



dica
& asociados

REGULARIZACIÓN ASENTAMIENTO LOS EUCALIPTUS - PROYECTO SANEAMIENTO MEMORIA JUSTIFICATIVA

Maldonado

Octubre 2023

Versión 1

Índice

1.	Introducción.....	1
2.	Red de saneamiento existente	3
3.	Descripción de la solución de saneamiento adoptada	4
4.	Red de colectores proyectados	6
4.1.	Metrajes	7
4.2.	Criterios de diseño	8
4.3.	Caudal aporte.....	8
4.4.	Verificación de los criterios de diseño.....	9
5.	Pozo de bombeo	10
5.1.	Caudal de diseño	10
5.2.	Línea de impulsión	11
5.2.1.	Pérdidas de carga	12
5.3.	Equipo de Bombeo.....	14
5.3.1.	Caudal y altura de bombeo	14
5.3.2.	Curva de funcionamiento del sistema.....	14
5.4.	Cámara de aspiración	15
5.4.1.1.	Dimensiones	15
5.4.1.2.	Niveles	17

Índice de Figuras

Figura 1-1:	Ubicación general.....	2
Figura 1-2:	Ubicación Específica.	2
Figura 1-3:	Proyecto de calles, realojos y primera etapa.	3
Figura 2-1:	Red de saneamiento existente.	4
Figura 3-1:	Topografía de la zona a partir del modelo digital del terreno extraído de un vuelo. ..	5
Figura 3-2:	Zonas de aporte a las distintas descargas a saneamiento.	6

Figura 4-1: Red de saneamiento proyectada.	7
Figura 5-1: Línea de impulsión.	12

Índice de tablas

Tabla 4-1: Metrajes de la red de saneamiento (tuberías 250mm) para etapa 1 según la profundidad.	8
Tabla 4-2: Cantidad de registros según su tipología y profundidad para etapa 1	8
Tabla 4-3: Caudales de diseño	9
Tabla 4-4 Diámetros utilizados	9
Tabla 4-5: Tramos con la condición más crítica en cuanto a caudal y pendiente. (*) Suma del caudal máximo generado en la zona de descarga a Ruta 39 más el caudal erogado por la bomba.	10
Tabla 5-1: Caudal diseño bomba.....	11
Tabla 5-2 Velocidades en la tubería de impulsión.	12
Tabla 5-3: Factor de cálculo para largo equivalente (pérdidas de carga localizadas).	14

1. INTRODUCCIÓN

La presente memoria tiene por objetivo describir la solución de saneamiento adoptada para la regularización del asentamiento Los Eucaliptus, así como describir los criterios de diseño adoptados para el mismo.

El diseño de la red se realizó respetando el Reglamento para el Trámite y Ejecución de redes de Distribución de Agua Potable y de Redes de Saneamiento, solicitadas por terceros, de la Administración de las Obras del Estado (OSE).

La zona de actuación se encuentra en la ciudad de Maldonado, departamento de Maldonado, específicamente en el asentamiento Los Eucaliptus ubicado en Av. Luis Alberto de Herrera y Ruta 39 (ver Figura 1-1 y Figura 1-2).

El proyecto consiste en la apertura de calles nuevas y acondicionamiento de las calles existentes. A su vez, se brindará servicios de saneamiento, agua potable y drenaje pluvial.

En el proceso de apertura de calles, es necesario realojar 185 familias las cuales se ubicarán en un padrón aledaño al asentamiento, como se indica en la Figura 1-3. Esta memoria no incluye el proyecto del fraccionamiento para realojos. Las obras se plantean en al menos dos etapas, siendo la primera etapa la indicada en la Figura 1-3.

UBICACIÓN GENERAL



Figura 1-1: Ubicación general.

UBICACIÓN ESPECÍFICA



Figura 1-2: Ubicación Específica.

DESCRIPCIÓN PROYECTO

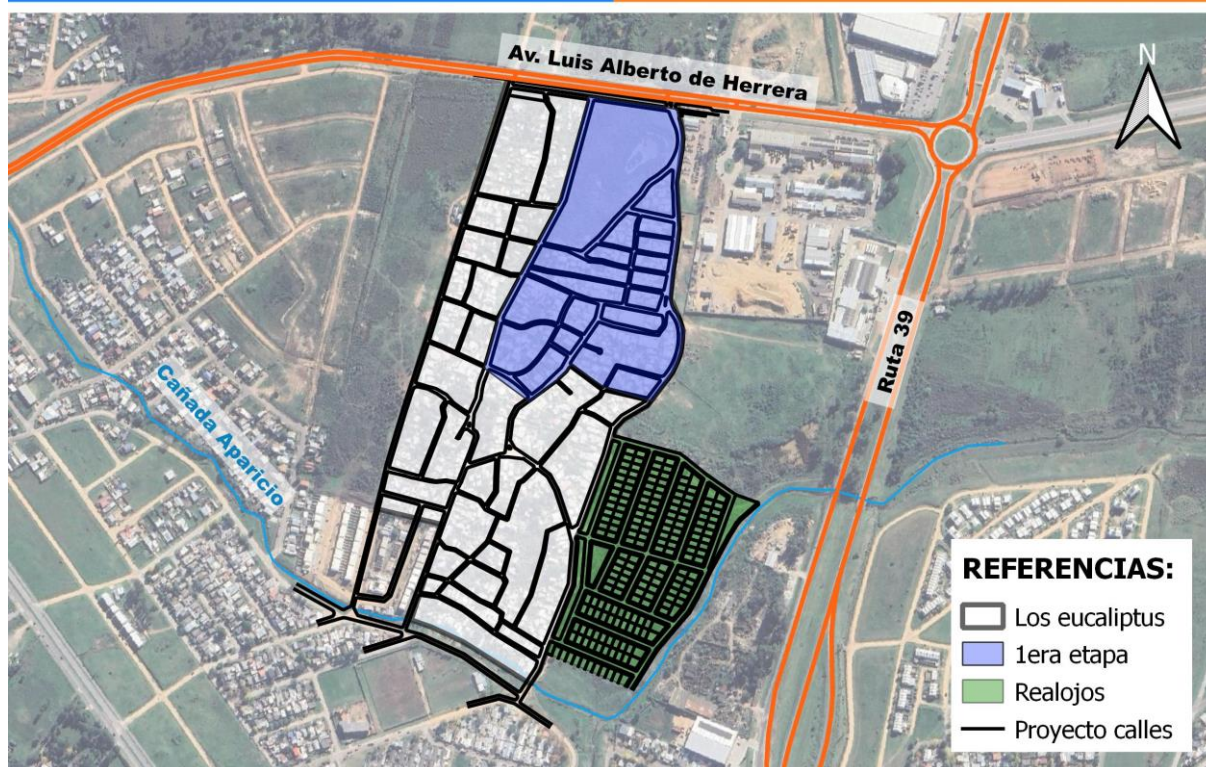


Figura 1-3: Proyecto de calles, realojos y primera etapa.

2. RED DE SANEAMIENTO EXISTENTE

La zona cuenta con un colector que bordea la cañada Aparicio el cual consiste en 2 Ø500. A su vez se cuenta con un colector sobre ruta 39 al que en la actualidad se conectan colectores irregulares provenientes del asentamiento. En la Figura 2-1, se presentan parte de los colectores existentes, en particular los que son parte de la zona de actuación. Se indican las profundidades de dos registros, dicha información fue proporcionada por OSE. La zona de tuberías que se conectan al colector de Ruta 39, se desafectará ya que se construirán nuevas redes de saneamiento.

RED DE SANEAMIENTO EXISTENTE

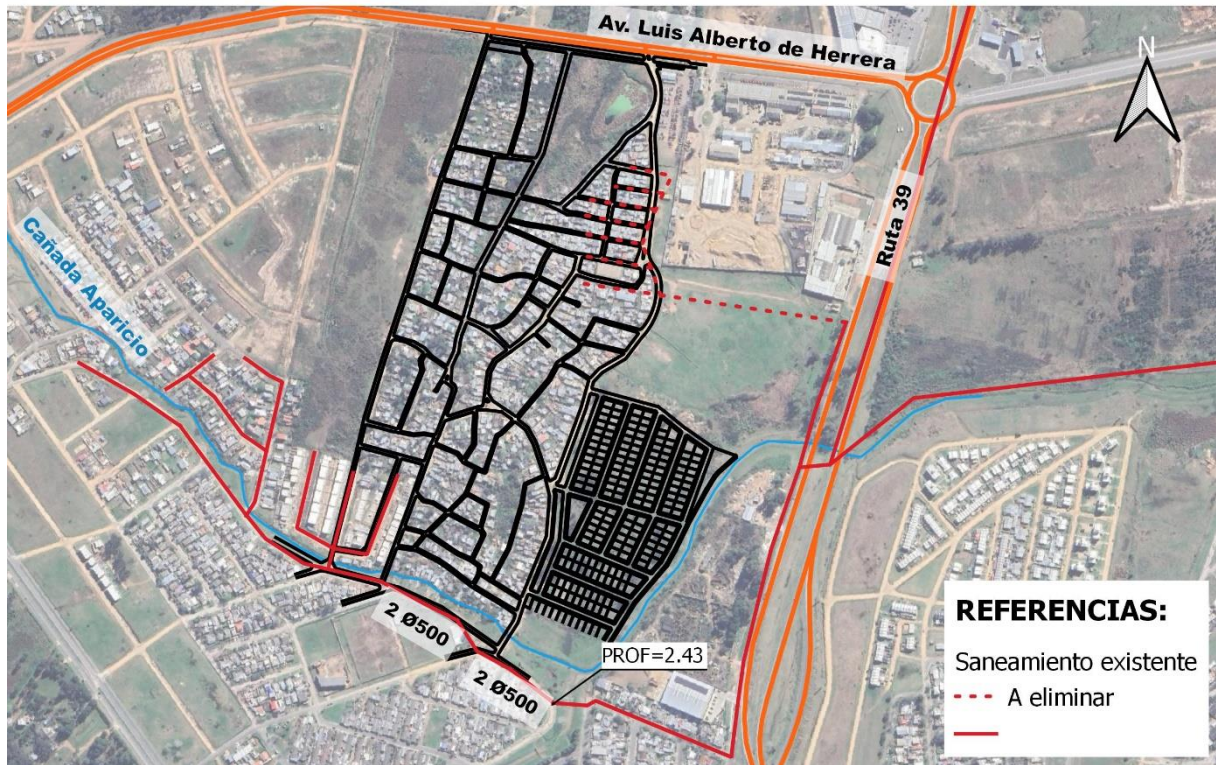


Figura 2-1: Red de saneamiento existente.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN DE SANEAMIENTO ADOPTADA

La zona del asentamiento posee diferencias topográficas importantes del orden de 15m hacia la zona sur y 12m hacia la zona norte, ya que se presenta una zona elevada en la parte central del asentamiento (ver Figura 3-1).

TOPOGRAFÍA DE LA ZONA

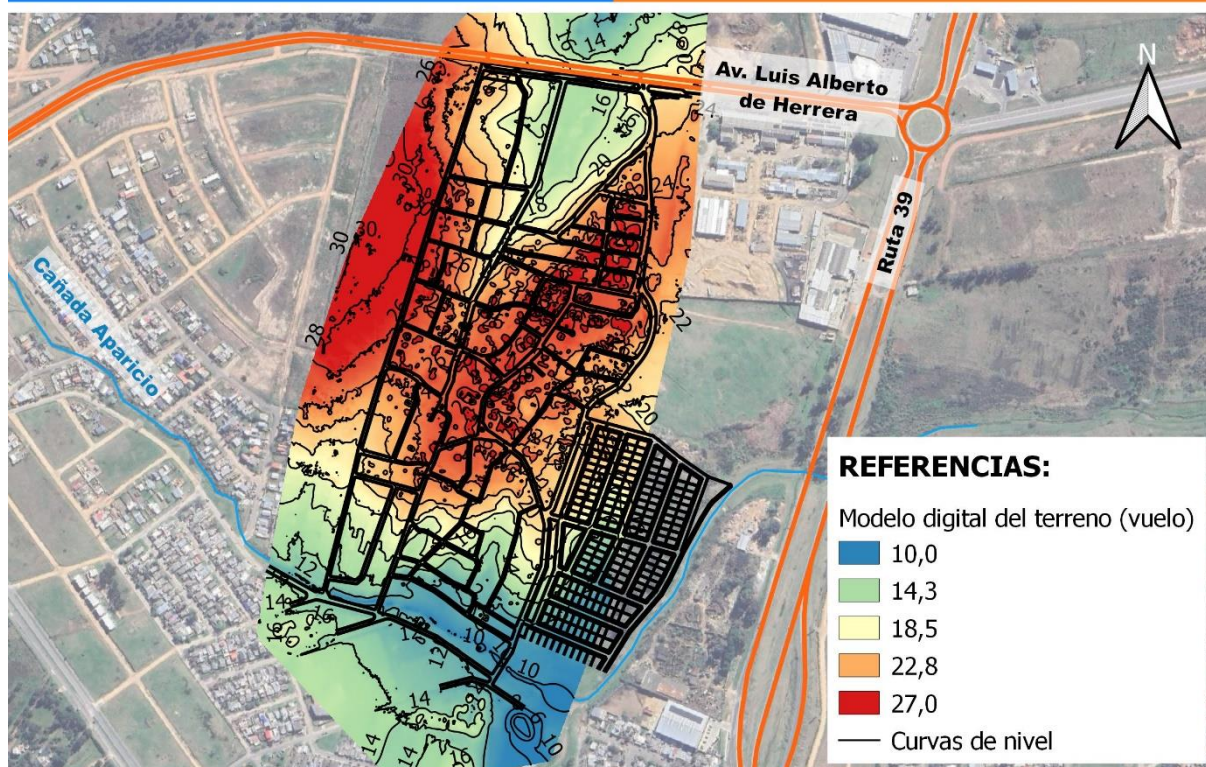


Figura 3-1: Topografía de la zona a partir del modelo digital del terreno extraído de un vuelo.

Este hecho inviabiliza la posibilidad de sanear la zona norte del asentamiento hacia las descargas a los colectores existentes ubicados en cañada Aparicio y Ruta 39, ya que esta solución genera zanjas con profundidades mayores a 5m lo cual no es viable desde el punto de vista constructivo.

Es por dicha razón, que se establece como solución óptima la implantación de un pozo de bombeo ubicado en la cañada norte, hacia el cual se descargan las aguas servidas de 376 viviendas (202 de etapa 1 y 174 de etapa 2), presentada en la Figura 3-2.

A su vez, se plantea que cierta zona (ver Figura 3-2) sea saneada hacia el colector de Ruta 39. En particular, la red de saneamiento del asentamiento alcanza a llegar a la zona de realojos, donde se conecta a la red de saneamiento de la misma, la cual descarga al colector de ruta 39. Esta zona a sanear, consiste en 121 viviendas (74 de etapa 1 y 47 de etapa 2). Adicionalmente, esta zona recibirá las aguas residuales provenientes del pozo de bombeo, ya que la impulsión del mismo descarga en un registro ubicado en esta zona.

Finalmente, la restante zona perteneciente a etapa 2 (239 viviendas), descarga hacia el colector de 2 Ø500 ubicado al sur del asentamiento (ver Figura 2-1 y Figura 3-2).

ZONAS DE DESCARGA A SANEAMIENTO

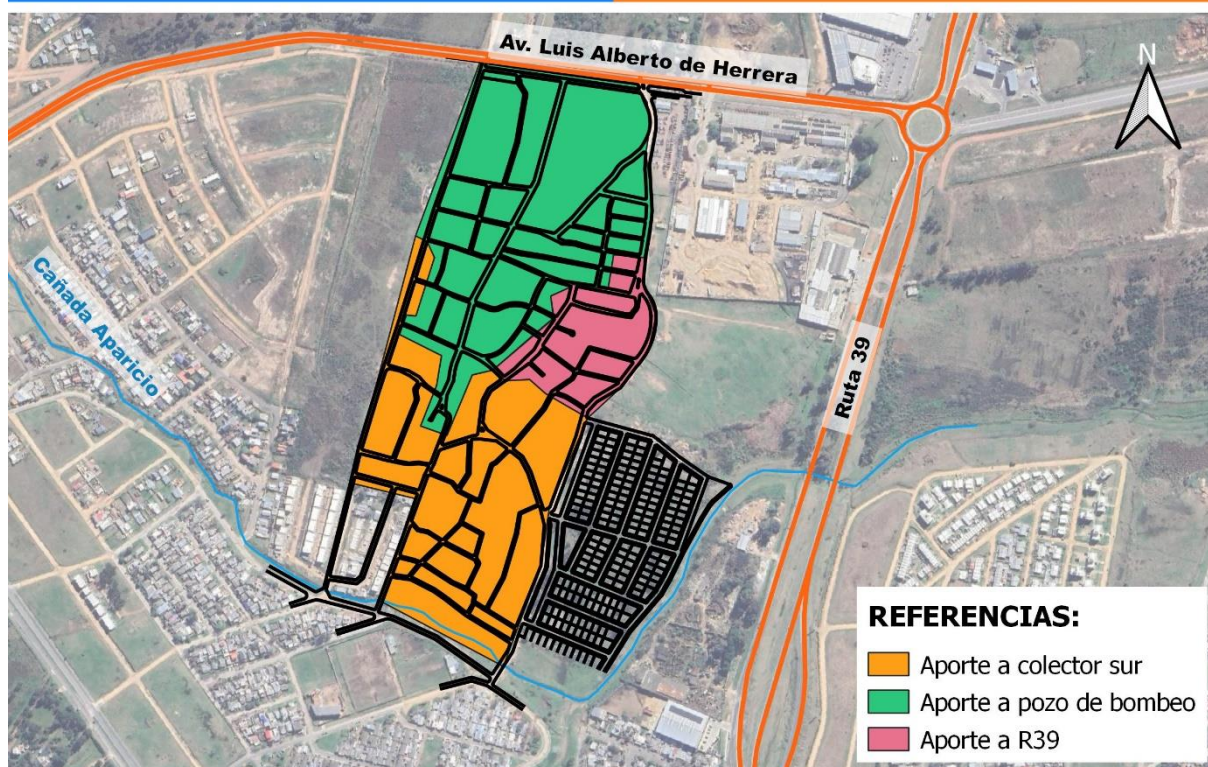


Figura 3-2: Zonas de aporte a las distintas descargas a saneamiento.

4. RED DE COLECTORES PROYECTADOS

Se proyecta una red de colectores que cubre la totalidad de los frentes de las viviendas existentes. La red conduce los efluentes por gravedad hasta la descarga en los colectores existentes o hasta el pozo de bombeo proyectado.

La red proyectada, registros proyectados, la impulsión y la ubicación del pozo de bombeo se presenta en la Figura 4-1.



Figura 4-1: Red de saneamiento proyectada.

4.1. METRAJES

Las tuberías que conforman la red de saneamiento serán a solicitud de OSE de DN 250mm. En la Tabla 4-1, se presentan los metrajes de los colectores separados según las profundidades alcanzadas en la red, para la etapa 1 de construcción. En suma, el metraje total de las tuberías de PVC 250 mm es 2980 de m para la primera etapa. Por otra parte, en la Tabla 4-2 se presenta la cantidad de registros por profundidad para la etapa 1, diferenciado según el tipo de registro.

Profundidad (m)	Longitud (m)
0 a 2m	2388
2 a 3m	230
3 a 4m	257
Más de 4m	105
Total	2980

Tabla 4-1: Metrajes de la red de saneamiento (tuberías 250mm) para etapa 1 según la profundidad.

Profundidad (m)	Registros		
	1era Categoría	2da Categoría	Terminales
0 a 2m	42	-	25
2 a 3m	5	2	-
3 a 4m	2	4	-
Más de 4m	-	1	-
Total	49	7	25

Tabla 4-2: Cantidad de registros según su tipología y profundidad para etapa 1

4.2. CRITERIOS DE DISEÑO

A solicitud de OSE, el diámetro mínimo a utilizar es de 250mm con el objetivo de minimizar las potenciales obstrucciones de los colectores y por ende reducir las tareas de mantenimiento a realizarse en el asentamiento. Se realiza el dimensionado con el diámetro mínimo convencionalmente utilizado (200mm) y si con el mismo se cumplen los criterios, se lo aumenta a un diámetro mayor (250mm).

La red se proyectó en material PVC (ISO 4435.2 – Serie 20).

Se adopta una tapada mínima de las tuberías de 0.4 m. La pendiente mínima admisible a utilizar es de 0.0045 m/m para todos los tramos excepto en los tramos iniciales que será de 0.008 m/m, considerando para la verificación de auto limpieza una tensión tractiva mínima de 1Pa.

Los colectores se ubican en general por eje de calzada.

Se coloca un registro en todo cruce de colectores, salto, cambio de dirección y/o de pendiente, la distancia máxima entre registros es de 100m.

Para evitar profundizar la red, se solicitó a la intendencia una servidumbre de una faja de 36m de largo y 4m de ancho ubicada en la zona de etapa 2.

4.3. CAUDAL APORTE

Para la determinación del caudal de aporte a la red se consideró una dotación de 150 l/hab.día, un coeficiente de pico máximo diario, $K1=1.5$, un coeficiente de pico máximo horario $K2=1.5$ y un coeficiente de retorno $C = 0.8$. Se consideró una densidad de población de 5 habitantes por vivienda. Los caudales obtenidos se pueden observar en la siguiente tabla:

	Descarga a:		
	Pozo de bombeo	Colector R39	Colector cañada Aparicio
Cantidad de viviendas	376	121	239
Habientes por vivienda	5	5	5
Habitantes total	1880	605	1195
Dotación (l/día/hab)	150	150	150
C	0,8	0,8	0,8
Q medio residual (l/s)	2,6	0,8	1,7
Q medio total (l/s)	3,6	1,2	2,8
K1	1,5	1,5	1,5
Q max, diario residual (l/s)	3,92	1,26	2,49
Q max, diario total (l/s)	4,87	1,59	3,63
K2	1,5	1,5	1,5
Q max, horario residual (l/s)	5,88	1,89	3,73
Tasa de infiltración (l/s/km)	0,3	0,3	0,3
Longitud total (m)	3167,1	1099,6	3799,6
Q infiltración (l/s)	0,95	0,33	1,14
Q max, horario total (l/s)	6,83	2,22	4,87

Tabla 4-3: Caudales de diseño

4.4. VERIFICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

Se realizó la verificación de los colectores más críticos utilizando tuberías de diámetro nominal 200mm, si se cumplen los criterios de diseño, se procede a aumentar un diámetro (250mm).

D (mm)	e (mm)	Di (mm)
200	4,9	190,2
250	6,2	237,6

Tabla 4-4 Diámetros utilizados

En la Tabla 4-5 se presenta la verificación de los criterios de diseño de las tres tuberías de descarga, es decir las que conducen mayor caudal y a su vez poseen pendiente mínima.

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro cálculo (mm)	Pendiente (%)	Y/D	v (m/s)	TT (Pa)	Diámetro utilizado (mm)
Colector a pozo de bombeo	6,83	190,2	0,45	0,41	0,62	1,87	250
Colector a Ruta 39	15,65 (*)	190,2	0,45	0,68	0,75	2,52	250
Colector a 2 Ø500	4,87	190,2	0,45	0,34	0,57	1,63	250

Tabla 4-5: Tramos con la condición más crítica en cuanto a caudal y pendiente. (*) Suma del caudal máximo generado en la zona de descarga a Ruta 39 más el caudal erogado por la bomba.

Capacidad de los colectores

Se verifican en todos los casos (con diámetro 200) que el funcionamiento de los colectores no alcanza el 75% de su capacidad. Por lo tanto, según lo solicitado por OSE, se utilizará en toda la red de colectores tuberías de diámetro nominal 250mm.

Auto limpieza

Se verifica la condición de auto limpieza con el caudal de una cisterna 1,5 l/s y pendiente mínima para el diámetro de colector a utilizar de 250mm.

La tensión tractiva obtenida es de 1 Pa.

Velocidad máxima

En todos los casos se verificó que la velocidad máxima alcanzada es menor a 5 m/s. La máxima pendiente adoptada es de 6,6% en tramos donde el caudal de diseño es de 1,5 L/s, por lo tanto, la velocidad máxima en la tubería es de 1m/s.

Si bien se procuró que las pendientes de las tuberías sean menores a 5%, debido a la topografía del lugar, en ciertos tramos no fue posible manteniendo profundidades menores a 3m en el sistema. Debido que la obra se implantará en un sitio crítico desde el punto de vista constructivo (calles de calzada de 4m) se optó por aumentar la pendiente y mantener al sistema lo menos profundo posible.

5. POZO DE BOMBEO

Se presenta a continuación los criterios y cálculos realizados en el marco del proyecto del pozo de bombeo y línea de impulsión.

5.1. CAUDAL DE DISEÑO

A partir del cálculo de caudales presentado en la Tabla 4-3, se calcula el caudal de diseño de la bomba, para el cual se utiliza el máximo caudal afluente al pozo, mayorado un 20%. El resultado y resumen de caudales se presenta en la Tabla 5-1.

Cabe señalar que el diseño del pozo de bombeo y de los equipos se realiza para la etapa final y luego se ajusta su funcionamiento para la etapa 1.

	Etapla final	Etapla 1
Habitantes	1880	1010
Caudal Medio residual (l/s)	2,61	1,4
Caudal Medio total (l/s)	3,56	1,89
Caudal Máx total (l/s)	6,8	3,6
K3	0,5	0,5
Caudal Mínimo residual (l/s)	1,31	0,7
Caudal Mínimo total (l/s)	2,26	1,19
Caudal Bomba Teorica	8,2	

Tabla 5-1: Caudal diseño bomba

5.2. LÍNEA DE IMPULSIÓN

La línea de impulsión se ubicará por la calle principal, el trazado de la misma se puede observar en la Figura 5-1. La impulsión realiza la descarga en la cámara de disipación CD-01 y posteriormente al registro de la red colectora CI-76, donde la conducción continúa por gravedad. Tiene una longitud de 235 m y diámetro nominal 110mm (Dint=96,8mm).

El material seleccionado para la línea de impulsión es PEAD PE100 con una Presión: PN 10 (SDR 17).

POZO DE BOMBEO Y LÍNEA DE IMPULSIÓN



Figura 5-1: Línea de impulsión.

La línea de impulsión será ascendente en todo el tramo. Tendrá una pendiente uniforme de 2.3% a lo largo de todo el tramo desde la salida de la cámara de válvulas hasta alcanzar la cámara de disipación.

Velocidad en la tubería de impulsión

Se presenta en la siguiente tabla la velocidad en la tubería de impulsión:

	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Línea de impulsión	96,8	1,2

Tabla 5-2 Velocidades en la tubería de impulsión.

5.2.1. PÉRDIDAS DE CARGA

La altura de bombeo (altura manométrica total) queda definida por la siguiente expresión:

$$H = H_{geométrica} + \Delta H$$

Donde:

H = Altura manométrica total (m)

H_{geométrica} = Altura geométrica (m)

ΔH = Pérdida de carga distribuida y localizada (m)

Altura geométrica

Se corresponde a la diferencia geométrica existente entre el punto de descarga y el nivel mínimo del líquido dentro del pozo de bombeo.

En este caso:

- Cota descarga impulsión=23,22m
- Cota Nivel mínimo=11,86m (Cota fondo pozo + Sumergencia mínima=11,33m+0,53m)

Entonces: $H_{\text{geométrica}} = 11,36\text{m}$

Pérdida de carga distribuida y localizada

La pérdida de carga distribuida y localizada se determina a través de la fórmula de Hazen – Williams (*“Manual de Hidráulica, Azevedo Netto”*). En este caso, se incluye en el largo (L) la longitud geométrica y equivalente de la impulsión, con lo cual las pérdidas de cargas calculadas, incluyen las pérdidas distribuidas y localizadas.

$$\Delta H = J \times L$$

$$J = 10.643 \times Q^{1.85} \times C^{-1.85} \times \varnothing^{-4.87}$$

Donde:

ΔH = Pérdida de carga distribuida y localizada (m)

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

L = Longitud geométrica de tubería + Longitud equivalente (m)

Q = Caudal (m³/s)

C = Coeficiente de Hazen – Williams

\varnothing = Diámetro de la tubería (m)

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

Para calcular el largo equivalente, se lo estima como un porcentaje del largo de la impulsión, tomando la siguiente regla:

L _{geométrica} (m)	Factor Leq
≤ 50	1
$51 < L \leq 100$	0,75
$101 < L \leq 300$	0,5
$301 < L < 1000$	0,25
$L \geq 1000$	0,2

Tabla 5-3: Factor de cálculo para largo equivalente (pérdidas de carga localizadas).

En este caso, $L_{geométrica}=235m$ por lo cual Factor $Leq=0,5$ y $L_{equivalente}=118m$, por lo cual $L=L_{geométrica}+L_{equivalente}=353m$.

Para la bomba teórica, de $Q=8,2$ l/s la altura a vencer por la bomba es de $H=18.7m$. Por lo tanto, se busca una bomba cuyo punto de funcionamiento cumpla con estos requerimientos.

5.3. EQUIPO DE BOMBEO

En las siguientes secciones se presentan las herramientas y los criterios técnicos utilizados para la selección del equipo de bombeo.

5.3.1. CAUDAL Y ALTURA DE BOMBEO

El equipo de bombeo deberá ser capaz de erogar el caudal máximo afluente proyectado.

La estación de bombeo se compone de un sistema de 2 bombas sumergibles, 1 en operación y 1 de respaldo.

- $Q_{diseño} = 8,82$ L/s
- $H = 19$ mca

5.3.2. CURVA DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

Se preselecciona una bomba a partir de la aplicación Xylect disponible en la web de libre acceso.

La bomba seleccionada es:

Marca: FLYGT

Modelo: NP 3127

Potencia nominal: 5,9 kW.

Eficiencia: 42,4%

Sumergencia mínima: 0,526m

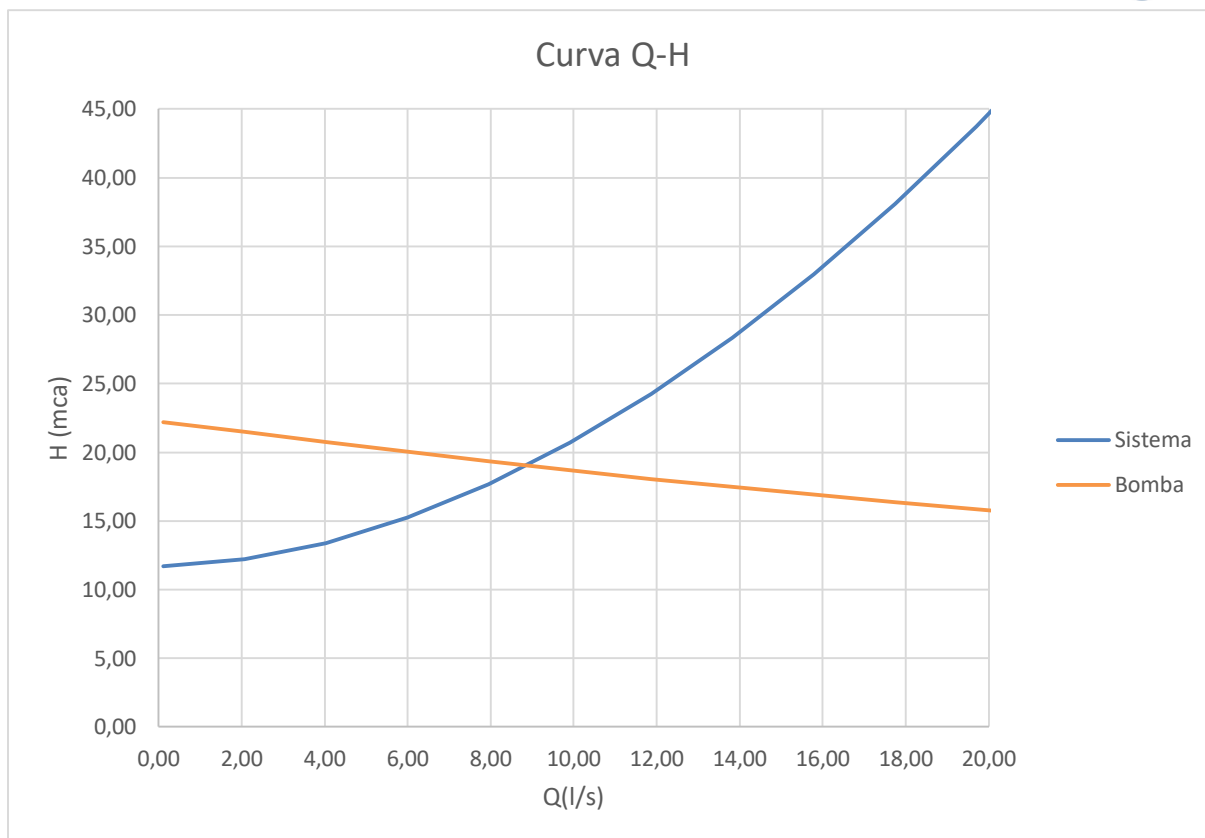


Gráfico 5-1 Punto de funcionamiento del sistema. $Q = 8,82 \text{ l/s}$; $H = 19 \text{ mca}$

5.4. CÁMARA DE ASPIRACIÓN

5.4.1.1. Dimensiones

La cámara se proyecta circular y sus dimensiones son:

- Diámetro: 1,8m
- Altura de funcionamiento de la bomba para Etapa final: 0,78 m.
- Altura de funcionamiento de la bomba para Etapa 1: 0,60 m.

Tiempo de ciclo

Se verifica que con el volumen útil del pozo de bombeo proyectado no se supere la cantidad máxima de arranques por hora de las bombas recomendada por el fabricante.

El número máximo de arranques consecutivos del motor es función de la potencia y es un dato especificado por el fabricante, en este caso, el máximo es de 30 arranques por hora.

$$Q_{\text{afluente}} = 8,19 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = 8,82 \text{ l/s}$$

Utilizando la fórmula para el dimensionado de pozos de bombeo:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q_{\text{bombeo}} * T_c}{4}$$

Siendo:

$V_{\text{útil}}$ = volumen útil

T_c = tiempo de ciclo, el cual se fija en 15 minutos es decir 4 arranques por hora.

Entonces:

El volumen útil obtenido es de 1985 l, lo cual para un pozo de diámetro 1,8m la altura útil para el funcionamiento en etapa final es de 0,78m.

Tiempo máximo de retención hidráulica

De forma de evitar que el líquido residual se vuelva séptico dentro del pozo de bombeo, el tiempo máximo de retención hidráulica debe ser inferior a los 30 minutos (*“Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário, Tsutiya, Alem”*).

Este tiempo se determina a partir del volumen efectivo. Por definición, el volumen efectivo es el volumen comprendido entre el fondo del pozo húmedo y el nivel medio de operación de los equipos de bombeo.

Por lo tanto, el tiempo máximo de retención hidráulica se determina mediante la siguiente fórmula.

$$T_{\text{MaxRH}} = \frac{\frac{V_{\text{útil}}}{2} + V_{\text{fondo}}}{Q_{\text{min}}}$$

Donde:

T_{MaxRH} = Tiempo máximo de retención hidráulica (min)

$V_{\text{útil}}$ = volumen útil (l)

V_{fondo} = volumen fondo (l)

Q_{min} = Caudal mínimo afluente al pozo (l/s)

$V_{\text{útil}}$ = 1985 l

V_{fondo} = 1339 l (asociado a la sumergencia mínima de la bomba)

Q_{min} = 2,26 l/s

Por lo tanto, el tiempo de retención máximo para el funcionamiento en etapa final es de 17,2 minutos, con lo cual el líquido residual no alcanza el estado séptico.

Si se utilizara la altura útil determinada para la etapa final, con el caudal mínimo que surge de la etapa 1, las aguas servidas se encontrarán en estado séptico dentro del pozo. Por lo

tanto, para el funcionamiento en la primera etapa la altura útil es de 0,60 m. Con esta altura, disminuye el volumen útil del pozo (1527 l) y por ende el tiempo máximo de retención hidráulica para el pozo operando en la primera etapa es de 29,4 minutos, con lo cual el líquido residual no alcanza el estado séptico.

5.4.1.2. Niveles

Las siguientes cotas se encuentran referidas al cero oficial.

Cota de fondo = 11,33

Cota alarma de muy bajo nivel = 11,86

Cota de parada bomba = 12,06

Cota de arranque bomba (etapa final) = 12,84

Cota de arranque bomba (etapa 1) = 12,66

Cota alarma de muy alto nivel = 13,09

Cota zampeado tubería de descarga = 13,31

Cota zampeado descarga a pozo = 13,17

Cota de terreno = 18,77