado por la suma de estos tres subsistemas conectados en serie, al igual que cuando esté funcionando la bomba en reserva.

El funcionamiento de estos sistemas estará también en función de la diferencia de nivel del efluente cloacal dentro de la estación elevadora, estos son:

- El sistema impulsión principal en situación de arranque de la bomba.
- El sistema impulsión principal en situación de parada de la bomba.

Lo mismo ocurre para el sistema en reserva.

1. Sistema impulsión principal con bomba en parada: la ecuación característica del sistema será $H = A * Q^2 + B * Q + C$

Se trabajó en excel y se obtuvo: $H = 0.00187Q^2 + 0.1357Q + 8.0898$

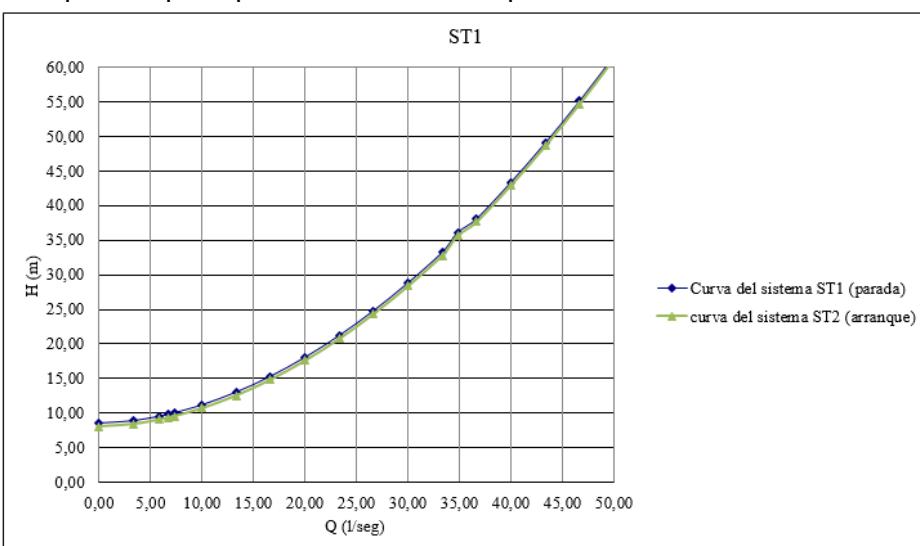
Se adjuntan los valores obtenidos.

Q l/seg	Q m ³ /seg	H TOT - ST1 m
0,00	0,0000	8,55
3,33	0,0033	8,91
5,83	0,0058	9,53
6,67	0,0067	9,80
7,33	0,0073	10,04
10,00	0,0100	11,18
13,33	0,0133	13,02
16,67	0,0167	15,31
20,00	0,0200	18,04
23,33	0,0233	21,20
26,67	0,0267	24,79
30,00	0,0300	28,80
33,33	0,0333	33,24
34,80	0,0348	36,05
36,67	0,0367	38,08
40,00	0,0400	43,35
43,33	0,0433	49,02
46,67	0,0467	55,11
50,00	0,0500	61,60
53,33	0,0533	68,51
56,67	0,0567	75,81
60,00	0,0600	83,53
63,33	0,0633	91,65
66,67	0,0667	100,17
70,00	0,0700	109,09
73,33	0,0733	118,42

Lo mismo se realizó para el sistema en arranque y se obtuvo la ecuación:
 $H = 0,0187 Q^2 + 0,1357 Q + 7,6298$ y se adjunta la siguiente tabla con sus respectivos valores:

Q l/seg	Q m ³ /seg	H TOT - ST2 m
0,00	0,0000	8,09
3,33	0,0033	8,45
5,83	0,0058	9,07
6,67	0,0067	9,34
7,33	0,0073	9,58
10,00	0,0100	10,72
13,33	0,0133	12,56
16,67	0,0167	14,85
20,00	0,0200	17,58
23,33	0,0233	20,74
26,67	0,0267	24,33
30,00	0,0300	28,34
33,33	0,0333	32,78
34,80	0,0348	35,59
36,67	0,0367	37,62
40,00	0,0400	42,89
43,33	0,0433	48,56
46,67	0,0467	54,65
50,00	0,0500	61,14
53,33	0,0533	68,05
56,67	0,0567	75,35
60,00	0,0600	83,07
63,33	0,0633	91,19
66,67	0,0667	99,71
70,00	0,0700	108,63
73,33	0,0733	117,96

De estas opciones de funcionamiento, la envolvente del sistema se demarca por dos extremos, el que demanda la mínima energía es el sistema impulsión de reserva con la bomba en arranque y el que genera el máximo consumo de energía es el sistema impulsión principal con la bomba en parada.



Siguiendo la reglamentación de las normas ENOHSa se prevé la colocación de válvulas de aire, las cuales cumplen la función de:

- Liberar el aire a alta velocidad durante el llenado inicial de la tubería.
- Permitir el re-ingreso de grandes cantidades de aire durante las operaciones de vaciado de la tubería, manteniendo así las presiones atmosféricas, evitando el colapso y los daños por cavitación.
- Liberar los gases atrapados en la tubería mientras la conducción está funcionando a las presiones normales de operación.

Se las coloca sobre la cañería en los puntos altos de la misma, para el caso se tiene:

- 1) A la salida del múltiple

Las dimensiones del orificio de descarga de las conducciones de impulsión están normalizadas y se adoptarán las siguientes secciones, por cada kilómetro o fracción mayor a 300 m. de longitud de conducto comprendida entre dos puntos extremos a desaguar:

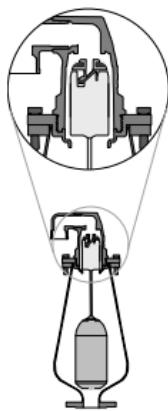
Diámetro de impulsión	Sección del desagüe
$D \leq 150\text{mm}$	$0,0028 \text{ m}^2$
$150\text{mm} < D \leq 300\text{mm}$	$0,0044 \text{ m}^2$
$D > 300\text{mm}$	$0,0078 \text{ m}^2 / 0,0123 \text{ m}^2$

Como la cañería de impulsión tiene un diámetro comprendido entre 150 mm. $< D \leq 300$ mm. la sección a utilizar será de $0,0044 \text{ m}^2$. Que nos representa una salida de aire con diámetro 74,85mm. Adoptamos:

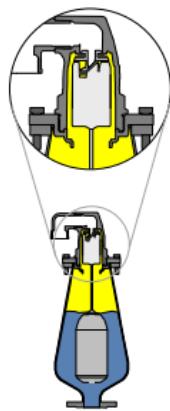
$$D = 80\text{mm}$$

Válvula de aire seleccionada: Dorot Mod. DAV-WP DN 80 mm PN16.

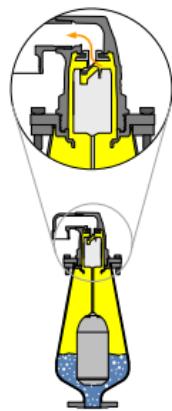
Principios de operación



Función cinética (aire / vacío)
Tubería vacía (llena de aire)



Válvula cerrada
La tubería está llena de agua



Purga automática
El aire disuelto es acumulado en la válvula, liberándose cuando el flotante desciende

7.6 Selección de Bomba

Para definir el equipo de bombeo se utilizó el selector Xylect®, herramienta web que simplifica y agiliza el proceso de selección de productos Xylem. Incluye una función de búsqueda de bombas, navegación de productos y selección de documentos según requisitos específicos como ser el caudal de diseño, la altura de impulsión total y el tipo de estación de bombeo.

El equipo se seleccionó con un par H-Q, donde Q es el caudal de bombeo para la etapa considerada (Q_{b10}), y H la altura manométrica generada para tal caudal obteniéndose como resultado un equipo de marca FLYGT modelo NP 3171 HT 3 ~452- 50Hz.



Imagen de la Bomba Seleccionada NP 3171 HT3

Cuyas características son:

Frecuencia: 50 Hz – 1465 rpm

Polos: 4

Fases: 3 ~

Diámetro de rodete: 320mm

Tensión nominal: 230V

Corriente nominal: 73 A

Corriente de arranque: 157 A

Velocidad nominal: 1460 rpm

Motor: 22 kW 25-19-4AA-W

Diseño de motor: 3 PH STD W

Limitantes para su uso son:

Temperatura del líquido Máximo 40 °C
 Profundidad de inmersión Máximo 20 m
 pH del líquido bombeado 5,5–14
 Densidad del líquido Máximo 1100 kg/m³.

En cuanto a la diferencia entre caudales para los años 10 y 20 de proyecto, se presenta muy poca variación, por lo cual se adoptan para las dos etapas de proyecto el mismo conjunto electromecánico, en el que se incluyen la bomba y su respectivo tablero eléctrico con sus correspondientes protecciones.

Se muestra un esquema dimensional del equipamiento electromecánico seleccionado.

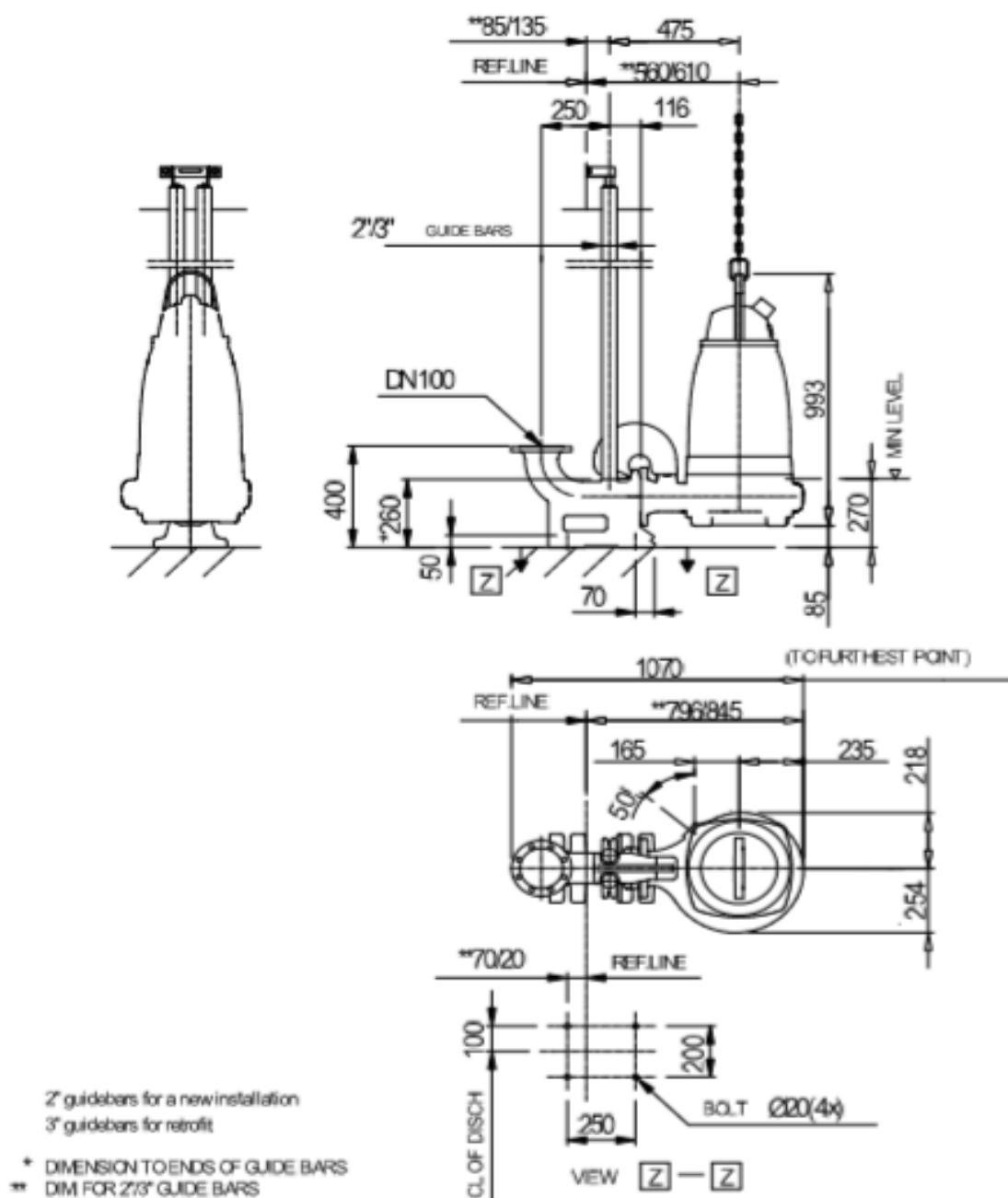


Fig. Esquema dimensional sin escala de bomba NP 3171 HT3

La curva del sistema de la bomba elegida se presenta a continuación:

N 3171 HT trifásica 4 polos 50 Hz Métrico

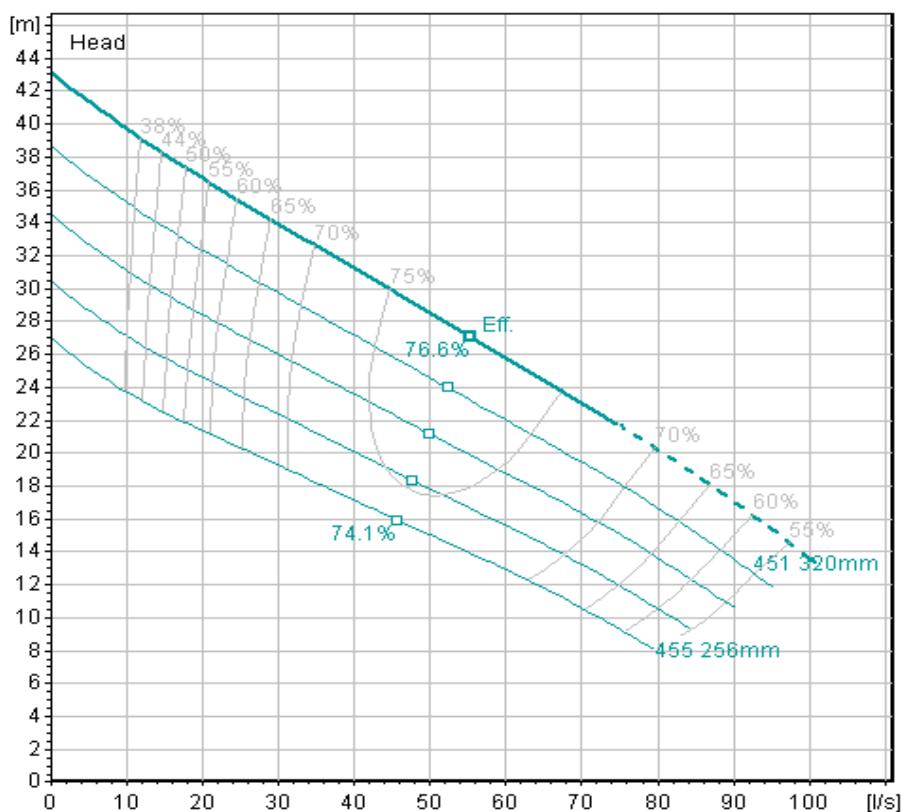


Fig. Curva de rendimiento provista por el fabricante.

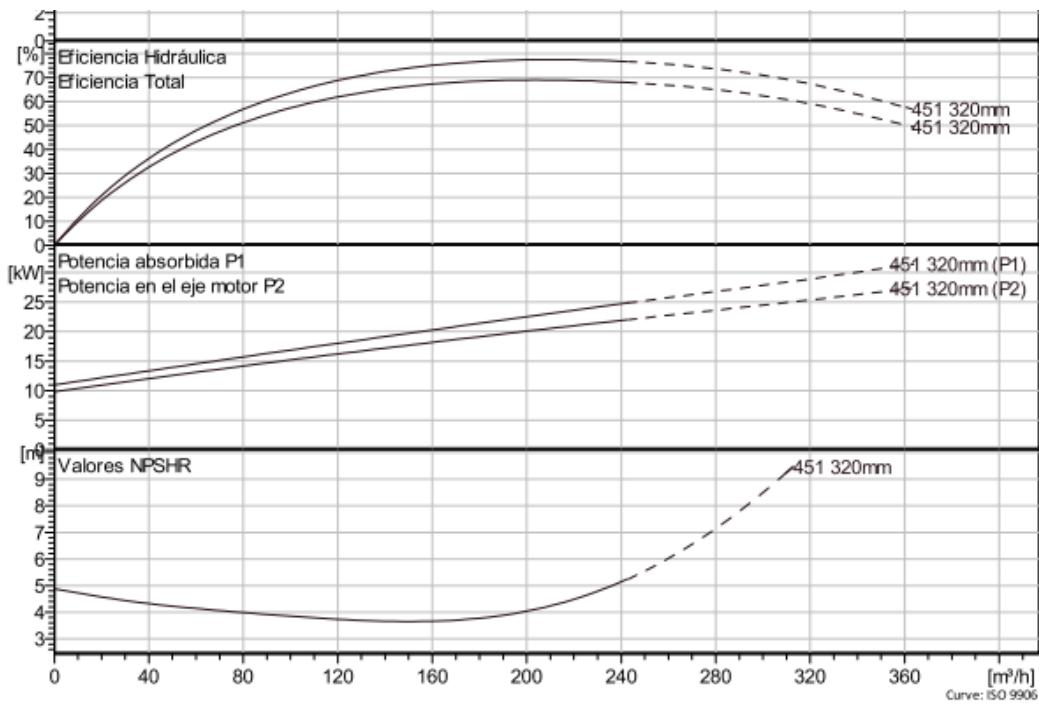
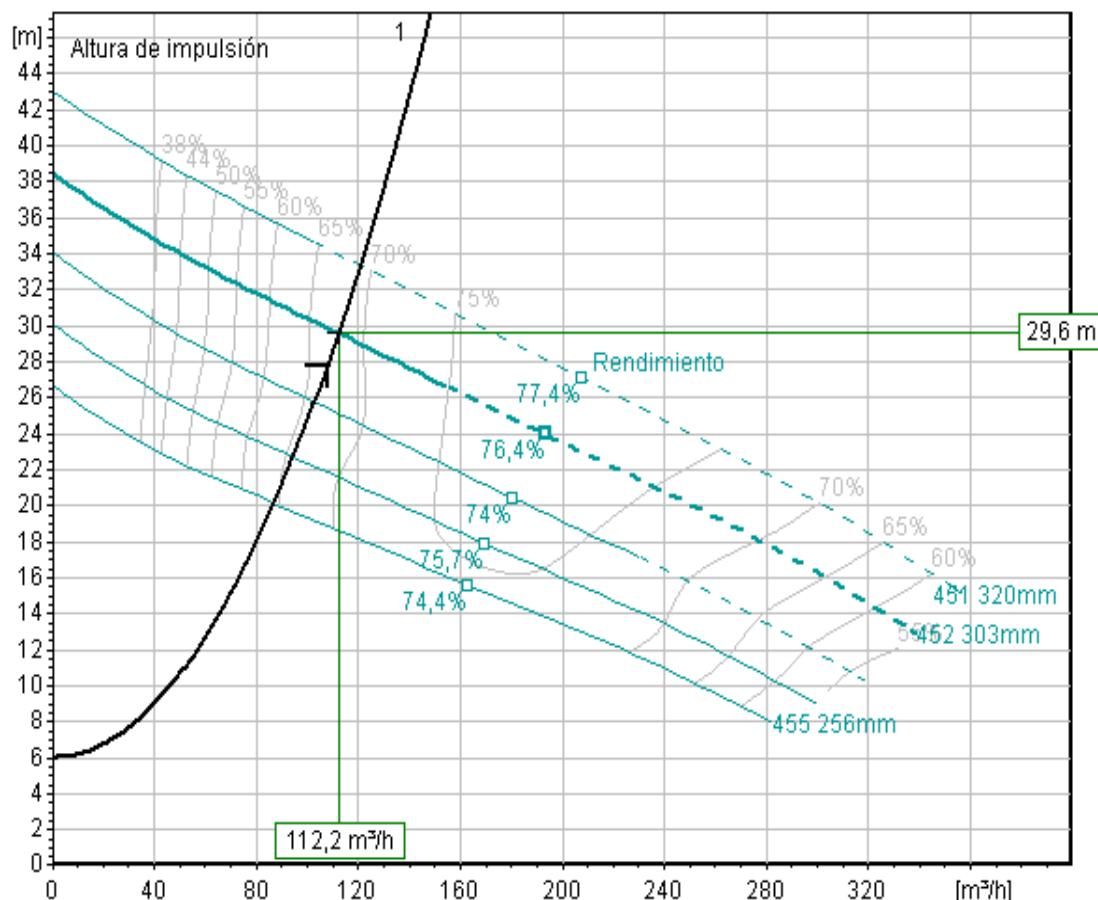


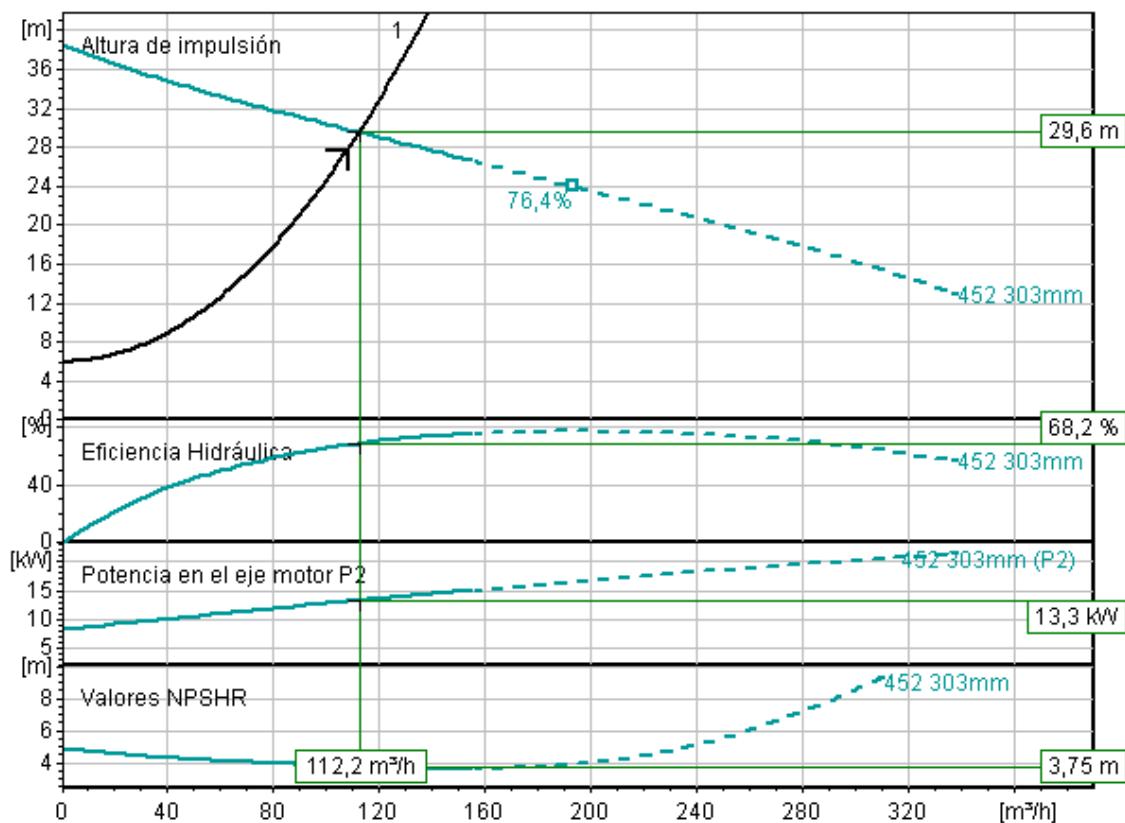
Fig. Curvas características de la bomba

Para la determinación del punto de funcionamiento real del sistema se procedió a realizar la intersección de la curva de las pérdidas de carga con la curva de funcionamiento de la bombas.



Una vez que se intersectan las dos curvas se estuvo en condiciones de determinar el punto real de funcionamiento del sistema y comparar si el caudal de funcionamiento del sistema resulta igual o ligeramente superior al caudal de diseño de la estación de bombeo.

Se obtuvo un punto de funcionamiento de valor igual a 112,2 m³/h para el caudal, que resulta superior a los 108 m³/h con el que se diseñó el sistema electromecánico de bombeo (Q_b10) y una altura manométrica de 29,6 m. Se puede indicar que el sistema encuentra el equilibrio, quedando de esta manera verificado el sistema de impulsión y selección de la electrobomba a colocar en el interior de pozo de bombeo.



El tirante mínimo en el interior de la cámara deberá ser como mínimo el establecido en el numeral 1.6 de la norma del ENOHSA para el diseño de las estaciones de bombeo. Considerando una velocidad de impulsión comprendida aproximadamente en 1,00 m/s, resulta un tirante de 0,60m, tal como se observa en la siguiente tabla.

Velocidad en la cañería de aspiración (m/s)	Sumergencia (m)
0,90	0,50
1,00	0,60
1,50	1,00
1,80	1,40
2,10	1,70
2,40	2,15
2,70	2,60

Fig. Sumergencias mínimas para sistemas de bombeo

Como complemento se consultó sobre este tema en particular a los proveedores de las bombas (Xylem), que indican: en relación a la sumergencia, esta bomba tiene que estar sumergida en su totalidad ya que la refrigeración del motor se da por conductividad con el líquido. En la instalación, del codo estacionario debemos tomar, la altura de la bomba más la separación del equipo al piso. La misma es igual a 40 cm. adoptándose por tal motivo un valor de 50 centímetros de profundidad mínima para el diseño de la cámara.

8. CÓMPUTO, PRESUPUESTO, PLAN DE TRABAJO Y CURVA DE INVERSIONES

Para cualquier obra que se esté proyectando, es necesario conocer el precio, el costo y cuánto tiempo se tardará, ya que forman parte de la esencia de un proyecto.

Primeramente se procede a identificar los rubros de la obra ,para así poder conglomerar trabajos con igual naturaleza, y luego se subdivide ese rubro en tantos ítems como se pueda, para poder tratar de manera más independiente y concreta cada actividad.

Como segunda etapa se procede realizar el “Cómputo Métrico “ el cual consiste en medir cantidades de elementos a realizar (unidades de elementos, metros lineales,superficies y volúmenes) según corresponda dadas las características del ítem analizado, en general los distintos ítems se miden en unidades específicas las cuales se pueden luego multiplicar por un costo unitario.

El costo unitario del ítem se obtiene a partir de analizar las cantidades y precios que se necesitan para realizar una unidad de ese ítem. Esta actividad conlleva un análisis no menor , ya que se deben buscar precios de referencia de diversos materiales y maquinarias, conocer rendimientos de referencia tanto de los operarios como de las maquinarias y materiales para las distintas actividades, para luego elaborar un costo unitario para un ítem en específico de características predefinidas.

Conocidos los “precios unitarios” y las cantidades a ejecutar se puede obtener un costo provisorio del ítem por simple multiplicación . Por suma de precios para los distintos ítems de un rubro se puede obtener el costo-costo de un rubro , y repitiendo esta suma se puede obtener el costo-costo de la obra, sumando costos de distintos rubros.

El monto obtenido se denomina “costo - costo” de la obra, al que se agregaran los gastos a cubrir por la empresa que realizó la obra así como los beneficios que busca percibir la misma.

Luego al monto obtenido se agregaran los cargos impositivos a cargar al precio final. Se pueden hacer diversos artilugios matemáticos, tales como obtener un “costo final del ítem” o “rubro”, el cual si considera los beneficios y gastos generales percibidos por la empresa así como las tasas impositivas.

Finalmente se establece el precio de la obra y se realiza un plan de trabajos, en general se busca realizar la mayor cantidad de actividades en el menor tiempo posible, siendo necesario conocer el proceso constructivo a detalle para poder decidir qué actividades deben realizarse primero , cuando se puede iniciar la siguiente actividad parcial o total y cuantos materiales, trabajadores maquinaria y dinero se requerirá para cada intervalo de tiempo (semana, quincena ,mes etc...).

El sistema de contratación suele ser por ajuste alzado pero a fines didácticos se analizará como unidad de medida. En este sistema el precio se fija por la medida o por unidades técnicas. El precio final de la obra es indeterminado.

8.1 Computo

Para realizar el cómputo métrico se utilizó principalmente la herramienta “civilcad” y los correspondientes planos de detalle de la obra .Cabe aclarar que la mayor parte de la inversión de la obra conlleva la excavación para la red, colocación de cañería y elaboración de bocas de registro , con lo cual la topografía dispuesta en forma de nube de puntos, puede analizarse con gran precisión gracias a la herramienta antes mencionada. Los demás rubros, se analizaron a través de computo simple por medio de planos y detalles constructivos.

Cabe aclarar que este costo final de obra es un estimativo, el costo real surgirá luego de la realización de la obra, y puede diferir del aquí propuesto por diversas razones tales como:

- Rendimientos: los rendimientos aquí utilizados fueron medidos de trabajos reales en campo, aun así resultan conservadoramente mayores que los registrados.
- Variaciones de precio: se pueden dar variaciones considerables de los precios de diversos bienes en cortos períodos de tiempo.
- Imprevistos inevitables

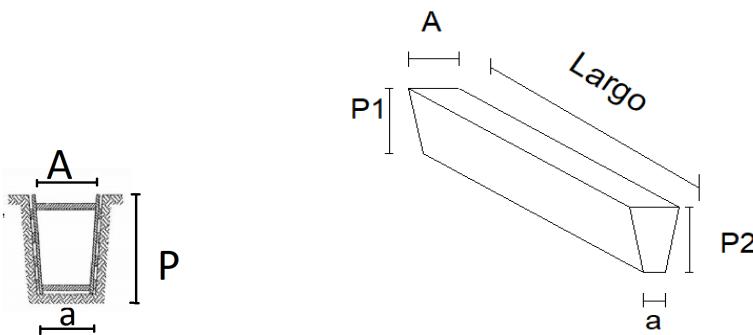
Ejemplo de cálculo

Para el ítem Excavación de la red se utilizó una sección a excavar::

Ancho de excavaciones			Excavacion fondo invertido + capa de arena
Diametro [mm]	Ancho zanja	Ancho de zanja [m]	
160,000	0,66	0,660	0,26
200,000	0,7	0,700	0,30
250,000	0,75	0,750	0,35

A partir de datos históricos se estimó un nivel freático a una profundidad de 2 m (estimado a partir de 2,4 m). De esto surge la necesidad de subdividir las excavaciones en 2 ítems, aquellas que precisarán depresión de napas y las que no, siendo el trabajo en napas más lento y costoso.

A partir de la profundidad de la cañería y la sección a excavar se estima un volumen a excavar para ese tramo, discretizando aquellas excavaciones menores a 2 m de aquellas mayores a 2 m.



El volumen a excavar para un tramo de cañería se obtiene por simple multiplicación de áreas y longitudes.

Para obtener un precio unitario se realizan los siguientes pasos:

- obtención de precios de arena para relleno
- obtención de precio de alquiler de la maquinaria a utilizar
- obtención de los honorarios de los distintos trabajadores según acuerdos salariales de la UOCRA

Se obtienen a partir de mediciones en obra los rendimientos de trabajo, es decir , para el ítem analizado, los metros cúbicos de excavación es capaz de realizar la cuadrilla en una jornada de trabajo, luego debemos transformar ese rendimiento en rendimiento unitario (para este ítem, el tiempo que insume realizar 1 M3 de excavación para zanjas)

continuando con el ejemplo :

se cuenta con información de que en una jornada de 8 hs:

- se utilizaron :1 oficial 3 ayudantes
 - +1 camión volcador (solo $\frac{1}{6}$ del suelo fue transportado por existir un colchón de arena)
 - +1 vibrocompactador manual
 - + 3 herramientas menores
- se obtuvieron: 60 m de excavación de 1,5 m de profundidad, y ancho de 0,65 m (59,5 m³ en 8 hs)

podemos concluir que para excavar 1 m³ de zanja se necesitan:

- 0,17 hs oficial
- 0,17 hs de 3 ayudantes(0,51 hs.)
- 0,04 hs de trabajo de un camión volcador
- 0,17 hs de trabajo de retroexcavadora
- 0,17 hs de 3 herramientas menores (0,51 hs.)

A partir de multiplicar el costo de los salarios y del alquiler de los equipos podemos obtener el precio de 1m³ de excavación, solo valido para excavaciones menores a 2 m en los cuales no se trabaja con lodo en presencia de napas.

8.2 Presupuesto

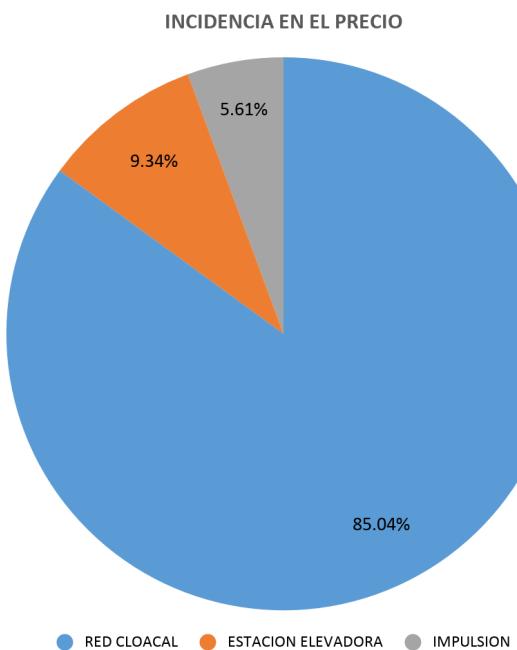
El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra o de una de sus partes. Su magnitud debe representar con toda la exactitud con que el costo pueda determinarse.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

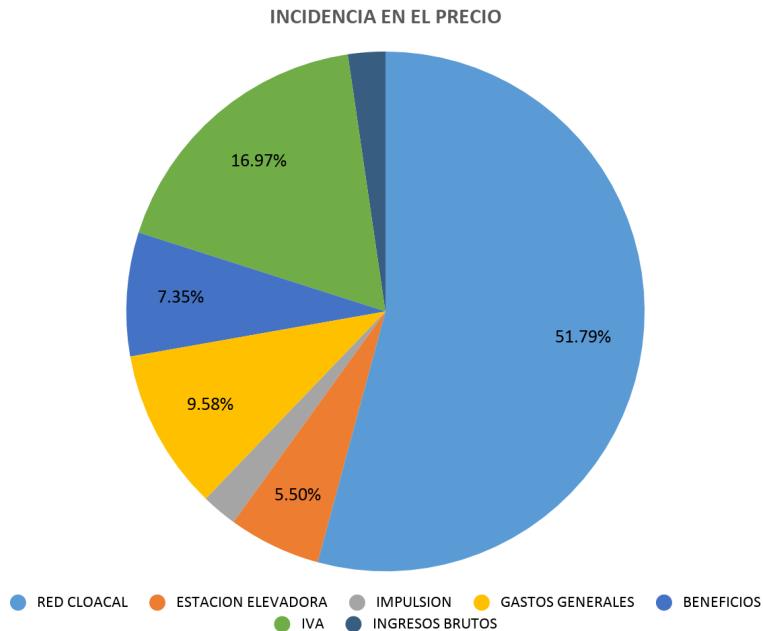
Participan en los costos de una obra:

- Materiales.
- Mano de obra.
- Equipos y herramientas.
- Gastos generales: administración e imprevistos.
- Beneficios empresariales.
- Impuestos.

Analizando la obra finalmente presupuestada, sin incluir impuestos, a partir del Costo-costo, la mayor parte del presupuesto se lo lleva la excavación de cañería y bocas de registro y la colocación de las mismas



Si analizamos el precio final de la obra incluyendo beneficios, gastos generales e impuestos:



8.3 Plan de Trabajo

Con el diseño definido, computado y presupuestado se estudiaron las tareas para estimar su duración dándole un margen para imprevistos. Esta especie de guía propone una forma de interrelacionar los recursos humanos, financieros, materiales y tecnológicos disponibles.

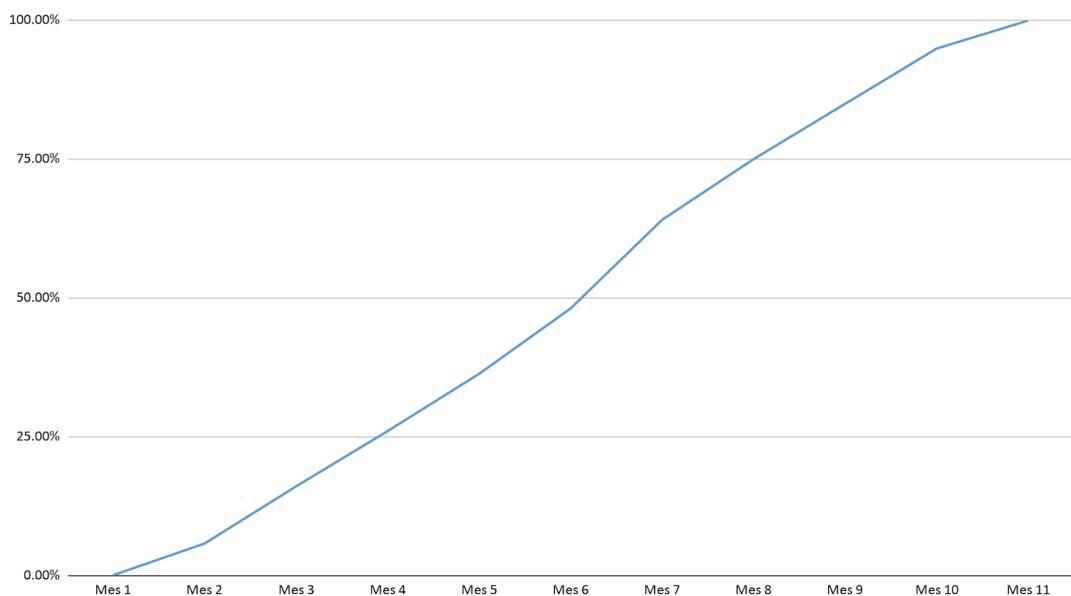
Cabe destacar que el plan de trabajo es expositivo, ya que expone una serie de enunciados en un orden lógico (cada uno deriva o es consecuencia del anterior).

El plan de trabajo del anteproyecto se adjunta en tablas.

8.4 Curva de Inversión

Se busca una inversión lo más constante posible asimismo con los periodos de trabajo más cortos, a tal fin , de analizar el costo costo se obtiene una curva de inversiones con forma de "S" con un inicio suave y un periodo intermedio de trabajo con inversiones constantes , y una finalización con una disminución suave de los trabajos y la inversión.

Curva de inversión



9. ANÁLISIS DE RENTABILIDAD

El proyecto debe necesariamente producir un beneficio. Se puede analizar de distintas maneras si ese beneficio es percibido por:

- El usuario
- un proveedor del servicio
- El constructor
- La sociedad en su conjunto

Desde el punto de vista de la sociedad se puede ver un beneficio debido a que se provee a usuarios de una red cloacal. Los perjuicios que percibe el usuario están íntimamente ligados a su salud , la misma se ve disminuida mayormente debido a una limitación en el consumo de agua entre otros:

-Los usuarios disminuyen intencionalmente su consumo de agua ya que no pueden evacuarla;

-en el caso más precario, el usuario sólo cuenta con una canilla de servicio sin ningún medio de evacuación más que el superficial;

- el segundo caso más precario es aquel en el que no poseen red evacuadora de aguas negras , caso en el cual el usuario recurre con frecuencia a letrinas, las cuales consisten en un pozo excavado con una casilla para evacuar excretas por infiltración, las cuales suelen impermeabilizarse rápidamente ya que el sistema carece de digestión anaeróbica

-el tercer caso es aquel en el cual el usuario posee un “pozo negro” en este caso el usuario posee una red de desagüe de aguas negras pero el pozo se impermeabiliza rápidamente

- en el último caso el usuario posee red interna para el desagüe de aguas negras a través de un sistema estático

En los primeros 3 casos los usuarios limitan su consumo de agua ya que no pueden evacuar de manera eficiente las aguas servidas, generando con esto molestias por malos olores, focos infecciosos y demás externalidades negativas , limitación en el consumo que se traduce como un monto monetario .

Los siguientes análisis se realizan a través de considerar que el usuario se ve beneficiado al aumentar su consumo de agua ya que posee cloacas, existiendo una situación sin cloacas y una situación con cloacas y mayor consumo de agua corriente

Los análisis parten de la consideración que los usuarios en la condición sin servicio consumen 60 L/día x hab, medido a través de información provista por Sameep. Luego de la provisión del servicio de cloacas , pasando a consumos similares al resto de la red (200 l/hab x día)

9.1 Por Curva de Demanda

La demanda de agua potable unidad de tiempo (mes, por ejemplo) está en función de:

- el precio del agua (P)
- ingreso del usuario (I)
- clima (C)
- hábitos de higiene (H)
- sistema de evacuación de aguas servidas y excretas (E)
- otras variables menos significativas (O)

Expresando lo anterior como una función

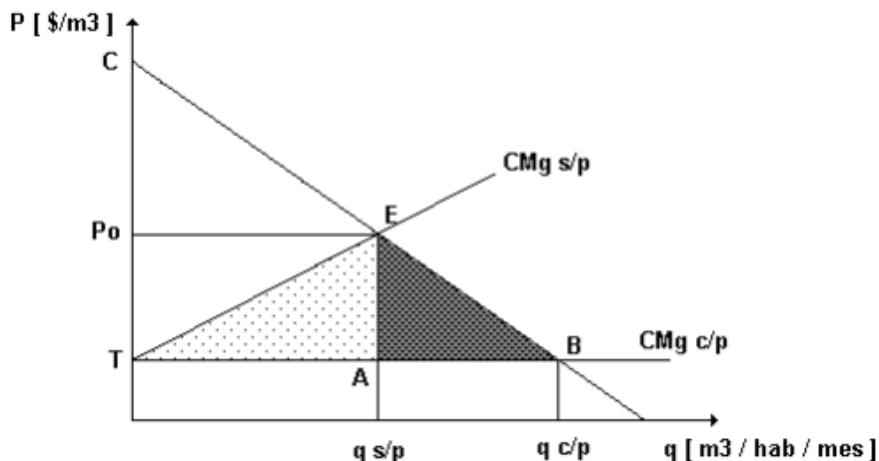
$$q = D(P, I, C, H, E, O)$$

Los beneficios por el proyecto se verán a través de la curva de demanda individual de un consumidor (grupo familiar), que indica la relación entre el valor de uso marginal y su consumo de agua por período.

El costo marginal por consumir agua depende del tipo de consumidor. Este enfoque considera como curva de demanda, la pertinente para el caso en que el consumidor posee sistemas eficientes para el abastecimiento y consumo del agua potable así como para la evacuación de aguas servidas. Las molestias asociadas a los sistemas inefficientes se modelan en este enfoque como un costo marginal adicional a la tarifa, por cada unidad de agua consumida, y crecientes con el consumo.

La curva de costo marginal sin proyecto, CMg s/p, representa el costo marginal de consumir agua para un consumidor que dispone de un sistema inefficiente. El punto de equilibrio inicial está representado por el punto E, con un nivel de consumo qs/p al costo marginal total Po , igual a la tarifa T, más el costo marginal de la "molestia" EA. El efecto de un proyecto que entregan una solución eficiente se puede representar como la eliminación de los costos por molestias asociados al sistema inefficiente, con lo cual se produce un abatimiento de su curva de costo marginal,

haciéndose igual a la tarifa T . Se obtiene así un nuevo punto de equilibrio, B , observándose un aumento del nivel de consumo desde q_s/p hasta q_c/p .



Para el caso del proyecto este pasa de consumir 60 l de agua a consumir 200 l de agua.

Siempre que se haga este tipo de análisis sociales se utilizan tarifas sin impuestos y que los mismos se consideran una simple redistribución y no un costo.

La curva de demanda es estimada como una recta a partir de esos 2 puntos conocidos de consumo A y B

Curva de Demanda Privada		
Puntos	Precio (P)	Consumo (Q)
	\$/m³	m³/viv/mes
A	\$90.00	7.2
B	\$34.12	24
C (q máx)	0,00	34.26

$P = A + B \times Q$	
Coef. A	\$28.45
Coef. B	\$8.55

El costo que le insume al privado consumir se estima a partir del costo de consumo cero (tarifa mínima) y el costo de un consumo actual restringido

Costo privado		
Puntos	Precio (P)	Consumo (Q)

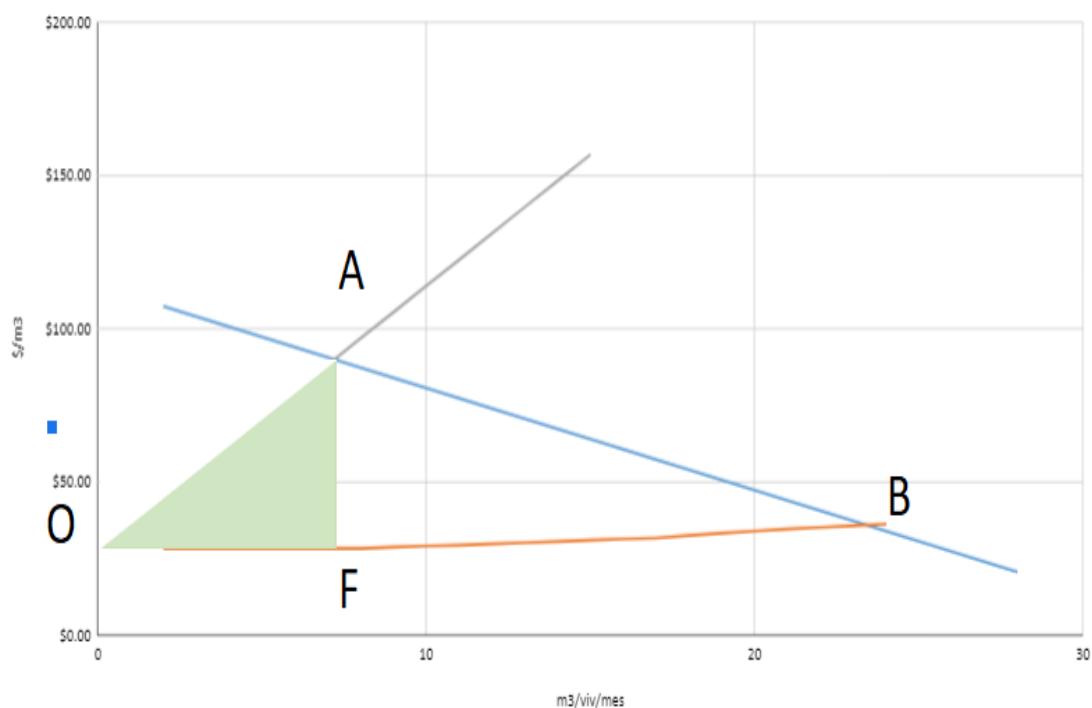
	\$/m3	m3/viv/mes
A	\$28.45	0
B	\$90.00	7.2
C (q máx)	0,00	-3.33

P = A + B x Q	
Coef. A	\$28.45
Coef. B	\$8.55

La curva de costo final o curva abatida se obtiene a partir del cuadro tarifario de SAMEEP

Consumo	Importe (s/ Iva)	Tarifa (s/IVA)
m3	\$	\$/m3
0	341,41	\$28.45
1	341,41	\$28.45
2	341,41	\$28.45
3	341,41	\$28.45
4	341,41	\$28.45
5	341,41	\$28.45
6	341,41	\$28.45
7	341,41	\$28.45
8	341,41	\$28.45
9	341,41	\$28.45
10	341,41	\$28.45
11	341,41	\$28.45
12	341,41	\$28.45
13	375,28	\$28.87
14	409,15	\$29.23
15	443,02	\$29.53
16	479,42	\$29.96
17	515,83	\$30.34
18	552,24	\$30.68
19	591,19	\$31.12
20	630,14	\$31.51
21	669,09	\$31.86
22	718,99	\$32.68
23	768,88	\$33.43
24	818,78	34.12
25	868,67	\$34.75
26	918,57	\$35.33

27	968,47	\$35.87
28	1018,36	\$36.37
29	1068,26	\$36.84
30	1118,15	\$37.27
31	1173,09	\$37.84
32	1228,03	\$38.38
33	1282,96	\$38.88
34	1337,9	\$39.35
35	1392,83	\$39.80



El área OAF es el beneficio del usuario por una disminución del costo del consumo de agua , y el área FAB es el beneficio del usuario por un aumento del consumo gracias a la disminución de las molestias.

Utilizando los valores de estas áreas para cada vivienda podemos obtener el beneficio de cada usuario como un valor monetario y el beneficio de todos los usuarios (vivienda familiar) como un valor monetario, el cual se debe sopesar con el peso de la inversión.

Beneficio neto por ahorro de molestias=\$234.3 \$/mes/viv

Beneficio neto por aumento de consumo=\$517.02 \$/mes/viv

Ingreso incremental (Tarifa SAMEEP)=\$444.70\$/mes/viv

Si obtenemos los beneficios en dinero años año durante el horizonte del proyecto, deberíamos considerar el incremento de la cantidad de habitantes año a año los cuales incrementan año a año los beneficios:

	Habitantes	Viviendas	Beneficio neto	Beneficio neto	Σ Beneficios	Ingreso
			por ahorro de molestias			
año	n°	n°	\$/año	\$/año	\$/año	\$/año
2021	3828	766	\$2,152,342.42	\$4,750,409.13	\$6,902,751.54	\$4,085,928.86
2022	3900	780	\$2,192,533.16	\$4,839,113.63	\$7,031,646.79	\$4,162,225.50
2023	3971	794	\$2,232,723.90	\$4,927,818.13	\$7,160,542.03	\$4,238,522.15
2024	4043	809	\$2,272,914.64	\$5,016,522.63	\$7,289,437.27	\$4,314,818.80
2025	4114	823	\$2,313,105.38	\$5,105,227.13	\$7,418,332.51	\$4,391,115.44
2026	4186	837	\$2,353,296.12	\$5,193,931.63	\$7,547,227.75	\$4,467,412.09
2027	4257	851	\$2,393,486.86	\$5,282,636.13	\$7,676,122.99	\$4,543,708.73
2028	4329	866	\$2,433,677.60	\$5,371,340.63	\$7,805,018.23	\$4,620,005.38
2029	4400	880	\$2,473,868.34	\$5,460,045.13	\$7,933,913.48	\$4,696,302.02
2030	4472	894	\$2,514,059.08	\$5,548,749.64	\$8,062,808.72	\$4,772,598.67
2031	4543	909	\$2,554,249.82	\$5,637,454.14	\$8,191,703.96	\$4,848,895.31
2032	4615	923	\$2,594,440.56	\$5,726,158.64	\$8,320,599.20	\$4,925,191.96
2033	4686	937	\$2,634,631.30	\$5,814,863.14	\$8,449,494.44	\$5,001,488.60
2034	4758	952	\$2,674,822.04	\$5,903,567.64	\$8,578,389.68	\$5,077,785.25
2035	4829	966	\$2,715,012.78	\$5,992,272.14	\$8,707,284.92	\$5,154,081.89
2036	4901	980	\$2,755,203.52	\$6,080,976.64	\$8,836,180.17	\$5,230,378.54
2037	4972	994	\$2,795,394.26	\$6,169,681.14	\$8,965,075.41	\$5,306,675.18
2038	5044	1009	\$2,835,585.00	\$6,258,385.64	\$9,093,970.65	\$5,382,971.83
2039	5115	1023	\$2,875,775.75	\$6,347,090.14	\$9,222,865.89	\$5,459,268.48
2040	5187	1037	\$2,915,966.49	\$6,435,794.65	\$9,351,761.13	\$5,535,565.12
2041	5258	1052	\$2,956,157.23	\$6,524,499.15	\$9,480,656.37	\$5,611,861.77

Este beneficio debe pesarse contra la inversión de realizar la obra y mantenerla en servicio durante todo el horizonte de trabajo sin impuestos (sobre costo-costo)

Gastos de operación

jornal de un operario, sin recargos sociales, más el jornal de un sereno

Jornal operario= \$ 137.98

Inversión anual en jornal (6hs. de jornada) = 198691.2\$

guardia/sereno = \$ 22,983.75 /mes

Inversión anual en seguridad=275805\$/año

Inversión anual total = 474496.2\$

Año	Costos de invers	Costos de operación	Beneficios netos	Valor residual	Flujo	Ingresa
	\$/año	\$/año	\$/año	\$/año	\$/año	anuales como % de la inversión inicial
2020	\$ (53,403,714.21)				\$ (53,403,714.21)	
2021	474496.2	\$6,902,751.54			\$6,428,255.34	12%
2022	474496.2	\$7,031,646.79			\$6,557,150.59	12%
2023	474496.2	\$7,160,542.03			\$6,686,045.83	13%
2024	474496.2	\$7,289,437.27			\$6,814,941.07	13%
2025	474496.2	\$7,418,332.51			\$6,943,836.31	13%
2026	474496.2	\$7,547,227.75			\$7,072,731.55	13%
2027	474496.2	\$7,676,122.99			\$7,201,626.79	13%
2028	474496.2	\$7,805,018.23			\$7,330,522.03	14%
2029	474496.2	\$7,933,913.48			\$7,459,417.28	14%
2030	474496.2	\$8,062,808.72			\$7,588,312.52	14%
2031	474496.2	\$8,191,703.96			\$7,717,207.76	14%
2032	474496.2	\$8,320,599.20			\$7,846,103.00	15%
2033	474496.2	\$8,449,494.44			\$7,974,998.24	15%
2034	474496.2	\$8,578,389.68			\$8,103,893.48	15%
2035	474496.2	\$8,707,284.92			\$8,232,788.72	15%
2036	474496.2	\$8,836,180.17			\$8,361,683.97	16%
2037	474496.2	\$8,965,075.41			\$8,490,579.21	16%
2038	474496.2	\$9,093,970.65			\$8,619,474.45	16%
2039	474496.2	\$9,222,865.89			\$8,748,369.69	16%
2040	474496.2	\$9,351,761.13			\$8,877,264.93	17%
2041	474496.2	\$9,480,656.37		16021114.26	\$25,027,274.44	47%

se considera que estimativamente el proyecto tendrá un valor residual al final del servicio del 30% del valor inicial de la inversión

Para analizar la rentabilidad del proyecto y sus beneficios se utilizan los indicadores VAN y TIR

Valor actual neto (VAN):

Representa la suma actual equivalente a los ingresos netos futuros y presentes de un anteproyecto o proyecto. Para determinarlo es necesario trasladar los valores futuros al presente para generar igualdad de comparación.

El valor actual neto indica cuánto dinero de ganancia extra se genera con el anteproyecto, comparado con la mejor alternativa de inversión disponible, expresado a valores actuales.

Se puede presentar tres situaciones:

VAN = 0: no significa que no hay beneficios, sino que el dinero obtenido alcanza solamente

para cubrir los costos de oportunidad de sacrificar otras alternativas.

VAN < 0: los beneficios no alcanzan a compensar los costos de oportunidad de dejar de lado las alternativas de inversión, es decir, no es conveniente realizar el anteproyecto.

VAN > 0: el anteproyecto genera un beneficio aún después de cubrir el costo de oportunidad de las alternativas de inversión.

Tasa interna de retorno (TIR):

Mide la rentabilidad del dinero mantenido dentro del proyecto y lo compara con la tasa de oportunidad (iop) de ejecutar otros proyectos, también indica la tasa de interés que el VAN del proyecto sea igual a cero, es decir, para que el proyecto sea apenas aceptable. Se pueden presentar algunos de estos escenarios:

TIR > iop: el anteproyecto alcanza a equilibrar el costo de oportunidad del dinero, generando además un rendimiento adicional. En esta situación el VAN es positivo.

TIR = iop: realizar el proyecto resulta equivalente a invertir a la tasa de oportunidad, por lo tanto, resulta indiferente realizar o no el anteproyecto.

TIR < iop: los beneficios generados con el anteproyecto no alcanzan a compensar el costo de oportunidad, por lo tanto, no es recomendable realizarlo.

Utilizando ambos índices se obtienen los siguientes resultados

VAN 12%	\$2,432,497.50
TIR	12.70%

9.2 Por Método de los Precios Hedónicos

Como ya se ha mencionado el precio de un bien depende de diversas variables, el método consiste en analizar el incremento del precio debido a una variable considerando las demás como constantes en cortos períodos de tiempo

El método considera que el usuario percibe un beneficio monetario por un incremento del valor de la propiedad , ya que , la misma propiedad con cloacas tiene mayor valor en el mercado inmobiliario respecto de sí misma sin el servicio.

Precio inicial por m ²	\$ 1500
Precio final por m ²	\$ 2500
Metros cuadrados de propiedad totales que perciben cloacas	\$ 286177.9
Incremento del valor de todas las propiedades	\$ 286177949
Incremento del valor de una propiedad tipo (20m x 10 m)	\$ 200000

Se puede analizar el precio de la red cloacal como un ingreso y egreso en un flujo de fondos con una cuota a pagar por el usuario por mes, y multiplicar por el número de conexiones y número de meses en un año para tener el costo que perciben todos los usuarios del barrio. Con esos datos se han armado flujos de fondos desde el punto de vista del usuario:

	Habitantes	Viviendas	Beneficio neto por aumento del valor de las propiedades	Egresos (cuota x n° conexiones)	FLUJO DE FONDOS
año	n°	n°	\$/año	\$/año	\$/año
2021	3828	766	286177949	6018177.204	280159771.8
2022	3900	780	0	6130554.768	-6130554.768
2023	3971	794	0	6242932.332	-6242932.332
2024	4043	809	0	6355309.896	-6355309.896
2025	4114	823	0	6467687.46	-6467687.46
2026	4186	837	0	6580065.024	-6580065.024
2027	4257	851	0	6692442.588	-6692442.588
2028	4329	866	0	6804820.152	-6804820.152
2029	4400	880	0	6917197.716	-6917197.716
2030	4472	894	0	7029575.28	-7029575.28
2031	4543	909	0	7141952.844	-7141952.844
2032	4615	923	0	7254330.408	-7254330.408
2033	4686	937	0	7366707.972	-7366707.972
2034	4758	952	0	7479085.536	-7479085.536
2035	4829	966	0	7591463.1	-7591463.1
2036	4901	980	0	7703840.664	-7703840.664
2037	4972	994	0	7816218.228	-7816218.228
2038	5044	1009	0	7928595.792	-7928595.792
2039	5115	1023	0	8040973.356	-8040973.356

2040	5187	1037	0	8153350.92	-8153350.92
2041	5258	1052	0	8265728.484	-8265728.484

Con el anterior flujo de fondos se ha elaborado el análisis de la rentabilidad por medio de los indicadores VAN y TIR.

TIR	-5.43%
VAN	\$229,314,592.67

Se aprecia , en el indicador TIR que para que la rentabilidad sea nula ,la tasa de interés debe ser negativa ,como consecuencia el costo de inmovilizar capital debería ser negativo para el usuario para que no fuera conveniente para el invertir en proyecto.

Si analizamos desde el punto de vista de un usuario con una propiedad tipo (propiedad de 20m x 10m) veremos que desde el punto de vista de un usuario se da un flujo de fondos :

Vivienda	Beneficio neto por aumento del valor de las propiedades	Egresos (cuota x n° conexiones)	FLUJO DE FONDOS
año	\$/año	\$/año	\$/año
2021	200000	7860	192140
2022	0	7860	-7860
2023	0	7860	-7860
2024	0	7860	-7860
2025	0	7860	-7860
2026	0	7860	-7860
2027	0	7860	-7860
2028	0	7860	-7860
2029	0	7860	-7860
2030	0	7860	-7860
2031	0	7860	-7860
2032	0	7860	-7860
2033	0	7860	-7860
2034	0	7860	-7860
2035	0	7860	-7860
2036	0	7860	-7860
2037	0	7860	-7860
2038	0	7860	-7860
2039	0	7860	-7860
2040	0	7860	-7860
2041	0	7860	-7860
		suma a interés Cero	34940

Con el anterior flujo de fondos se analizó la rentabilidad del proyecto por medio de los indicadores VAN y TIR:

TIR	-1.84%
VAN	\$133,430.17

En este caso , como desde el punto de vista del usuario el ingreso inicial es mucho mayor que el costo futuro, el flujo de caja es positivo. Se podría dar una rentabilidad negativa a tarifas mayores a la actual, o una tarifa creciente en el tiempo.

Cabe aclarar que este flujo tiene una TIR negativa porque no es similar a un flujo de fondos convencional donde hay un periodo inicial de egreso de fondos y los siguientes periodos de ingreso de fondos, en el caso analizado el usuario percibirá un ingreso de dinero y en los siguientes periodos egresos de dinero.

10. CONCLUSIONES

Se ha llegado a la conclusión de que el proyecto es rentable y beneficioso, es deseable que se realice la inversión, debe siempre considerarse que los resultados obtenidos pueden diferir de los finales a futuro ya que:

- La población puede crecer a un ritmo mayor que el estimado
- Una población con un nivel socio económico mayor que posea sistema estático se verá menos beneficiada por el proyecto, disminuyendo su rentabilidad
- Puede ocurrir que postergar la inversión genere tasas de interés a futuro aún mayores a las actuales ya que se incrementa el número de habitantes
- este método no considera el beneficio por disminución de enfermedades y malestar de la comunidad denominado “beneficio social”, el cual es de difícil estimación ante la falta de información tal como ;disminución de enfermedades, disminución de olores y mal uso de los desagües pluviales.
- El beneficio que percibe el usuario es mayor al estimado ya que , además del beneficio citado, existen otros beneficios como por ejemplo incrementos del valor de la propiedad por el solo hecho de poseer red cloacal, el cual es un beneficio instantáneo ,que concluyentemente benefician al usuario aunque este no utilice la propiedad para habitar.

11. BIBLIOGRAFÍA

NORMAS E.N.O.H.S.A. (1993). “Criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes”. Buenos Aires, Argentina.

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO 21° Edición. Mario E. Chandias. “Manual para la construcción de edificios con computación aplicada”