

ACCESO UNIVERSAL AL SANEAMIENTO

Caso La Paloma, Rocha

MEMORIA DE CÁLCULO Y JUSTIFICATIVA



Tutores:

Msc. Ing. Julieta López

Msc. Ing. Nicolás Rezzano

Ing. Daniel Schenzer

Estudiantes:

Elizabeth Acuña

Gimena Cabrera

Carlos Santiago

Índice

1	Introducción	1
2	Sistema de Saneamiento.....	2
2.1	Zonas de Primera etapa	2
2.1.1	Colectores.....	3
2.1.2	Fosa Séptica individual.....	10
2.2	Zonas de Segunda Etapa	11
2.2.1	Depósito fijo impermeable.....	11
2.2.2	Redes de Efluentes Decantados.....	12
2.3	Volcaderos para limpiezas de depósitos fijos	12
2.3.1	Población de aporte	13
2.4	Interferencias	14
3	Estaciones de Bombeo	16
3.1	Generalidades	16
3.2	Bombas.....	16
3.2.1	Caudal.....	16
3.2.2	Pérdidas de carga	16
3.2.3	Selección de bombas.....	19
3.3	Dimensionamiento del pozo de bombeo.....	20
3.3.1	Volumen útil	20
3.3.2	Cámara de válvulas.....	22
3.3.3	Cámara previa	22
3.3.4	Cámara de rejillas.....	24
4	Planta de Tratamiento.....	26
4.1	Generalidades	26
4.2	Caudal de diseño	26
4.3	Parámetros del afluente.....	28
4.4	Unidades de Tratamiento.....	30
4.4.1	Sistema de desbaste.....	30
4.4.2	Desarenador	32
4.4.3	Mezcla rápida- Coagulación.	36
4.4.4	Floculación.....	42
4.4.5	Sistema de flotación con aire disuelto	48
4.4.6	Desinfección	52
4.5	Bypass de la planta.....	55
4.6	Verificación de caudal mínimo.....	55

4.7	Edificación	59
5	Emisario.....	60
5.1	Consideraciones para el prediseño	60
5.1.1	Características de la tubería	60
5.1.2	Características del efluente.....	60
5.1.3	Caudal de diseño	61
5.2	Datos del ambiente.	61
5.2.1	Profundidad en el punto de descarga	61
5.2.2	Velocidad de la marea en el punto de descarga	62
5.2.3	Densidad del agua	63
5.3	Resultados.....	63
6	Costos.....	65
6.1	Costos Directos de Inversión.....	65
6.1.1	Redes de saneamiento	65
6.1.2	Estaciones de bombeo	65
6.1.3	Planta de Tratamiento.....	66
6.1.4	Emisario.....	66
6.2	Costos indirectos.....	67
6.3	Resumen.....	67

1 Introducción

En el presente documento se presentan los cálculos y justificaciones para el diseño a nivel de ante proyecto de los componentes del sistema de saneamiento.

Los componentes que se abordaran serán:

- Diseño de colectores principales de efluentes decantados para zonas homogéneas de primera etapa.
- Diseño de estaciones de bombeo necesarias para conducir las aguas residuales hasta la planta de tratamiento, para su tratamiento posterior disposición final.
- Planta de tratamiento de tipo físico químico, que se ubicará en el Faro de La Paloma.
- Modelación en software sencillo de emisario.

Se presentan los diseños correspondientes con las respectivas justificaciones, y costos asociados.

2 Sistema de Saneamiento

En base al estudio de alternativas, realizado en el documento de “Estudios Básicos”, se determinó que la mejor solución de saneamiento, para el caso de estudio de La Paloma y zonas aledañas es de depósitos fijos impermeables para las zonas homogéneas de menos de 6 viv./Ha y solución de efluentes decantados para las zonas homogéneas de más de 6 viv./Ha. Casos particulares como el caso de la zona del Puerto de La Paloma, como del camping que si bien tenían densidad de viviendas inferior a 6 viv./Ha se decidió integrar éstas zonas a las zonas homogéneas con solución de efluentes decantados por ubicarse contiguas a éstas. De esta forma las zonas con solución de depósito fijo impermeable se ubican hacia el borde Oeste de la zona de estudio, lo que implica que no van a existir camiones barométricos circulando por las zonas turísticas como lo hay hoy en día.

En conclusión se tiene que las zonas con solución de depósito fijo impermeable son las zonas homogéneas 7, 8, 12, 13, 15 y 16 y para el resto solución de efluentes decantados.

En el análisis se incluye además la planta de tratamiento, y las estaciones de bombeo necesarias para conducir el efluente decantado hacia la misma. Las obras se dividen en obras de primera etapa y obras de segunda etapa.

Para definir las zonas homogéneas de primera etapa se observó aquellas zonas donde reside actualmente la población fija. Se considera de gran importancia la zona homogénea 6 ya que allí habita la población fija más vulnerable. Se incluye la zona homogénea 14, Ciudad Vieja, por el interés turístico de la zona y la cercanía de ésta con la planta de tratamiento. De esta manera se definen las zonas homogéneas de primera etapa como sigue: 1, 4, 5, 6, 11 y 14.

2.1 Zonas de Primera etapa

La información de base para el trazado de colectores es el relevamiento del Servicio Geográfico Militar, que contiene información de disposición de manzanas, calles, relevamiento de puntos y curvas de nivel, la información está referida al cero oficial¹.

Se observa, en general, que las cotas disminuyen hacia la costa, aunque algunas zonas tienen relieve, especialmente hacia Arachania y la zona cercana al Faro de La Paloma.

Se llamará Zona Este a la comprendida desde la Ruta 15 al Este y zona Oeste a la comprendida de la Ruta 15 al Oeste (incluye una parte de La Paloma, La Aguada y Costa Azul).

Para la primera etapa, se diseñaran los colectores principales de zonas homogéneas de primera etapa: 14, 4, 1, 5, 11, 9 y 6 (con solución de tipo efluentes decantados) con su respectiva fosa séptica. Se incluyen además las obras de la planta de tratamiento y de los volcaderos 1 y 2.

¹ Ver plano N S02.



Figura 1. Zonas de Primera Etapa, con redes de efluentes decantados.

Los colectores serán construidos por eje de calle, y recibirán las conexiones domiciliarias.

2.1.1 Colectores

2.1.1.1 Caudales de Diseño

El caudal de diseño se define como:

$$Q_{max,h} = Pobl. Dot. K1. K2. C + Q_{inf} + Q_{barometrica}$$

Como se mencionó en el documento de “Memoria Descriptiva” se prevé la construcción de dos volcaderos que recibirán los camiones barométricos provenientes de limpiezas de depósitos fijos impermeables. Los mismos se conectan en dos puntos a la red de efluentes decantados, por este motivo se incluye el caudal de descarga de una barométrica en el punto donde se instalará el Volcadero 1. No se agrega caudal de barométrica en el lugar donde se instalará el Volcadero 2, ya que el aporte de la población de la zona Este (zonas homogéneas de segunda etapa) ya está incluido en el bombeo que se producirá cuando finalicen en la totalidad las obras.

Dotación

Se trabaja con una dotación de 200 l/hab.d (ver Apartado 4.3 de “Estudios básicos”)

Coeficientes K1, K2, C

Se trabaja con los coeficientes K1' y K2' que se definen para el mes de enero en base a casos conocidos con características similares a la zona de estudio: Piriápolis y Punta del Este, ambos tienen un valor de 1,2 (ver apartado 9.2 de “Estudios Básicos”). Se adopta el coeficiente de

retorno de 0,9 (la Intendencia de Montevideo recomienda 0,85 y la bibliografía de “Colecta e Transporte de Esgoto Sanitario” de Milton Tomoyuki recomienda valores de entre 0,5 a 0,9).

En este caso se toma el valor de 0,9 por seguridad.

Población de aporte

En el documento de “Estudios Básicos” se realizó la proyección de población y de viviendas para el año 2047. Además se determinó por zona homogénea la densidad de viviendas para el final del periodo de previsión (con la información original de segmentos censales del INE). No se tiene información de densidad de población por zonas homogéneas, pues es difícil estimar una distribución de los turistas en la zona de estudio, por este motivo fue necesario determinar métodos de estimación por zonas.

Por ello se estimó para cada tramo de colector el área de aporte de cada zona homogénea, y con la información de densidad de viviendas se determinó la cantidad de viviendas que aportan a cada tramo. La cantidad de viviendas que aportan aguas abajo del tramo es la suma de las viviendas que aportan aguas arriba, más las viviendas de aporte al tramo.

Para definir caudales se debe trabajar con habitantes, pero no se cuentan con herramientas como para determinar la ubicación de los turistas en la zona de estudio. Para ello es necesario contar con un equipo interdisciplinario que estudie el comportamiento de los turistas.

Por este motivo se estudian dos alternativas de estimación de población por vivienda para determinar la población de aporte para cada tramo.

Método 1

Se construye una curva de persona por vivienda frente viviendas con la información con la que se cuenta. Se tiene información aportada por alcaldía que manifestó que un número máximo y razonable es de 8 personas en una vivienda (1 viv – 8 personas/viv). En base a consultas que se le realizaron a las inmobiliarias de la zona, las casas de alquiler son en su mayor parte para una cantidad de 5 personas, por lo que es probable pensar que en 10 casas se tienen 50 personas (10 viv – 5 personas/viv.). Se tiene la proyección de población y de viviendas para el año 2047, (10245 viviendas sin considerar las que tienen solución de depósito fijo impermeable) se determina para ese escenario una cantidad de 1,3 personas por viviendas (10245 viv – 1,3 personas/viv.).

A partir de los tres puntos se determina el siguiente gráfico:

Viviendas	Personas	Pers/viv
1	8	8,0
10	50	5,0
10245	12968	1,3

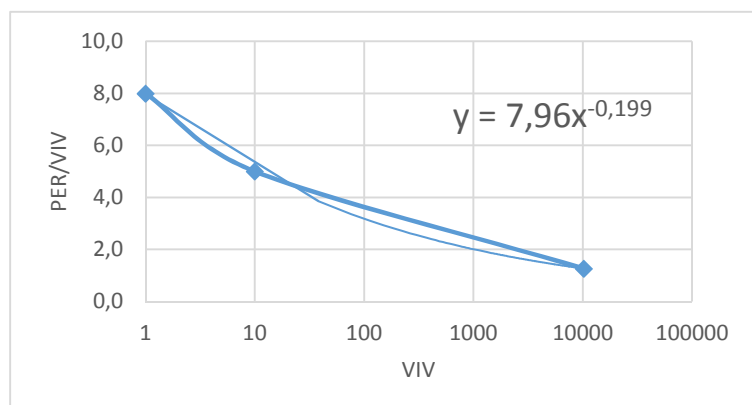


Figura 2. Curva de Aproximación de personas por viviendas.

De esta forma, para cada tramo de colector, se determina las viviendas aguas abajo del tramo, y con el gráfico se determina el número de personas por cada vivienda. Este método está relacionado con la simultaneidad de ocupación de las viviendas en La Paloma.

Método 2

En base a la información aportada por inmobiliarias de la zona, las viviendas para alquilar aceptan como máximo hasta 5 personas y tienen por lo general dos dormitorios, entonces es razonable considerar por cada vivienda un total de 4 habitantes. Con este método se consideran en todas las viviendas un total de 4 habitantes y se acota la cantidad de personas con la proyección de población para el año 2047.

A modo de resumen

El caudal mínimo de diseño de cada tramo es de 5,4 m³/h (el caudal de descarga de una cisterna) y el caudal máximo de diseño corresponde al caudal de la proyección de población (sin considerar la población de depósitos fijos impermeables).

$$Q_{max,h} = P \cdot Dot \cdot C \cdot K1' \cdot K2'$$

Se tiene que la población fija será de 6.983 habitantes (población con solución de efluentes decantados), y que los turistas de la primera semana de enero serán 5.985. Los parámetros son C=0,9, K1=1,2 y K2=1,2. La dotación es de 200 l/hab.d. Se determina que el caudal máximo de diseño es de 140,4 m³/h.

Para fijar ideas, con los valores de dotación, K1', K2', C y una ocupación de 4 personas por viviendas se tiene que el caudal mínimo de 5,4 m³/h equivale a el aporte de 125 viviendas y el caudal máximo de 140,4 m³/h equivale a 3250 viviendas.

Viviendas aguas arriba	Caudal (m ³ /h)	
	Método 1 - Simultaneidad	Método 2- 4 pers/viv
125	4,1	5,4
500	12,5	21,6
1000	21,8	43,2
1500	30,1	64,8
2000	37,9	86,4
2500	45,3	108,0
3000	52,4	129,6
3250	55,9	140,4
3500	59,3	140,4
4000	66,0	140,4
4500	72,6	140,4

5000	79,0	140,4
5500	85,2	140,4
6000	91,4	140,4
6500	97,4	140,4
7000	103,4	140,4
7500	109,2	140,4
8000	115,0	140,4
8500	120,8	140,4
9000	126,4	140,4
9500	132,0	140,4
10000	137,6	140,4
10500	140,4	140,4

Tabla 1. Comparación de métodos de cálculo.

Se observa que el método 2 de considerar 4 personas en cada vivienda se encuentra del lado de la seguridad en comparación con el método 1 de simultaneidades.

En consecuencia, se optó por diseñar los colectores principales con ambos métodos y analizar resultados eligiendo el método más adecuado.

Tasa de infiltración

Para determinar la tasa de infiltración se toma como referencia la norma brasilera NBR 9649 “Proyecto de redes de recolección de aguas residuales” que expresa valores para proyectos de 0,05 a 1 l/s.Km cuando la napa está por debajo del nivel de construcción y por encima respectivamente.

En el caso de estudio se tiene que existen zonas donde el nivel freático está entre 2,5 y 5 m de la superficie. Las profundidades de los colectores están en su mayor parte a una profundidad inferior a 2,5 m. Además el sistema será construido en PVC, con juntas elásticas con aros de goma, por lo que se considera adecuado diseñar con una tasa de infiltración de 0,1 l/s.Km.

Caudal de Barométricas

El caudal de barométricas se ingresará en los puntos de descarga de las mismas que serán materializados con fosas sépticas. El mismo resulta de dividir el volumen de un camión cisterna (7,5 m³) entre el tiempo de vaciado del camión (20 min, información brindada por trabajadores de la zona). El caudal corresponde a 22,5 m³/h.

2.1.1.2 Criterios de Diseño

Según el Reglamento para el Trámite y Ejecución de Proyectos y Obras de Abastecimiento de Agua Potable y Servicio de Saneamiento destinado a Nuevos Fraccionamientos de OSE las normas de proyecto son:

- El diámetro de tubería mínimo admisible será de 200mm.
- La pendiente mínima admisible será del 0.45%, a excepción de los tramos iniciales, en los que será 0.8%.
- La pendiente máxima admisible será la correspondiente a una velocidad de 5m/s.
- La tapada mínima será 90cm.
- Los colectores irán por eje de calle.

- Toda tubería de desagüe comenzará en una cámara terminal.
- Deberá colocarse un registro en todo cruce de colectores, salto, cambio de dirección, de pendiente, de diámetro y/o de material, así como en los puntos de conexión de un número importante de viviendas, cuya contribución pueda generar problemas en la red.
- La distancia máxima entre registros será 100m.

El diseño de redes de efluentes decantados se realizó considerando los parámetros de diseño establecidos en el Reglamento para el Proyecto, Construcción y Financiación de las Obras de Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento de los Conjuntos Habitacionales construidos por MEVIR. Estos son:

- Diámetro interior mínimo de tuberías: 110mm. (Para caso de La Paloma se consideró un diámetro mínimo exterior de 160 mm, ver catálogo adjunto)
- Pendiente mínima: 0,3%.
- Profundidad mínima al zampeado: 0,90m. (Para caso de La Paloma se adoptó este valor como tapada mínima y en sólo un caso se consideró una tapada de 0,80 m).
- Cámaras de inspección: en intersecciones, cambios de dirección o pendiente, o cada 120m como máximo de longitud.

Si bien estos sistemas pueden trabajar en ocasiones en carga se verificó:

- Capacidad: tirante máximo menor al 75% del diámetro.
- Velocidad menor a velocidad crítica, y velocidad máxima inferior a 5.0 m/s.
- La tapada máxima es de 4,67m produciéndose únicamente en un punto, en la mayoría de los casos las tapadas son inferiores a 4 m (ver planilla adjunta)
- Caudal mínimo en cada tramo 5,4 m³/h.
- En un registro la cota de zampeado del colector saliente (cota de zampeado del registro) está 3 cm por debajo del colector entrante al registro.
- En este caso no se presentan cámaras terminales, ya que los colectores son principales y se conectarán colectores secundarios a los mismos.

Debido a que se trabaja con colectores principales, se verificó en todos los casos que los colectores secundarios puedan conectarse con una tapada de 0,90 m. Además se verificó que es posible la conexión de los domicilios a la red construida por eje de calle.

La conexión será de PVC y tendrá un diámetro de 160 mm. La pendiente mínima es de 2,0%.

En función de la profundidad del colector o de la conexión domiciliar se utilizará para vincularlos entre sí un codo a 90° un niple vertical (si fuera necesario) y una tee. La profundidad de la conexión domiciliar dependerá en cada caso en particular, de la instalación sanitaria de la vivienda. En general la profundidad en las aceras podrá variar entre 0,70 m y 1,50 m.

El diseño de la red se realiza de aguas arriba a aguas abajo mediante el siguiente procedimiento:

Se selecciona un diámetro, comenzando siempre con el diámetro mínimo de 160 mm. Se calcula el caudal circulante por el tramo, y se proceden a verificar el criterio de capacidad.

Criterio de capacidad

Se utiliza la ecuación de Manning para conductos libres para hallar el tirante normal:

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{2/3} \times \sqrt{S}$$

Donde,

Q: caudal (m³/s)

A: área ocupada con fluido (m²),

R_h: Radio hidráulico (m),

S: pendiente del canal

n: número de Manning (se adoptó el 0,013 visto en catálogo utilizado)

Para verificar la capacidad junto con el tirante se debe verificar la velocidad crítica:

$$v_c = 6\sqrt{gR_h}$$

Dónde,

v_c: velocidad critica

R_h: Radio hidráulico (m)

g: aceleración gravitacional 9,8 m/s²

Resultado

Se diseñan colectores principales de zonas homogéneas de primera etapa, lo que corresponde a un total aproximado de 16 km de colectores, ubicados en su mayor parte en la zona Oeste de La Paloma. Los colectores se identificarán con el nombre del recorrido que realizan como sigue:

1. Cálculo de colectores:
2. Calle 15 entre Paloma y Av. Del Navío
3. Calle sin nombre (nombre asignado para el presente documento)
4. Sagitario entre Paloma y Av. Del Navío
5. Acuario entre Paloma y Av. Del Navío
6. Canopus entre Paloma y Andrómeda
7. Mercurio entre Av. Solar y Adonis
8. Botavara entre Bitácora y Av. Del Navío
9. Botavara entre Bitácora y Tres Marías
10. Sagitario entre Av. Del Navío y Tres Marías
11. Leo entre Escorpio y Av. Del Navío
12. Escorpio entre Leo y Acuario
13. Calle zh 6 (Nombre utilizado para este trabajo)
14. Tres Marías entre Anaconda y Acuario
15. Acuario entre Av. Del Navío y Tres Marías
16. Av. Del Navío entre Calle sin nombre 1 – Lira – Centauro hasta planta de tratamiento
17. Colector Este - Ruta 15 - Camino Vecinal - Aries - Av. Del Navío - Leo hasta Lira

Los colectores son el resultado del preliminar trazado de las cuencas de saneamiento. Se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se corrigió el trazado preliminar de los límites de las zonas homogéneas, ya que en algunos casos incluía áreas de playas donde no se van a construir viviendas. Se recalcularon las áreas y la densidad de viviendas, los cambios fueron mínimos.

- El caudal de infiltración se determina con la longitud de los tramos de colectores principales y además se incluye el caudal de infiltración que se generaría en los colectores secundarios.
- Si bien las zonas homogéneas de la zona Este no son de primera etapa se realiza un diseño preliminar del colector principal, en base al relevamiento topográfico y a la pendiente mínima, tapadas, y distancias de puntos de registros (120 m, cambio de pendiente, codos, etc), con el objetivo de estudiar la llegada del efluente proveniente de la zona a la planta de tratamiento (ver plano S16). El resultado es que el efluente generado por la zona Este llega a un pozo de bombeo que impulsará el líquido hacia la cabecera del colector denominado como “Colector Este - Ruta 15 - Camino Vecinal - Aries - Av. Del Navío - Leo hasta”, que tiene como objetivo transportar el efluente desde la Zona homogénea 6 hacia la Planta de Tratamiento.
- Si bien, las zonas homogéneas 17 y 10 están incluidas dentro de las cuencas de saneamiento, no son zonas de primera etapa se tuvieron en cuenta para el diseño de los colectores principales de primera etapa por aportar a los mismos.
- Se buscó adoptar la tapada mínima (0,9 m), esto se cumplió en todos los tramos con excepción de un tramo de 47,6 m en el cruce de las calles Leo y Escorpio. Se destaca que es un tramo pequeño que lleva los efluentes de las casas de la cuadra y se conecta al colector principal que está en la calle Del Navío (a una distancia de aproximadamente 138 m), se destaca que las recomendaciones de OSE para los sistemas MEVIR es de profundidad mínima de 0,9 m.
- El caudal de barométrica se ingresa aguas arriba del colector denominado como “Calle 15 entre Paloma y Av. Del Navío” ya que es donde se va a instalar uno de los volcaderos. No se considera el caudal de barométricas que generaría el volcadero 2 ya que se considera el aporte de la población de la zona Este como si tuvieran redes.

Se observó que si se diseñaba un interceptor costero, como se había previsto en el documento de “Estudios Básicos”, se generaban estaciones de bombeo que no estaban previstas y que aumentarían los costos de operación y mantenimiento. Se optó por construir un colector principal denominado “Av. Del Navío entre Calle sin nombre 1 – Lira – Centauro hasta planta de tratamiento” al cual se le conectarán los demás colectores principales. Esta nueva solución evita la construcción de una nueva estación de bombeo.

Los colectores al Noreste de Av. Del Navío se conectan a éste por gravedad, acompañando en su mayor parte la pendiente del terreno. Mientras que los colectores al Suroeste de Av. Del Navío se conducen a un punto común donde es necesario instalar una estación de bombeo que conduce los efluentes al colector de Av. del Navío para luego ser conducidos por gravedad. La estación de bombeo se ubica en la calle costanera (Tres Marías) entre las calles Centauro y Calle sin nombre 2, llegan dos colectores con profundidades de 4,5 m y 4,62 m (el colector costanero).

Los colectores que conducen las aguas residuales hacia la costa, tiene en su mayor parte la pendiente del terreno, siendo las profundidades bajas, mientras que en la zona baja (rambla costanera) al tener pendientes bajas si se tuvo que profundizar la red.

Para cumplir con la pendiente en el colector principal de Av. Del Navío-Lira-Andrómeda y no profundizar se coloca una estación de recalque en la calle Lira entre Piscis y Libra, donde el colector llega a una profundidad de 4,41 m

La zona de la Ciudad Vieja (zona homogénea 14) tiene pendientes altas hacia la costa, por lo que para conducir los efluentes de esta zona se diseñó una tercera estación de bombeo que conduce las aguas residuales a la cámara previa de la planta de tratamiento.

Para conectar la zona homogénea 6 (barrio obrero) y la zona Oeste de La Paloma, se estudiaron distintas alternativas de trazado de colector, de modo de evitar una cuarta estación de bombeo. El resultado es un colector que nace en la Ruta 15 esquina camino vecinal hasta la calle Aries, que posteriormente se conecta al colector Av. Del Navío-Lira-Andrómeda. Para llevar a cabo este colector es necesario realizar una servidumbre de uso público de aproximadamente 480 m ya que un trazo de colector cruza un predio privado donde no existen construcciones.

Los resultados de diseño de colectores por Método 1 y Método 2 de determinación de población de aporte pueden verse en el anexo de este documento. Se observa que la diferencia en diámetros entre el método 1 y 2 de estimación de población es muy similar, las diferencias no son significativas. Por este motivo se propone tomar el diseño realizado por el método 2 de estimación de población a que la variación de costos con respecto al método 1 no es significativo. Los resultados se pueden ver en los planos S06, S07, S08, S09 Y S10.

El caudal de infiltración se determina para redes principales y para redes secundarias:

Longitud de colectores (Km)	
Principales de primera etapa	15,9
Secundarias de primera etapa	37,4
Colectores de segunda etapa	18,6
Total	72,0

Tabla 2. Longitud de colectores.

Considerando una tasa de infiltración de 0,1 l/s.Km se determina un caudal por infiltración de 26 m³/h que llegará a la planta de tratamiento, este valor fue ingresado según correspondía asignando a cada tramo de colector una tasa de 0,1 l/s.Km.

2.1.2 Fosa Séptica individual

La fosa séptica se dimensiona en base a la Norma Brasileira NBR7229, se verifica además que la velocidad de sedimentación sea mayor a 36 m/día.

El volumen útil total debe ser calculado según:

$$V = 1000 + P(DT + KLf)$$

Donde:

V: Volumen útil en litros.

P: Número de personas o unidades de contribución.

D: Dotaciones en litros/persona.día o litros/unidad.día.

T: Periodo de retención en días.

K: Tasa de acumulación de lodos digeridos en días, equivalente al tiempo de acumulación de lodos frescos.

Lf: Contribución de lodos frescos en litros/persona.día o litros/unidad.día.

Los datos a usar para determinar el volumen de la fosa séptica serán:

- Dotación: 200 l/hab.d (con C=0,9, Dot=180 l/hab.d)
- Tiempo de retención: 1 día (por tener un contribución diaria inferior a 1500 l)
- Tasa de acumulación de lodos (K): 65 días
- Contribución de lodos frescos (Lf): 1 en litros/persona (para una dotación de 160 l/hab.d.)

Se observa que la dotación máxima que contempla la norma es de 160 l/hab.d, pero como para la localidad de estudio la dotación es mayor se tomará la mayor.

Se diseña para una población de 5 habitantes por vivienda, ya que es la situación más común según información recibida por inmobiliarias.

$$V = 1000 + 5(200 \times 1 + 65 \times 1) = 2325l$$

Se determina un volumen útil de 2,33 m³, las fosas serán de una profundidad de 1,2 m, largo de 2,10 m (largo útil de 1,8 m), y ancho de 1,08 m, expresadas en distancias internas (ver plano S03).

La tubería de ingreso a la fosa séptica desde la sanitaria interna será de PVC, en diámetro de 110 mm. Aguas abajo tendrá la cámara N 1 que se conectará a la red de efluentes decantados con un sifón desconector de PVC 160 mm. La ventilación será una rejilla de aspiración y una columna de ventilación de 2m de altura, ambas en PVC 110 mm.

El costo de la fosa séptica será de USD 2995, ver Anexo B de “Estudios Básicos”.

2.2 Zonas de Segunda Etapa

2.2.1 Depósito fijo impermeable

Las zonas homogéneas 7, 8, 12, 13, 15 y 16 tienen solución de saneamiento de depósitos fijo impermeable, y son zonas de segunda etapa.

En función de la cantidad de usuarios que aporta al depósito, la dotación y el volumen del mismo se puede definir la frecuencia de limpieza del mismo:

$$t = \frac{V}{C \cdot \text{Dot} \cdot P}$$

Donde:

t: tiempo entre limpieza en días

V: volumen del depósito en litros

Dot: Dotación en litros/habitante.día (200 l/hab.d)

P: Cantidad de personas servidas (será de 5)

Debe estar ubicado en un punto específico para poder realizar su limpieza. Se diseña para un volumen máximo de 8 m³ si sirven a una sola vivienda.

El depósito fijo impermeable debe tener un circuito de ventilación, materializado en una rejilla de aspiración que permita la entrada de aire a un nivel próximo al de la tapa del depósito y evacua a través de la columna de ventilación que debe tener mínimo dos metros de altura, protegida con un sombrerete para evitar el ingreso de objetos extraños. También debe contar con tapa y contratapa. Se debe construir una cámara anterior al depósito fijo filtrante con un sifón desconector a modo de barrera hidráulica para evitar la salida de los gases que se produce en el depósito debido a la descomposición de la materia orgánica.

Se determina un volumen útil de 6,80 m³, el depósito fijo impermeable tendrá una profundidad de 2,0 m, largo de 2,0 m, y ancho de 1,7 m, expresadas en distancias internas (ver plano S02). Se determina que el depósito se deberá vaciar semanalmente:

$$t = \frac{6.8}{0.9 \times 0.2 \times 5} = 7,6 \text{ dias}$$

La tubería de ingreso al depósito fijo impermeable desde la sanitaria interna será de PVC, en diámetro de 110 mm. La ventilación será una rejilla de aspiración y una columna de ventilación de 2m de altura, ambas en PVC 110 mm.

El costo de estas unidades será de USD 4343, ver Anexo B de “Estudios Básicos”.

2.2.2 Redes de Efluentes Decantados

Para las zonas de segunda etapa que tendrán solución de red de efluentes decantado se propone, mientras que no se inicia la segunda etapa, realizar un depósito fijo impermeable que tenga incluido una fosa séptica. De esta forma el líquido residual generado por la vivienda ingresa a una fosa séptica y luego se va a un depósito fijo impermeable. El volumen de la estructura es equivalente al volumen que tendría un depósito fijo impermeable.

Una vez construida la red frentista de efluentes decantados, se realizará la conexión desde el depósito fijo impermeable a la red de efluentes decantados.

Se determina un volumen total de 6,8 m³, donde la fosa séptica tendrá un volumen útil de 2,33 m³ y el depósito fijo impermeable tendrá un volumen de 4,47 m³. Para compatibilizar la disposiciones de la estructura se propone que ambas tengan una altura útil de 2m, y largo de 2 m (largo útil de fosa de 1,7m y de depósito fijo impermeable de 2 m) y ancho útil de 0,68 m para la fosa séptica y 1,12 para el depósito fijo impermeable. El resultado se observa en el plano S09.

El costo de estas unidades será de USD 5210, ver Anexo del presente documento.

2.3 Volcaderos para limpiezas de depósitos fijos

Se propone realizar dos volcaderos. Uno funcionará para el vertido de barométricas de las zonas homogéneas con solución de depósito fijo impermeable, y se ubicará en la zona Oeste (denominado Volcadero 1). El segundo volcadero funcionará para las zonas homogéneas de segunda etapa que tendrán solución de depósito fijo impermeable con fosa séptica en su

interior. Este último será provisorio hasta la construcción de las redes de segunda etapa, denominado como “Volcadero 2”.

2.3.1 Población de aporte

Se parte de los datos de población de 2011 y viviendas de 2011. Dentro de viviendas se conoce que porcentaje de éstas son ocupadas y cuales son de uso temporal. Se asume que la población existente, información de INE se ubica en las viviendas ocupadas, de esta forma se determina en promedio e valor de personas por viviendas para el año 2011.

No se conoce la cantidad de turistas que se instalará en la zona de aporte a los volcaderos. Se propone para determinar la población de aporte a los volcaderos, considerar la cantidad de viviendas ocupadas para el año 2047 conservando la ocupación de personas por viviendas determinadas en el año 2011. Para las viviendas de uso temporal, se asume, al igual que se hizo para el diseño de las redes de colectores 4 personas por viviendas. Se determina:

Volcadero 1							
	Datos de 2011, INE					2047	
ZH	Personas	Viviendas	Viv Ocupadas	Viv Uso temporal	Pers / Viv Oc	Viviendas (proyección)	Población Diseño
7	20	11	7	4	2,9	27	88
8	99	55	34	21	2,9	142	472
12	84	62	29	33	2,9	252	878
13	127	92	43	49	3,0	377	1324
15	19	70	10	60	1,9	245	907
16	2	9	1	8	2,0	33	125
						TOTAL (pers)	3794

Tabla 3. Población de diseño para Volcadero 1.

El Volcadero 2 funcionara en el periodo previo a la construcción de las obras de segunda etapa, lo que estima que ocurrirá en el año 2029. Por ello el Volcadero 2 se diseña e forma análoga al Volcadero 1 pero con la población del año 2029.

Volcadero 2							
	Datos de 2011, INE					2029	
ZH	Personas	Viviendas	Viv Ocupadas	Viv Uso temporal	Pers / Viv Oc	Viviendas (proyección)	Población Diseño
18	188	377	86	291	2,2	188	674
19	201	405	95	310	2,1	522	1858
20	432	362	174	188	2,5	476	1558
21	269	535	105	430	2,6	826	3071
22	189	243	70	173	2,7	442	1602
23	189	243	70	173	2,7	442	1602
						TOTAL (pers)	1

Tabla 4. Población de diseño para Volcadero 2.

El dimensionado de los volcaderos se realiza de forma análoga al diseño de las fosas sépticas individuales.

El volumen útil total debe ser calculado según:

$$V = 1000 + P(DT + KLf)$$

Donde:

V: Volumen útil en litros.

P: Número de personas o unidades de contribución.

D: Dotaciones en litros/persona.día o litros/unidad.día.

T: Periodo de retención en días.

K: Tasa de acumulación de lodos digeridos en días, equivalente al tiempo de acumulación de lodos frescos.

Lf: Contribución de lodos frescos en litros/persona.día o litros/unidad.día.

Se trabaja con una dotación de 200 l/hab.d, afectado por el coeficiente de retorno de 0,9. El período de retención es de 2 hs, el volcadero funciona como un sedimentador primario (tasa de aplicación superficial del orden de 20 m³/m²/d).

La tasa de acumulación de lodos digeridos en días es de 65, ya que se realiza una limpieza anual y la temperatura del efluente está entre 10 y 20 °C, este valor se considera para un tiempo de una semana, ya que es el tiempo de permanencia de los turistas. La contribución de lodos frescos de 1 l/persona.d al igual en el caso de fosa séptica.

Se determina:

	Población aporte	V _{pobl} = P.D.T (l).C	V _{seg} = 1000 l	Vol _{lodos} = P.K.Lf	V _{total} (m ³)	Altura (m)	Largo (m)	Ancho (m)
Volcadero 1	3794	63226	1000	4729	69	2,2	8	4
Volcadero 2	10366	172760	1000	12921	187	2,2	14	6

Tabla 5: Dimensiones de Volcaderos.

Se determina que los volcaderos serán de tres compartimentos de aproximadamente ancho igual a Largo/3 (ver plano S17). Las barométricas descargarán por la tapa de lado de 60 cm en el primer recinto del volcadero. Los compartimentos están conectados por aberturas y la salida del volcadero es hacia una cámara de inspección con sifón desconector (de diámetro 160 mm) que se conecta a la red de efluentes decantados. La ventilación será una rejilla de aspiración y una columna de ventilación de 2m de altura, ambas en PVC 110 mm.

Si bien los depósitos fijos impermeables no se contemplan en la primera etapa, los volcaderos si se construirán en la primera etapa ya que en un periodo de 10 años la población que no tenga red frentista a su predio deberá construir un depósito fijo impermeable. Según la zona de residencia el depósito será simple o con una fosa séptica incluida, como se mencionó anteriormente.

2.4 Interferencias

Según informa la alcaldía las interferencias principales que se encontrarán serán del servicio de Fibra Óptica, y OSE, que se encuentran por vereda. Los servicios de UTE, ANTEL Y Cable se desarrollan de forma aérea y también pueden encontrarse por vereda. Será necesario realizar a nivel de Proyecto Ejecutivo cateos para verificar las profundidades de los mismos, debido a que

condicionará la construcción de las conexiones domiciliarias a la red que se construirá por eje de calle.

Se presentan las redes de abastecimiento de agua de La Paloma – La Aguada – Costa Azul, información que puede visualizarse en el anexo.

Por parte de la Administración de Ferrocarriles del Estado se tiene que la infraestructura existente se encuentra paralela a la Ruta 15, y llega al puerto de La Paloma. En la siguiente imagen se muestra esquemáticamente la ubicación de la misma.

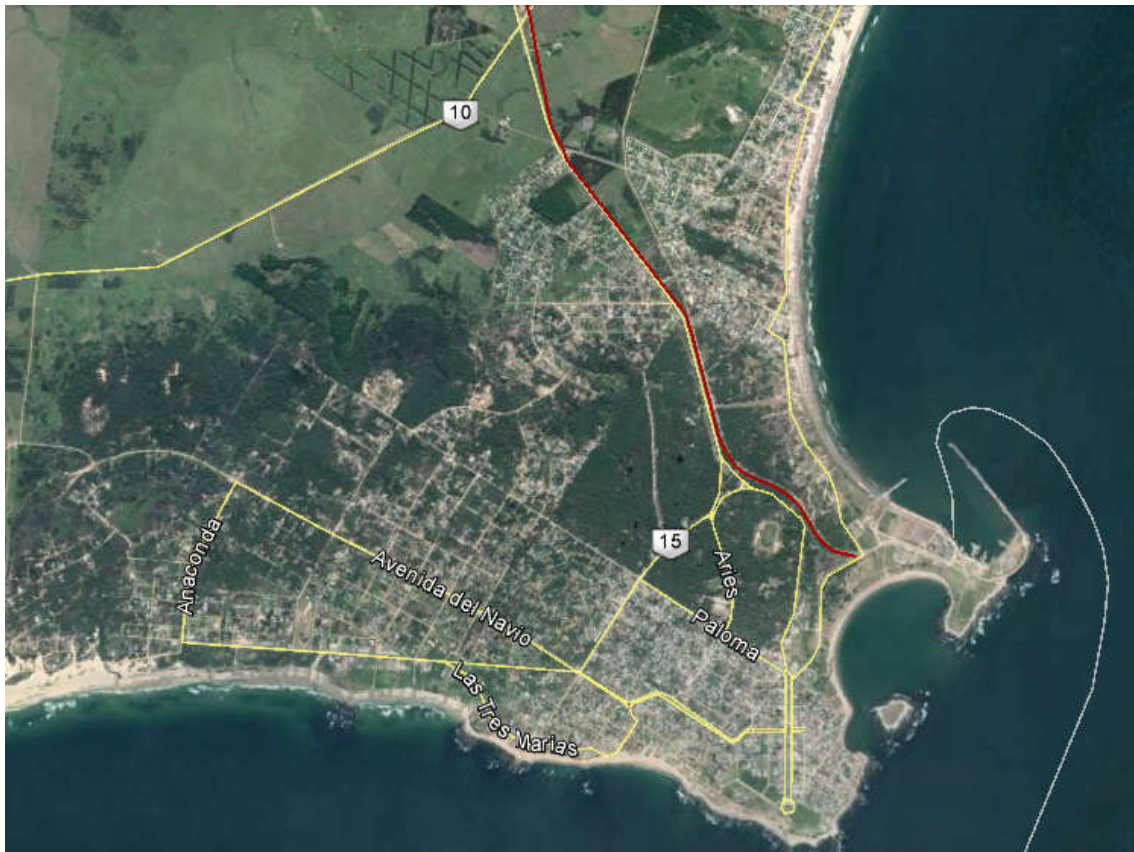


Figura 3. Esquema ubicación de línea férrea.

Esto interfiere en particular con la impulsión de la zona Este hacia el colector denominado como “Colector Este - Ruta 15 - Camino Vecinal - Aries - Av. Del Navío - Leo hasta Lira”.

3 Estaciones de Bombeo

3.1 Generalidades

Para obtener un correcto funcionamiento de la red de saneamiento, se buscará en la medida de lo posible, que el efluente circule por gravedad. En los puntos más bajos de la instalación, donde la profundidad de las redes es mayor a 4,5 m y no es posible seguir conduciendo el efluente por gravedad sin seguir profundizando, se precisa de estaciones de bombeo para elevar el efluente. Estas estaciones tienen como objetivo elevar el efluente hasta una cota suficiente para que el líquido pueda circular por gravedad.

Las bombas se pueden encontrar sumergidas o en seco. En el caso de estudio, se opta por sumergidas, ya que se consiguen menor consumo de caudal, además de que el efluente sirve como refrigeración para la bomba, evitando así sobrecalentamientos.

Para poder dimensionar la cámara se tiene que conocer el tipo de instalación de bombas, así como su tamaño. Para cada estación de bombeo se decide instalar tres bombas, de las cuales dos trabajan y la otra es de repuesto. Se opta por este sistema debido a la diferencia de caudal entre verano e invierno. En invierno trabajará una sola bomba, y en verano entrarán las dos en operación.

Todas las bombas que se instalen deben respetar distancias mínimas entre paredes y bombas, para evitar efectos indeseables del flujo en su aspiración.

Como se mencionó en el capítulo anterior, se dimensionarán tres estaciones de bombeo: Estación Tres Marías, Estación Lira y Estación Ciudad Vieja.

3.2 Bombas

Para obtener el tipo de bomba se debe conocer la carga que debe vencer, así como el caudal con el que debe trabajar. Se trabaja con la herramienta integrada en la página web www.xylect.com para la selección de las mismas.

3.2.1 Caudal

El caudal de diseño corresponde al caudal que llega de la red de colectores ($Q_{max,h}$)

Caudal de diseño (m ³ /h)	
Tres Marías	101,7
Ciudad Vieja	20,8
Lira	173,9

Tabla 6: Caudal de diseño para las estaciones de bombeo (m³/h).

3.2.2 Pérdidas de carga

Para determinar las pérdidas de carga que la bomba debe vencer durante la impulsión, se debe tener en cuenta las siguientes pérdidas de carga:

Pérdidas de carga: Debido al rozamiento constante que se produce durante la impulsión entre el fluido y la tubería, se van produciendo cierta pérdida de energía. La bomba debe ser capaz de

aplicar dicha pérdida que se produce. Depende principalmente de la longitud, del diámetro, del tipo de material y del caudal que circula por su interior.

Para las pérdidas de carga longitudinales se emplea la ecuación de Darcy:

$$h_f = f \cdot \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

De donde:

f = factor de fricción, depende de la rugosidad del material de la conducción, del caudal, del diámetro, del número de Reynolds, y de la viscosidad del fluido. En nuestro caso se opta por emplear tuberías de acero en todo el pozo. Las ventajas que ofrece el acero a diferencia del PVC es que las piezas para este último tienen que ser de catálogo, mientras en el acero no es necesario, pues un codo a 45° se puede conseguir con una buena soldadura. Se obtiene mediante la fórmula de Swamee:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{5,74}{\text{Re}^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Donde ε corresponde al de la tubería de acero, con valor 0,045 mm.

Re = Número de Reynolds, depende de la velocidad, del diámetro de la tubería así como de la viscosidad del flujo.

$$\text{Re} = \frac{v_s D}{\nu}$$

Para la viscosidad se considera que es similar a la del agua limpia a 20° a efectos prácticos por los siguientes motivos:

- Datos bibliográficos (Pumping Station Desing, de Robert L. Sanks, capítulo 19, pérdidas de carga en flujos turbulentos) dice que bajo condiciones de flujo turbulento, y baja concentración de sólidos, se puede optar por considerar las propiedades del flujo como la del agua. En nuestro caso la concentración es baja, pues la opción de fosa séptica más redes de efluentes decantados, una de las ventajas de la fosa es la disminución de sólidos sedimentables. Por lo tanto, es de buena práctica considerar viscosidad y densidad como la del agua.
- Si se atiende a la concentración de SST que tiene un efluente doméstico, que son entorno 200 – 250 mg/l, para un volumen de un litro, se tiene, en el peor de los caso 0,00025 kg. Si la densidad del agua es de 1 kg/l, la relación que existe entre la concentración de SST y la densidad del agua estaríamos hablando de 0,025 %. Este valor es tan pequeño que podría, por lo tanto, considerarse la viscosidad y densidad del flujo a tratar como la del agua.

D = Diámetro de la conducción. Se diferencian dos diámetros: la primera corresponde con el diámetro de salida de la bomba, que es el que da el catálogo de bombas y va acoplada a la bomba. Este diámetro cumple con el requisito de que la velocidad en la succión sea menor o

igual a 1.5 m/s. El segundo es la conjunción de las tres bombas, que cumple con las leyes de la hidráulica. Esta sección se mantiene constante hasta el punto donde acaba la impulsión.

L = longitud del trazado. Se trata del trazado de la impulsión. Para los pozos de impulsión se elabora un perfil de impulsión, en el cual se muestra los accesorios que hay en su trayectoria, así como las cota inicial y final del trayecto. Al ser impulsión, debe cumplir con una pendiente mínima ascendente de 0.3 %. Los valores a emplear son:

Característica de impulsión		
EB	Longitud (m)	Diámetro (m)
Tres Marías	318	0,15
Ciudad Vieja	470	0,08
Lira	7	0,25

Tabla 7. Longitud y diámetro para la impulsión.

La longitud corresponde al trazado que la bomba debe vencer. En el caso del pozo de recalque corresponde a la trazada de la cámara de válvulas. Se obtiene por lo tanto las pérdidas longitudinales, que son:

Pérdidas de carga longitudinales (m)	
Tres Marías	0,52
Ciudad Vieja	0,11
Lira	0,004

Tabla 8. Pérdidas de carga longitudinales (m).

Pérdidas de carga localizadas: Son las debidas a los accesorios que hay durante la impulsión. Se emplea la siguiente fórmula:

$$h_v = K \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

De donde K es un coeficiente determinado de forma empírica para cada tipo de accesorio, que cambia en función del diámetro. Fuente:

(<https://operaciones1.files.wordpress.com/2009/05/accesorios-en-valvulas-y-tuberias-crane1.pdf>).

Los accesorios que se van a emplear son, junto a sus coeficientes de pérdidas de carga:

- Válvula de retención (un total de 2): $K = 400 f_t$
- Válvula reguladora (un total de 2): $K = 3 f_t$
- Codo de 90° (un total de 5 en el pozo): $K = 30 f_t$

De donde f_t depende del diámetro, y toma los siguientes valores:

Diámetro mm	15	20	25	32	40	50	65, 80	100	125	150	200,250	300,400	450-600
Nominal pulg	½	¾	1	1¼	1½	2	2½, 3	4	5	6	8, 10	12-16	18-24
Factor de fricción (f_t)	.027	.025	.023	.022	.021	.019	.018	.017	.016	.015	.014	.013	.012

Tabla 9. Valores de f_t .

En caso de los pozos de recalque los accesorios a considerar serán los mencionados anteriormente. En el caso de las estaciones de bombeo, se observa el perfil de impulsión para ver los elementos necesarios (codos, tee, válvulas de aire, válvulas de purga, entre otros).

Las pérdidas de cargas localizadas a considerar, para cada caso son:

Pérdidas de carga localizadas (m)	
Tres Marías	1,42
Ciudad Vieja	1,22
Lira	1,41

Tabla 10. Pérdidas de carga localizadas (m).

Carga geométricas a vencer: Se deben principalmente al desnivel a vencer, que dependerá de cada trazado y el punto a donde se quiere elevar.

A continuación se muestra las cotas de terreno y zampeado tanto aguas abajo como aguas arriba, en metros:

Pozo	AGUAS ARRIBA		AGUAS ABAJO		Carga geométrica
	Cota terreno	Cota Zampeado	Cota terreno	Cota zampeado	
Tres Marías	4,5	0	5,5	4,6	4,6
Ciudad Vieja	2,3	1,25	7,4	6,5	5,25
Lira	5,5	1,08	-	-	

Tabla 11. Pérdida de carga Geométrica.

La altura total (Hg) será la diferencia entre la cota de zampeado aguas arriba y la de aguas abajo. Esta altura no es la definitiva, pues aún no se tiene en cuenta la profundidad del pozo total, donde están las bombas instaladas, ni el diámetro de la tubería de impulsión. Una vez se tiene esos datos, se debe verificar que la altura que proporciona cumple con esa altura.

Pérdidas totales: Comprende la suma de todas las pérdidas, teniendo entonces:

Pérdida de carga Totales (m)	
Tres Marías	6,54
Ciudad Vieja	6,68
Lira	4,84

Con estas pérdidas y los caudales correspondientes se obtiene las bombas que se necesitan. Se opta por seleccionar bombas que nos ofrezcan una altura superior, ya que hay que considerar la profundidad del pozo, que no se tuvo en cuenta en el primer cálculo, pero se comprueba después.

3.2.3 Selección de bombas

Para la selección de la bomba se utiliza la herramienta integrada en la web de xylect, (donde introduciendo nuestro caudal y nuestras perdidas de carga, la disposición de la bomba que queremos y el diámetro de impulsión nos ofrecen una serie de bombas, de la cuales, seleccionamos la que más se nos asemeje. Entre las bombas que se ofrecen, se descartan aquella que nos bombea un caudal menor al nuestro, y de las que nos queda, se elige la que mayor rendimiento ofrezca.

Las bombas que la web www.xylect.com nos ofrece son:

- Pozo acuario: CP 3127 MT ~434
- Pozo Ciudad Vieja: DP 3085 MT 1~474
- Pozo Lira: NP 3171 LT 3~614

Una vez seleccionada la bomba que es capaz de bombear el caudal de diseño para una determinada pérdida de carga, se procede al dimensionamiento del pozo del bombeo.

3.3 Dimensionamiento del pozo de bombeo

Para el dimensionamiento del pozo, se debe conocer, además de las dimensiones de las bombas, el volumen útil del pozo. Se considera, en primera instancia, que cumpla con los parámetros geométricos de disposición de las bombas en el interior, y después el criterio de velocidad. La velocidad en el interior del pozo debe ser menor a 0,3 m/s.

Para las dimensiones del pozo y disposición geométrica se opta por un pozo circular, ya que el caudal de diseño es un caudal pequeño, y para este tipo de caudales lo más recomendado son pozos circulares. Además, el pozo cilíndrico es el más adecuado para pequeños caudales, ya que evita zonas de estancamiento del efluente, caso que ocurriría en un pozo rectangular en las esquinas.

Para obtener las dimensiones se utiliza la “American National Standard for Pump Intake Design”, apartado 9.8.2.3.2, Recomendaciones para el dimensionamiento de estaciones de bombeo circulares.

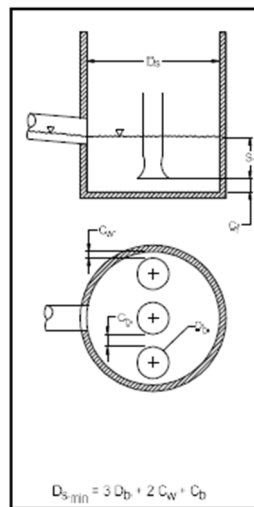


Figura 4. Esquema Pozo de Bombeo.

3.3.1 Volumen útil

El volumen útil es el volumen entre los cuales va a trabajar la bomba. Este volumen se obtiene como:

$$V_{util} = \frac{Q \left(\frac{m^3}{s} \right) \cdot T_{ciclo} \cdot 60}{4}$$

Siendo Q el caudal que llega al pozo y T_{ciclo} el tiempo que transcurre entre arranques sucesivos. Se considera 5 arranques en una hora, por lo tanto el tiempo de ciclo es de 12 minutos.

Por lo tanto, para cada pozo y trazado tenemos los siguientes volúmenes útiles:

Volumen útil (m3)	
Tres Marías	5,10
Ciudad Vieja	1,00
Lira	10,40

Tabla 12. Volumen útil pozos de bombeo (m3).

Obtenido el volumen útil, se busca el diámetro del pozo, como la suma de la mayor distancia de la bomba, separación de la pared y la bomba y distancia entre bombas. Estos valores se obtienen de la siguiente forma:

- D_b = Diámetro bomba (la mayor distancia en planta).
- C_b = Separación entre bombas, calculado como:

$$C_b = \max \{0,25 \cdot D_b; 0,1\}$$

- C_w = Distancia entre la bomba y la pared del pozo, calculado como:

$$C_w = \max \{0,25 \cdot D_b; 0,1\}$$

- C_f = Distancia entre el piso y donde se produce la succión. Esta distancia la proporciona el fabricante.

Por lo tanto, el diámetro mínimo del pozo debe ser, según 'American National Standard for Pump Intake Design', apartado 9.8.2.3.2, Recomendaciones para el dimensionamiento de estaciones de bombeo circulares:

$$D_{s_min} = 3 \cdot D_b + 2 \cdot (C_w + C_b)$$

Y el área del pozo corresponde a:

$$A_{pozo} = \frac{\pi \cdot (D_{s_min})^2}{4}$$

Si se cumple el siguiente criterio, el pozo tendrá un dimensionado correcto:

$$V_{pozo} = \frac{Q(m^3/s)}{A_{pozo}(m^2)} \leq 0,3 m/s$$

A continuación se procede al cálculo de la altura útil, que se obtiene como:

$$H_{útil} = \frac{V_{útil}}{A_{pozo}}$$

Desde el colector hacia abajo se da la altura útil. Esta altura útil debe ser mayor que cinco veces la altura de una boya. Las boyas por las que se han optado son boyas de 13 cm de altura (<http://www.intrial.com.pe/descargables/miniboya.pdf>).

El máximo nivel de alarma coincidirá con la cota del zampeado del colector. A continuación se dejan 15 cm de margen entre el nivel máximo de alarma y el nivel de arranque de la segunda bomba, y seguido se coloca la altura útil. Esta altura útil se divide en 4 secciones:

- Arranque segunda bomba
- Arranque primera bomba
- Detención Segunda bomba
- Detención primera bomba

El nivel de detención de primera bomba debe coincidir con la parte más superior de la bomba, y después se dejan otros 15 cm de margen para el nivel mínimo de alarma.

Se muestra a continuación las áreas de los pozos, altura útil y altura del pozo:

Pozo	Área (m ²)	Altura útil (m)	Cota terreno (m)	Cota Zampeado (m)	Altura bomba (m)	Altura total (m)
Tres Marías	14,1	0,36	4,50	0,0	0,66	5,63
Ciudad Vieja	9,0	0,12	2,30	1,25	0,515	1,7
Lira	28,8	0,36	5,50	1,08	1,127	6,1

Tabla 13. Geometría pozos de bombeo.

En ninguno de los casos se cumple el tamaño de boya, por lo tanto se toma como altura útil en todos los pozos 52 cm (el tamaño de cuatro boyas), aumentando el tamaño de los pozos a:

Pozo	Altura (m)
Tres Marías	5,79
Ciudad Vieja	2,10
Recalque	6,26

Tabla 14. Altura pozos de bombeo.

3.3.2 Cámara de válvulas

Las dimensiones de la cámara de válvulas será:

- Ancho: igual que el pozo.
- Largo: suficiente para que entren los accesorios.
- Altura: variable en función de los accesorios y de la tubería de salida.

Se procurará que la tapada del diámetro de salida sea de 0,90 metros.

3.3.3 Cámara previa

Esta cámara se encarga de recibir el efluente y evacuarlo en caso de que sea necesario. Sus dimensiones son 0.6mx0.6m, y cuenta con una tapa de acceso para el personal.

Están prevista de un aliviadero, que es la que se encarga de evacuar. Están construidas de tuberías de PVC.

Aliviadero Pozo Tres Marías



Figura 5. Aliviadero Estación de bombeo Tres Marías.

Este aliviadero tiene una longitud de 385 metros, con un diámetro de 300 mm.

La descarga se produce en esa zona pues hay presencia de roca, de tal forma que no genera tanto impacto visual que la que supondría la descarga directa al punto más cercano del océano.

En este caso se aprovecha la misma zanja con la que se hizo el colector que le llega.

Aliviadero Pozo Lira.

Tiene una longitud de 330 metros, con diámetro 300 mm.



Figura 6. Aliviadero Estación de Bombeo Lira.

Se intenta minimizar el impacto visual que esto genera, y por ello el vertido se produce en esa zona, ya que también es una zona de roca.

Aliviadero Pozo Ciudad Vieja.



Figura 7. Aliviadero estación de bombeo Ciudad Vieja.

Este aliviadero cuenta con una longitud de 40 metros y un diámetro de 160 mm. La zona de vertido se produce en una zona con roca.

3.3.4 Cámara de rejás

Para el dimensionado del canal de rejás, hay que saber qué tipo de reja se ofrece en el mercado, y en función de su ancho, se procede a la verificación de las velocidad en su alrededor. De catálogo se obtiene que hay una reja de ancho de 0.4 m a 2 m. En el caso de estudio se selecciona el de 0.4 metros, pues no circula un gran caudal. Se debe cumplir que la velocidad aguas arriba y aguas abajo esté entorno 0.4 y 0.8 m/s, y la velocidad de pasaje en la reja sea de 0.6 a 1.2 m/s.

Para obtener la verificación de estas condiciones, se debe determinar la cantidad de barrotes que habrá en la reja. Para ello, se debe conocer el tirante aguas abajo de la reja, que se obtiene como el tirante crítico de la curva de remanso que se genera en la caída libre hacia el pozo. A partir de este tirante, se obtiene el tirante aguas arriba de la reja, así como la velocidad y la velocidad de aproximación en la reja. Iterando con el tirante de aguas arriba, hasta que se consiga que la diferencia de pérdida que se produce en el paso por la reja sea nula, significará que la reja cumple con las condiciones sé que tienen, y por lo tanto que es válida.

Para el caso del pozo Tres Marías:

Verificación canal de rejás	
yaa(m)	0,08
vaa(m/s)	0,88
Haa(m)	0,12
yAA(m)	0,13
vAA(m/s)	0,56
HAA(m)	0,14
ΔHr (m)	0,02
b(m)	0,01
a(m)	0,03

N	11,00
bu(m)	0,29
vr (m/s)	0,78
$\Delta Hr''$ (m)	0,02
resta $\Delta Hr - \Delta Hr''$	0,00

Tabla 15. Verificación canal de rejas. Estación de bombeo Tres Marías.

Para el caso del pozo Lira:

Verificación canal de rejas	
yAA(m)	0,13
vAA(m/s)	1,12
HAA(m)	0,19
yaa(m)	0,20
vaa(m/s)	0,72
Haa(m)	0,23
ΔHr (m)	0,03
b(m)	0,01
a(m)	0,03
N	11,00
bu(m)	0,29
v _r (m/s)	0,99
$\Delta Hr''$ (m)	0,03
resta $\Delta Hr - \Delta Hr''$	0,00

Tabla 16. Verificación de rejas. Estación de Bombeo Lira.

En este caso, cumple en los dos casos con ambas condiciones, y por lo tanto es válido este ancho para el canal de rejas.

4 Planta de Tratamiento

4.1 Generalidades

La planta a diseñar es de Tratamiento Físicoquímico ya que como se explicó en los “Estudios Básicos” esta solución es la más apropiada para una zona balnearia donde hay grandes cambios en la población durante el año, seguida de un sistema de desinfección UV, ya que el mismo no solo ha mostrado gran eficiencia, sino que también es un método seguro porque necesita la adición de productos químicos y por ello no genera subproductos químicos. La misma contará con las siguientes unidades:

- Sistema de desbaste: reja fina seguida de un tamiz
- Desarenador cuadrado
- Mezcla rápida – Coagulación con canaleta Parshall
- Floculación hidráulica
- Sistema de flotación con aire disuelto
- Desinfección UV

En esta memoria se describirán los cálculos que se realizaron para dimensionar las unidades y se justificaran los mismos.

Se diseñarán tres trenes de tratamiento. En los meses no estivales se tendrá un único tren de tratamiento en funcionamiento, y se tendrá otro de respaldo en caso de operaciones de mantenimiento.

Durante los meses de verano al inicio del periodo de funcionamiento de las unidades trabajará un único tren de tratamiento hasta que sea necesario poner en funcionamiento el segundo. En verano de final de periodo de previsión funcionarán dos trenes de tratamiento y habrá uno de respaldo.

Para la elección de los equipos electromecánicos se consultó proveedores, XYLEM inc. y RETEC, los más apropiados para los caudales que se tienen y las eficiencias que se espera lograr con los mismos.

Las unidades se ubicarán siempre a un nivel mayor que la napa freática, dejando una franquía de al menos 50cm. Esto último es para evitar posibles problemas de infiltración.

4.2 Caudal de diseño

Se define el caudal medio diario como:

$$Q_{med,d} = P \cdot Dot \cdot C$$

- P es la población de estudio
- Dot es la dotación en l/hab.d
- C coeficiente de retorno

Se define el caudal máximo diario como el caudal del día de máximo consumo en ($Q_{max,d}$) que determina como:

$$Q_{max,d} = Q_{med,d} \cdot K1$$

Donde $K1$ es el coeficiente de pico diario para la población de estudio.

También se define el caudal máximo horario ($Q_{max,h}$) como el caudal a la hora de máximo consumo el día de máximo. Este se determina como:

$$Q_{max,h} = K2 \cdot Q_{max,d}$$

- Donde $K2$ es el coeficiente de pico horario para la población de estudio

Los coeficientes de $K1$ y $K2$ se determinaron en el apartado de “Estudios Básicos”, llegándose a que:

$$K1' = 1,2 \text{ y } K2' = 1,2.$$

Al caudal se le debe agregar el caudal que infiltra en la red. Además en verano se le agrega el caudal de un camión barométricos vuelca en las fosas volcaderos.

Por lo tanto se definen los caudales de diseño para los meses estivales será:

$$Q_{diseño,verano,d} = P \cdot Dot \cdot C \cdot K1' + Q_{barometrica} + Q_{infiltración}$$

$$Q_{diseño,vernao,d} = P \cdot Dot \cdot C \cdot K1' \cdot K2' + Q_{barometrica} + Q_{infiltración}$$

Para los meses no estivales:

$$Q_{diseño,verano,d} = P \cdot Dot \cdot C \cdot K1' + Q_{infiltración}$$

$$Q_{diseño,vernao,d} = P \cdot Dot \cdot C \cdot K1' \cdot K2' + Q_{infiltración}$$

Las unidades se diseñaran con el caudal de diseño de pico diario y las conducciones con el caudal de diseño pico horario.

Se tiene que la población fija será de 6.983 habitantes, y que los turistas de la primera semana de enero serán 5.985.

Los parámetros son $C=0,9$, $K1=1,2$ y $K2=1,2$. La dotación es de 200 l/hab.d.

Para el cálculo del caudal producido por la descarga de un camión barométrico. El volumen para el tanque del camión barométrico se estimó en 7,5 m³ y el tiempo de vaciado es de 20 minutos. Con ello se llegó a que el caudal de descarga de un camión barométrico será de 22,5 m³/h.

El caudal de infiltración proveniente de las redes es de 25,9 m³/h.

Con la población fija se obtienen los caudales de diseño al final del periodo de previsión para los meses no estivales.

Para los meses estivales se considera la población de diseño será la población fija más los visitantes de la primera semana de enero. Se llega a que los caudales de diseño para verano serán:

$$Q_{diseño,verano,d} = (6.983 + 5.985) \text{ ab. } 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 + 22,5 \text{ m}^3/h + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño,verano,d} = 165,69 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño,verano,h} = (6.983 + 5.985) \text{ ab. } 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1,2 + 22,5 \text{ m}^3/h + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño,verano,h} = 187,2 \text{ m}^3/h$$

Mientras que para los meses no estivales la población de diseño será la población fija de la localidad, y únicamente se adicionará el caudal de infiltración. Los resultados son:

$$Q_{diseño, invierno, d} = 6.983 \text{ ab.} \cdot 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, verano, d} = 90 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, invierno, h} = 6983 \text{ ab.} \cdot 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1,2 + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, verano, h} = 100,8 \text{ m}^3/h$$

4.3 Parámetros del afluente

Se observa que no se cuenta con la caracterización de un efluente decantado de la localidad de los parámetros afluentes, por ellos se usarán recomendaciones teóricas de bibliografía para los parámetros. En caso de contar con información empírica de la planta de tratamiento de Piriápolis se comparan los valores y analizará si los teóricos son apropiados.

Como las características de la población de La Paloma tienen un comportamiento similar al de la población de Piriápolis, se solicitó a CIEMSA información de los parámetros que caracterizan al efluente que llega a la Planta de Piriápolis. De la información brindada se tiene que la concentración de $DBO_5 = 200 \text{ mg/l}$ y una concentración de coliformes fecales de $3 \cdot 10^6 \text{ ufc/100ml}$. Se comparará esta información con datos de bibliografía.

Para la planta a diseñar en todas las etapas del proyecto se consideran los siguientes datos generales:

- La temperatura media del efluente es de 20°C.
- El pH del efluente es neutro.
- Se supone que los parámetros de densidad y de viscosidad cinemática y dinámica del efluente serán los mismos que los del agua como se explica en el capítulo de “Estaciones de Bombeo”. Los parámetros a usar son los siguientes:

$$\rho = 998,63 \text{ kg/m}^3$$

$$\nu = 1,06 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\mu = 1,06 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m} \cdot \text{s}$$

- Se toma la recomendación para los sólidos suspendidos totales de un efluente crudo es $SST = 250 \text{ mg/l}$ según Crites & Tchobaoglus. Como el efluente pasa por la fosa séptica, existe remoción de sólidos y de DBO. Es necesario estimar cual es esa remoción para así determinar las concentraciones del efluente en la llegada a la planta.

Se cuenta con una relación de remoción de DBO y SST en función del tiempo de retención para tanques de sedimentación primaria de Greeley, 1938. A continuación se tiene un gráfico donde se observa la relación.

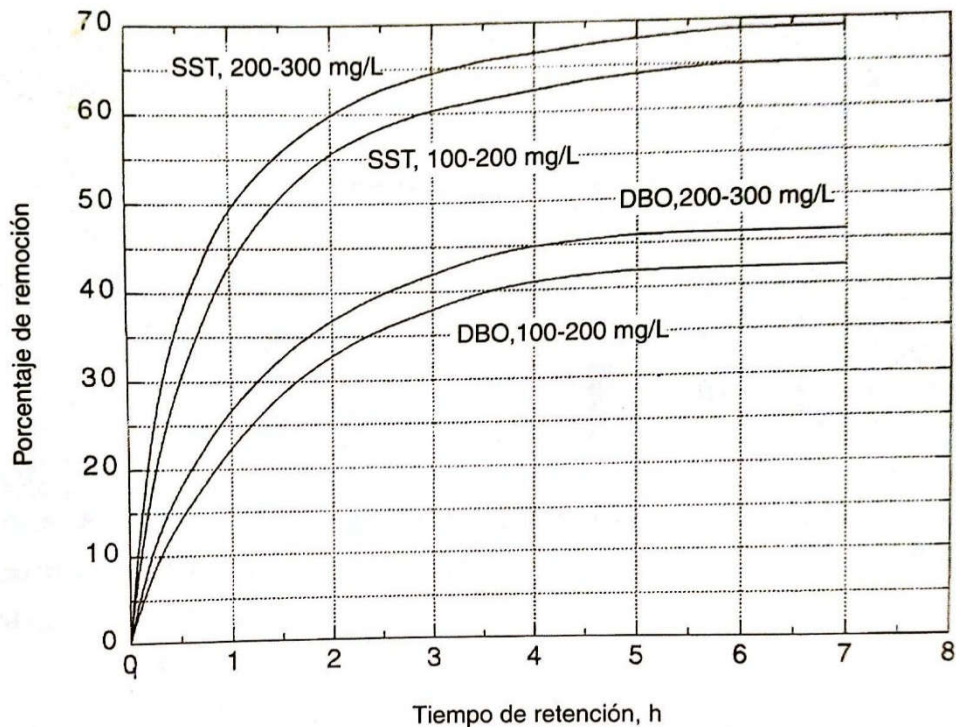


Figura 8. Valores para emociòn de DBO y SST en tanques de sedimentaciòn primaria (Greeley, 1938).

Se verificó que la fosa séptica tenga la misma tasa de sedimentación que un sedimentador primario para determinar si es apropiado usar los valores de la Figura 4. Se calculó la tasa de aplicación superficial de la fosa séptica con el caudal de una cisterna:

$$TS = \frac{Q}{A} = \frac{1,5 \frac{l}{s}}{1,9m \cdot 0,8m} = 85,2 \frac{m}{d}$$

El valor de tasa de sedimentación de un sedimentador primario puede variar desde 20 hasta 120 m/d. Por lo que la fosa se encuentra dentro de los valores recomendados. El tiempo de retención de la fosa es de 24 horas, mientras que el tiempo de un sedimentador primario varía de 1 a 8 horas, por lo tanto es aceptable que la remoción de DBO y de SST es del orden de un sedimentador primario.

Con esto se llega a que en la fosa séptica se dará una remoción del 65% y la concentración de SST en el efluente a la salida de la fosa séptica será de 87,5 mg/l.

- La DBO₅ del afluente será 125 mg/l. Este valor se obtiene de que la remoción de una fosa séptica según la norma Brasileña NBR7229 "Projecto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos" para fosas sépticas de una etapa varía entre un 30% y 50%, por ello si el efluente crudo tiene una concentración teórica de 250 mg/l, se llega que efluente a la salida de la fosa séptica es de 125 mg/l.

En la Figura 4 se observa que se tiene que tomar una remoción de DBO₅ de aproximadamente 45% en sedimentadores primarios en la fosa séptica es aceptable.

- La concentración de coliformes será de $2 \cdot 10^7$ ufc/100ml. Se utilizará este valor ya que es superior al del efluente que llega a la planta de Piriápolis.
- Para Nitrógeno se toma el valor de bibliografía de $TKN \quad N = 40 \text{ mg/l}$.
- Para Fósforo se toma el valor de bibliografía de $P_{total} = 5 \text{ mg/l}$.

4.4 Unidades de Tratamiento

4.4.1 Sistema de desbaste

El sistema de desbaste estará compuesto por un sistema de rejillas finas mecanizadas. Y será seguido de un tamiz.

4.4.1.1 Valores Recomendados para las rejillas

Según separación entre barras:

- Reja fina: abertura de 10 a 40 mm

Hay que tener en cuenta que la abertura de la rejilla debe ser menor que el tamaño máximo de sólidos admitidos por los equipos de bombeo.

Según Inclinación de la rejilla:

- Rejas de limpieza mecanizada: 60° a 90°

Velocidades:

- Velocidad de aproximación entre 0,4 y 0,8 m/s
- Velocidad de pasaje de 0,6 a 1,2 m/s para rejillas mecánicas

4.4.1.2 Pérdida de carga en la rejilla

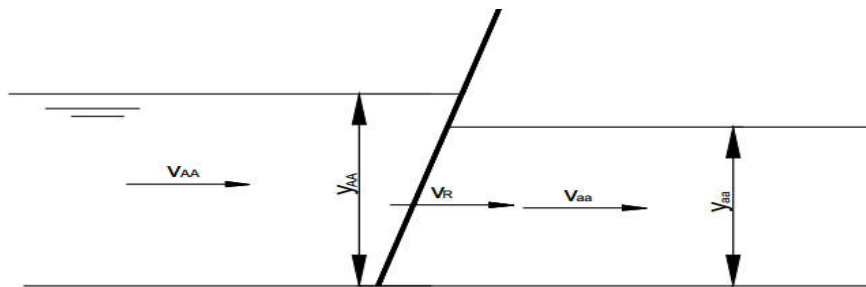


Figura 9. Esquema de rejilla y tirantes.

Se tendrá que:

$$v_{AA} = \frac{Q}{b \cdot y_{AA}} \quad v_{aa} = \frac{Q}{b \cdot y_{aa}} \quad v_r = \frac{Q}{b_u \cdot y_{AA}}$$

Donde:

b : ancho del canal
 b_u : ancho útil del canal

De forma que las pérdidas de carga en la rejilla serán:

$$\Delta H_r = H_{AA} - H_{aa}$$

Donde:

- $H_{AA} = y_{AA} + \frac{v_{AA}^2}{2g}$
- $H_{aa} = y_{aa} + \frac{v_{aa}^2}{2g}$

También se tiene que la pérdida de carga en la rejilla: $H_r = \left(\frac{v_r^2}{2g} - \frac{v_{AA}^2}{2g} \right) \cdot 0,7$

Se supondrán anchos (b_{canal}) para el canal y se determina la cantidad de barrotes que tendrá cada reja. De esto también se obtiene el ancho útil para cada reja.

Para el diseño, se conoce el tirante aguas abajo (y_{aa}) de la reja, que en este caso la condición de borde está dada por la caída libre hacia el pozo de bombeo. Por lo anterior la condición de tirante estará dada por la curva de remanso que se genere a partir del tirante crítico que se da en la caída libre hacia el pozo de bombeo. Ese tirante se calcula usando las curvas y ecuaciones de flujo gradualmente variado.

A partir de éste tirante y para el caudal, se calcula la velocidad aguas abajo de la reja, la velocidad de pasaje a través de la reja, y la velocidad de aproximación (v_{AA}) de la misma con los cálculos antes dichos.

Entonces se trabaja imponiendo el tirante aguas abajo y determinando el tirante aguas arriba. Se itera con el tirante aguas arriba, la idea es iterar con el tirante y el ancho en caso de ser necesario, hasta que la pérdida de carga calculada de ambas forma sea igual.

Se debe verificar el funcionamiento de la reja considerando que la misma esta 50% sucia, lo que equivale a considerar un $b_u' = b_u/2$, cabe mencionar en este caso que y_{aa} es igual que para el caso de la reja limpia porque el caudal es el mismo. También se debe verificar el funcionamiento de la reja para el $Q_{med,d}$ (en este caso lo importante es que no se superen los tirante máximos).

4.4.1.3 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada canal será la mitad del caudal máximo horario para verano de final de período:

$$Q_{diseño,h, invierno} = 104,4 \text{ l/s} = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4.1.4 Dimensionado

Debido al bajo caudal que llega a la planta el equipo electromecánico recomendado es una Reja Vertical modelo GVF de SAVI S.R.L.. Este tipo de equipo necesita para su instalación que el ancho del canal tenga como mínimo 40 cm de ancho.

Se prevé una reja mecánica fina, esta tendrá barrotes de 1 cm (a) de diámetro y separación de 2,5 cm (b).

Se realizan los cálculos descriptos anteriormente, y a continuación se tienen los resultados:

Verificación funcionamiento de rejas	
$Q_{max, h, rejas}$ (m^3/s)	0,029
$Q_{med,d}$ (m^3/s)	0,016
b_{canal} (m)	0,3

	Condición reja limpia	Condición reja 50% sucia	Condición $Q_{med,d}$
Reja fina			
y_{aa} (m)	0,07	0,07	0,07
v_{aa} (m/s)	0,96	0,96	0,81
H_{aa} (m)	0,12	0,12	0,10
y_{AA} (m)	0,12	0,18	0,15

v_{AA} (m/s)	0,55	0,37	0,35
H_{AA} (m)	0,13	0,18	0,16
ΔHr (m)	0,02	0,07	0,06
b_{barrotes} (m)	0,01	0,01	0,01
a (m)	0,03	0,03	0,03
N	11,00	11,00	11,00
b_u (m)	0,29	0,15	0,15
v_r (m/s)	0,75	1,03	0,97
$\Delta Hr'$ (m)	0,02	0,07	0,06
resta $\Delta Hr - \Delta Hr''$	0,00	0,00	0,00
$0,6 < v_r < 1,2$ m/s ?			
Verificación	Cumple	Cumple	Cumple
$0,4 < v < 0,8$ m/s ?			
Verificación	Cumple	No cumple	No cumple

Tabla 17. Resultados del sistema de desbaste.

Se observa que los valores de velocidades de pasaje por la reja se encuentran dentro de los rangos recomendados lo que asegura que exista un correcto pasaje del fluido y que la basura quede atorada en la reja.

La recomendación para la velocidad de aproximación a la reja solo se cumple para la condición de reja limpia. Esto implica que puede existir sedimentación en el canal por lo que se debe hacer periódicas tareas de limpieza en el canal para evitar la acumulación de los residuos.

4.4.1.5 Pozo de bombeo

Este se dimensiono de forma análoga que los demás pozos de bombeo de la red. El procedimiento se describe en el capítulo de “Estaciones de Bombeo”. Resultando un pozo de hormigón armado, donde habrán tres bombas con las siguientes dimensiones:

- Diámetro: 5,62 m
- La altura total del pozo será de 2,70m.
- El diámetro de la impulsión será de 0,20.
- El modelo de bomba será FLYGT de Xylem NP 3202 MT-623 (se adjunta catálogo).

4.4.2 Desarenador

El objetivo de esta unidad es remover las arenas presentes en el agua residual para proteger los equipos mecánicos contra la abrasión, reducir la formación de depósitos en tuberías, conductos y canales y reducir la frecuencia de limpieza de arena en las unidades de tratamiento. Además debido a la posterior etapa de desinfección UV es necesaria una buena remoción de sólidos.

Se opta por usar un desarenador de vórtice ya que los mismos son compactos y ocupan poco espacio y son apropiados para caudales bajos.



Figura 10. Ejemplo de desarenador de vórtice. Fuente: Notas curso Tratamiento de efluentes, Facultad de Ingeniería, Udelar.

Estos funcionan formando un vórtice de forma mecánica favoreciendo que los sólidos caigan en la tolva central.

El agua ingresa de forma tangencial a la unidades y el movimiento circular puede ser o no ayudado de forma mecánica. Se opta por una unidad que cuente con un agitador mecánico, estas paletas aumentan la velocidad hacia el centro y favorecen la resuspensión de la materia orgánica.

El efluente clarificado sale de la unidad por la parte superior.

Se prevé la instalación de dos unidades, que una funcione siempre y se tenga otra de respaldo. La unidades a elegir tendrán un agitador mecanizado para mejorar la eficiencia de la unidad.

4.4.2.1 Parámetros de diseño

Tasa de aplicación superficial

Se define la tasa de aplicación superficial o carga superficial como el caudal aplicado por unidad de área superficial, aplicable a cualquier tipo de unidad, independientemente.

$$TS = \frac{Q}{A}$$

Las recomendaciones bibliográficas para la tasa de sedimentación son entre 35 y 75 m/h (Metcalf & Eddy).

Tiempo de retención

El tiempo de retención es el tiempo medio de permanencia del efluente dentro de la zona de separación o sedimentación, obtenido dividiendo el volumen de dicha zona

sobre el caudal. Se recomienda un tiempo de retención entre 1 a 5 minutos (Metcalf & Eddy).

$$Tr = \frac{V}{Q}$$

4.4.2.2 Dimensionado

Esta de unidad la sumista XYLEM INC. con la estructura asociada al desarenador de vórtice y el agitador.

El sistema más apropiado para nuestro caudal según recomendaciones es una unidad Vortex de ESTRUAGUA Grupo FACOMA modelo VT-20. La unidad funciona para un caudal de hasta 84 l/s.

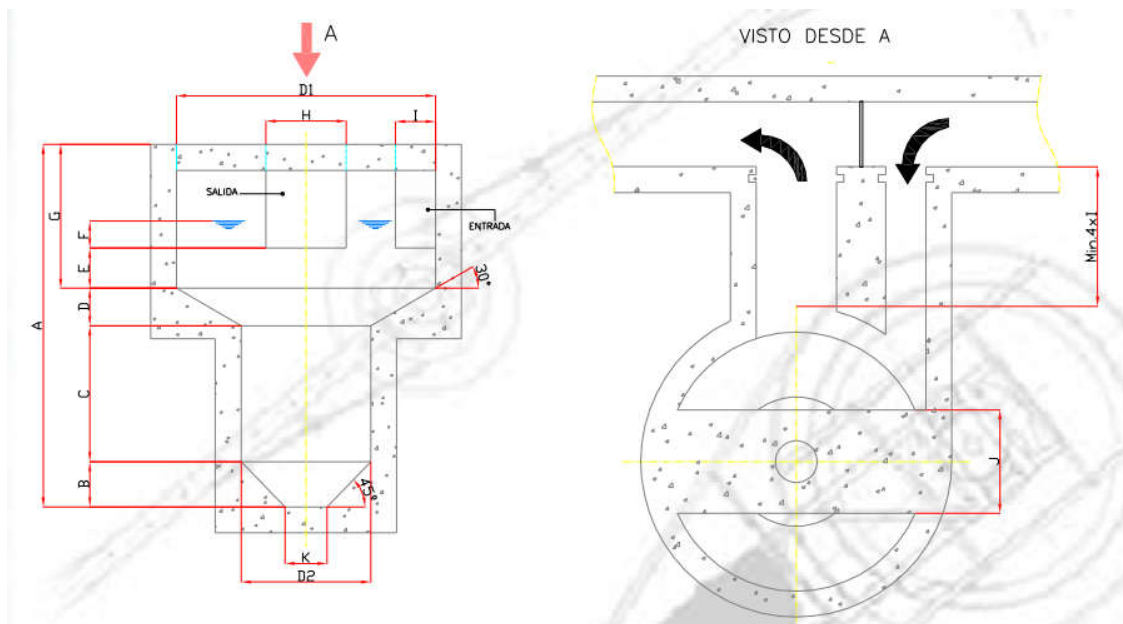


Figura 11. Desarenador de vórtice seleccionado. Fuente: Catálogo E.M.55_ Vortex Sistema de Remoción de Arenas.

Las dimensiones son:

- D1= 2m
- D2=1m
- A=2,8m
- B=0,35
- C=1,05m
- D=0,29
- E=0,31
- F=0,21
- G=1,11
- H=0,62
- I=0,31
- J=0,8
- K=0,3

Se verificará que la tasas de sedimentación y el tiempo de retención se encuentren dentro de los valores recomendados para el período estival y el periodo no estival.

4.4.2.3 Caudales de verificación

Como se verificará el funcionamiento para verano y los meses no estivales, los caudales de verificación serán el caudal pico diario del período estival y el no estival al final de período de previsión.

$$Q_{max,d,verano} = 165,1 \text{ m}^3/$$

$$Q_{max,d,invierno} = 88,8 \text{ m}^3/$$

4.4.2.4 Condición de período estival.

Se calcula la Tasa de sedimentación y se obtiene:

Tasa sedimentación estival	
$Q_{max,d,verano}$ (m ³ /h)	165,1
D1 (m)	2,0
A(m ²)	3,1
TS(m/h)	52,6
35<TS<75	
verificación	Cumple

Tabla 18. Verificación de la Tasa de sedimentación.

El tiempo de retención se llega a que:

Tiempo retención estival	
Q(m ³ /h)	165,1
D1 (m)	2,0
A(m)	2,8
C(m)	1,1
D2 (m)	1
E(m)	0,3
D(m)	0,2
V(m ³)	3,2
TR(min)	1,16

Tabla 19. Verificación del Tiempo de retención.

Se observa que la unidad cumple con los parámetros recomendados en los meses de verano.

4.4.2.5 Condición de período no estival

Se calcula la Tasa de sedimentación y se obtiene:

Tasa sedimentación no estival	
$Q_{max,d,invierno}$ (m ³ /h)	88,1
D1 (m)	2,0
A(m ²)	3,1
TS(m/h)	28,3
35<TS<75	
verificación	Cumple

Tabla 20. Verificación de la Tasa de sedimentación.

El tiempo de retención se llega a que:

Q(m ³ /h)	88,1
D1 (m)	2,0
A(m)	2,8
C(m)	1,1
D2 (m)	1
E(m)	0,3
D(m)	0,2
V(m ³)	3,2
TR(min)	2,15

Tabla 21. Verificación del Tiempo de retención.

Se observa que para los meses no estivales la tasa de aplicación superficial es de 28,3 m/h será menor a 35m/h que es el valor recomendado. No se considera que esta diferencia sea muy significativa.

4.4.3 Mezcla rápida- Coagulación.

El proceso de coagulación, consiste en aplicar productos químicos (coagulantes) para desestabilizar las suspensiones coloidales de partículas, a los efectos de que con el proceso posterior de floculación las mismas se aglomeren formando partículas de mayor tamaño y peso (flóculos), que pueden ser removidas.

El producto químico a usar será el sulfato de aluminio (Al₂(SO₄)₃.14H₂O) debido a que es un producto económico y en Uruguay se cuenta con mucho conocimiento y práctica en su uso.

El mecanismo de coagulación es la “coagulación por barrido” que se da por la formación de excesos de precipitados de Hidróxido de Aluminio (Al(OH)₃) que provocan el “barrido” de la suspensión coloidal, luego de que la misma fue desestabilizada.

Para que este proceso sea efectivo el coagulante debe aplicarse en un punto de gran turbulencia (mezcla rápida) y debe dispersarse rápidamente de forma homogénea en el agua.

La mezcla rápida se puede realizar a través de la implementación de una la placa orificio, una canaleta Parshall o vertederos. Estas estructuras pueden ser usadas para medir el caudal afluente.

Como se trata de un efluente que contiene cierta cantidad de sólidos, los más apropiado diseñar una canaleta Parshall, ya que en el caso de la placa orificio como en el vertedero existirá acumulación de sólidos u obstrucciones en las unidades.

4.4.3.1 Parámetros

Los parámetros que caracterizan estas unidades son el Tiempo de retención y el gradiente hidráulico están dados por las siguientes ecuaciones:

$$T = \frac{V}{Q_{diseño}} \text{ y } G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

Donde V es el volumen (m^3), $Q_{diseño}$ es el caudal de diseño para la planta (m^3/s), P es la potencia (W) y μ es la viscosidad dinámica del agua (m^2/s).

La potencia se calcula como $P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h_f$, donde ρ es la densidad del agua (Kg/m^3), h_f es la pérdida de carga (m).

Los parámetros que caracterizan la mezcla rápida son:

- Gradiente de Velocidad (G) debe ser del orden de $1000 s^{-1}$.
- Tiempo de retención (Tr) debe ser corto, menor a 5 segundos.

4.4.3.2 Caudal de diseño

La canaleta Parshall se diseña con el caudal máximo horario de verano al final del período de previsión. Habrá una única unidad, y se verificará el funcionamiento de la misma en el periodo de verano y en el no estival.

Los caudales serán:

$$Q_{d,h,invierno} = 28 l/s \text{ y } Q_{max,h,verano} = 52 l/s$$

4.4.3.3 Dimensionado de la canaleta Parshall

El único dato de entrada es el caudal de diseño para la planta.

Los parámetros G y T se calculan como se describe anteriormente. Para el diseño de la canaleta Parshall se itera con valores tabulados de distintas geometrías hasta que se alcanzan valores de gradiente de velocidad y tiempo de retención adecuados.

En la imagen siguiente se tienen la canaleta Parshall con sus respectivas dimensiones.

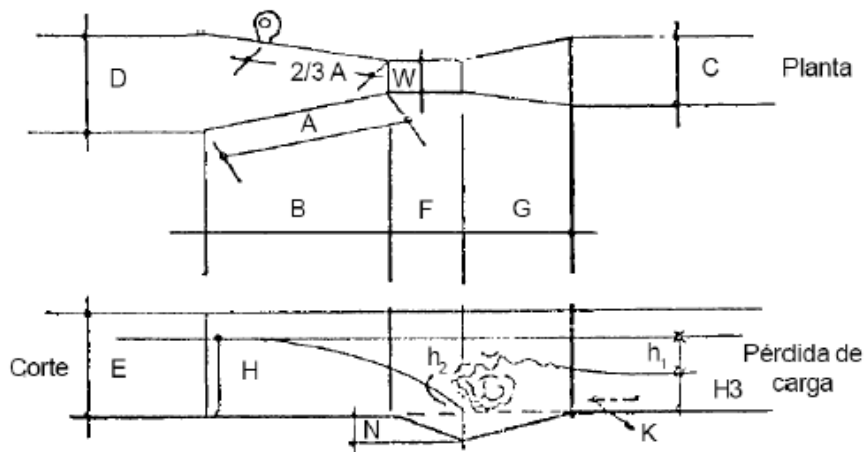


Figura 12. Canaleta Parshall. Fuente: Notas de curso de Tratamiento de Efluentes, Facultad de Ingeniería, Udelar.

La geometrías disponibles se presentan a continuación:

Tipo	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1''	25,4	363	356	93	167	229	76	203	19	29
2''	50,8	276	406	135	214	254	114	254	22	43
3''	76,8	466	457	178	259	457	152	305	25	57
6''	152,4	610	610	394	397	610	305	610	76	114
9''	228,6	880	864	381	575	762	305	457	76	114
1'	304,8	1.372	1.343	610	845	914	610	941	76	229
1,5'	457,2	1.449	1.419	762	1.026	914	610	941	76	229
2'	609,6	1.525	1.495	914	1.206	914	610	941	76	229
3'	914,4	1.677	1.645	1.219	1.572	914	610	941	76	229
4'	1.219,2	1.830	1.794	1.524	1.937	914	610	941	76	229
5'	1.524,0	1.983	1.943	1.829	2.302	914	610	941	76	229
6'	1.828,8	2.135	2.092	2.134	2.667	914	610	941	76	229
7'	2.133,6	2.288	2.242	2.438	3.032	914	610	941	76	229
8'	2.438,4	2.745	2.391	2.743	3.397	914	610	941	76	229

Tabla 22. Geometrías disponibles de canaleta Parshall. Fuente: Notas de curso de Ejercicios de Ingeniería Sanitaria, Facultad de Ingeniería, Udelar.

La secuencia de cálculo se describe a continuación:

Altura de agua en la sección de medición se determina como $H_0=k.Q^n$, k y n están tabulados para las distintas geometrías. Los valores de k y n, dependen del tipo de canaleta y se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Tipo	k	n
1''		
2''		
3''	3,704	0,646
6''	1,842	0,636
9''	1,486	0,633
1'	1,276	0,657
1,5'	0,966	0,65
2'	0,795	0,645
3'	0,608	0,639
4'	0,505	0,634
5'	0,436	0,630
6'	0,389	0,627
7'		
8'	0,324	0,623

Tabla 23. Valores de k y n para cada tipo de geometría. Fuente: Notas de curso de Ejercicios de Ingeniería Sanitaria, Facultad de Ingeniería, Udelar.

- Ancho en la sección de medición esta dado como: $D' = 2/3(D-W)+W$
- Velocidad en la sección de medición: $V_0 = \frac{Q}{D'H_0}$
- Caudal específico en la garganta: $q=Q/W$
- Carga disponible: $E_0 = \frac{V_0^2}{2g} + H_0 + N$
- $\cos(\theta) = \frac{qg}{\left(\frac{2}{3}gE_0\right)^{1.5}}$ con θ en radianes
- Velocidad antes del resalto: $V_1 = 2 \left(\frac{2}{3gE_0}\right)^{1.5} \cos(\theta/3)$
- Tirante antes del resalto: $h_1 = \frac{q}{V_1}$
- Número de Froude antes del resalto: $Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$
- Tirante del resalto: $h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1\right)$
- Velocidad en el resalto: $V_2 = \frac{Q}{W \cdot h_2}$

- Tirante a la salida de la canaleta: $h_3 = h_2 - (N - K)$
- Velocidad a la salida de la canaleta: $V_3 = \frac{Q}{W \cdot h_3}$

Se considera que toda la energía disipada en la canaleta Parshall se da entre la salida de la garganta (sección 2) y la sección de salida de la canaleta (sección 3), y que en ese volumen la mezcla es prácticamente completa.

- Pérdida de carga en el resalto: $p = H_0 + K_3$
- Tiempo de mezcla en el resalto: $T = \frac{2G}{(V_2 + V_3)}$ (G tabla)
- Gradiente hidráulico: $G = \sqrt{\frac{gh_p}{vT}}$
- Para garantizar la correcta mezcla también se tiene que verificar que número de Froude se encuentre entre 4,5 y 9.

Dimensionado

Se realizan los cálculos correspondientes para una geometría de canaleta tipo 3'':

Condición de período estival.

Para la condición estival se tendrá:

Geometría Canaleta Parshall -estival				
unidades	(mm)	Cálculos:	k	3,70
W	76,8		n	0,65
A	466		Ho	0,24
B	457		D'	0,12
C	178		Vo	0,50
D	259		q	0,19
E	457		Eo	0,31
F	152		Θ (rad)	2,27
G	305		V1	2,07
K	25		h1	0,09
N	57		FR1	2,19
			h2	0,24
			V2	0,79
			h3	0,21
			V3	0,39
			hp	0,06
			T(s)	0,52
			G(s-1)	1009,57

Tabla 24. Geometría de canaleta Parshall y cálculos realizados.

Los valores alcanzaron para el tiempo de retención, el gradiente hidráulico se encuentran dentro de las recomendaciones, se observa que no se alcanza el intervalo de Froude recomendado, por lo que el resalto hidráulico será inestable, pero esto no afectará el funcionamiento de la mezcla de forma significativa.

Condición de período no estival

Para la condición estival se tendrá:

Geometría Canaleta Parshall- no estival				
unidades	(mm)	Cálculos:	k	3,70
W	76,8		n	0,65
A	466		Ho	0,16
B	457		D'	0,12
C	178		Vo	0,40
D	259		q	0,10
E	457		Eo	0,23
F	152		Θ (rad)	2,16
G	305		V1	1,83
K	25		h1	0,06
N	57		FR1	2,48
			h2	0,17
			V2	0,60
			h3	0,14
			V3	0,32
			hp	0,05
			T(s)	0,66
			G(s-1)	830,96

Tabla 25. Geometría de canaleta Parshall y cálculos realizados.

Los valores alcanzaron para el tiempo de retención, el gradiente hidráulico se encuentra dentro de las recomendaciones, se observa que no se alcanza el valor de Froude recomendado, por lo que el resalto hidráulico será inestable, pero esto no afectará el funcionamiento de la mezcla de forma significativa.

4.4.3.4 Consumo de sulfato de aluminio y almacenamiento

No se cuenta con un efluente con las características del efluente decantado. Se podría tomar una muestra de sistemas MEVIR, pero no sería representativo ya que las unidades de fosa séptica individuales generalmente carecen de mantenimiento. Por este motivo no es posible realizar un ensayo Jar-Test, y se tomaron los valores de dosis de sulfato de aluminio de la planta de tratamiento de Piriápolis (son localidades con características similares).

La dosis media para la planta en los meses de verano es de 215 mg/L de sulfato de aluminio. Para los meses de invierno se tomó como valor medio el consumo de sulfato de aluminio de la planta de Maldonado, que es en promedio de 115 mg/L de sulfato de aluminio.

Con el caudal de llegada a la canaleta Parshall (punto donde se dosificará el coagulante), y la concentración de la solución preparada con sulfato de aluminio (que varía entre un 1% y 5%) se obtiene el caudal de la bomba dosificadora como:

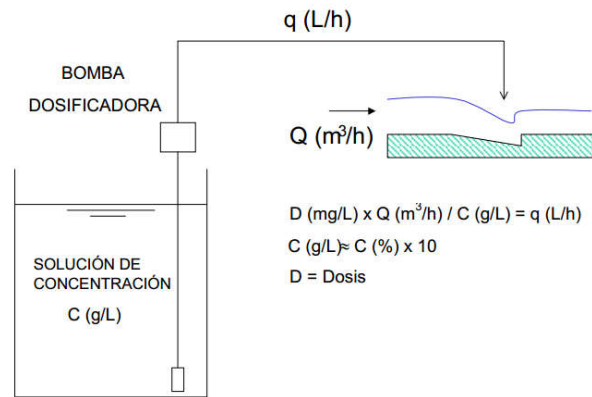


Figura 13. Cálculo de la bomba dosificadora de sulfato de aluminio. Fuente: Notas del curso de Ejercicios de Ingeniería Sanitaria. Facultad de Ingeniería, Udelar.

Realizando los cálculos para el periodo no estival y estival, suponiendo que la concentración es de 3%, se llega a que:

Estival		No estival	
Dosis(mg/L)	215	Dosis(mg/L)	115
Q(m ³ /h)	188,5	Q(m ³ /h)	101,3
C(%)	3	C(%)	3
c(g/l)	30	c(g/l)	30
q(l/h)	1350,7	q(l/h)	388,4

Tabla 26. Cálculo del caudal de la bomba dosificadora.

Se determinó el consumo de sulfato de aluminio para los periodos estivales y no estivales partiendo de que la densidad del sulfato de aluminio líquido es de 1,33 g/cm³ se llega a que:

Consumo de sulfato estival		Consumo de sulfato No estival	
mg/h sulfato	40.521.540	mg/h sulfato	11.653.127
kg/h sulfato	41	kg/h sulfato	12
densidad (g/cm ³)	1,33	densidad (g/cm ³)	1,33
densidad (g/l)	0,0013	densidad (g/l)	0,00136
densidad (Kg/l)	1,33	densidad (Kg/l)	1,33
l/h	30,47	l/h	8,76
l/día	731,22	l/día	210,28

Tabla 27. Consumo de sulfato de aluminio.

Se dispondrán dos tanques, cada uno de 10.000 litros. Se verifica frecuencia de reposición de producto, y en los meses de verano será cada 27 días, y durante los meses de invierno será 95 días, lo que se considera aceptable.

La cuba que contiene a los tanques tiene un volumen de 32.000 litros, lo que es suficiente en caso de derrames o ruptura de los tanques para almacenar el contenido de los mismos.

Se verifico que el tamaño de las cubas de preparación de sulfato de aluminio sean capaces de almacenar la preparación necesaria para hacer una única preparación en un turno de 4 horas. El volumen de cada cuba es de 2,7 m³, lo que en total es 5,4 m³. Con el caudal de la bomba

dosificadora durante 4 horas de proceso en los meses de verano (meses más restrictivos) se tiene que son necesarios 5,4 m³ lo que es aceptable.

4.4.4 Floculación

La floculación es el proceso de aglomeración de las partículas que han sido desestabilizadas durante la etapa de coagulación, con el objetivo de acondicionarlas para su posterior separación a través de medios físicos, como la sedimentación, flotación con aire disuelto y/o filtración.

Se busca obtener flósculos de peso específico mayor que el agua, compactos y con bajo grado de hidratación, para lograr luego una buena sedimentación.

La unión de partículas se producirá debido al choque entre las mismas. La ocurrencia de dichas colisiones se logra agitando “moderadamente” el agua ya coagulada bajo un régimen controlado, en los floculadores (se controla mediante el G). Es importante controlar el agregado de las partículas y no que las aglomeraciones ya formadas se rompan.

4.4.4.1 Parámetros para la floculación

Los parámetros que caracterizan la floculación son:

- **Gradiente de velocidad:** Es una medida de la energía aplicada por unidad de volumen

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

Donde:

G: Gradiente de velocidad (s⁻¹)

P: Potencia aplicada al fluido (J/s), para floculadores mecánicos P = potencia entregada por el agitador

μ : Viscosidad dinámica (kg/m/s)

V: Volumen del floculador (m³)

- **Número de Camp**

$$NC = G T T$$

NC: N° de Camp (adimensionado)

T: Tiempo de retención (s)

- **Tiempo de retención:** Es el tiempo medio que está el agua en el floculador

$$T = \frac{V}{Q}$$

Se cuenta con las siguientes recomendaciones de bibliografía para los parámetros en la etapa de floculación:

- Tr entre 15 y 40 minutos
- G entre 10 1/s y 80 1/s
- NC entre 10.000 y 100.000

4.4.4.2 Tipos de floculadores

Los floculadores se clasifican en:

- Floculadores de contacto de sólidos o en manto de lodos.

La experiencia ha demostrado que funcionan mejor con aguas turbias, de calidad poco variable, con baja concentración de algas, y asistiendo el proceso con polímeros.

- Floculadores de potencia o de disipación de energía (hidráulica, mecánica o neumática)

De acuerdo a la forma de disipación de energía, se clasifican en hidráulicos, mecánicos y neumáticos.

- Floculadores hidráulicos: utilizan la energía hidráulica disponible a través de la pérdida de carga.

Los floculadores hidráulicos más utilizados son los de chicanas o tabiques, que se subclasifican en:

- Floculadores hidráulicos de flujo horizontal
- Floculadores hidráulicos de flujo vertical
- Floculadores mecánicos: cuentan con una fuente de energía externa (en general motor eléctrico con reductor de velocidad y variador de frecuencia).

Existen distintos tipos de floculadores mecánicos:

- De eje vertical
 - flujo radial (paletas paralelas o perpendiculares al eje)
 - flujo axial (paletas planas inclinadas o tipo hélice)
- De eje horizontal: paletas paralelas o perpendiculares al eje
- Floculadores recíprocos (oscilantes)

En Uruguay no existe ninguna experiencia con los dos últimos tipos de unidades en sistemas de abastecimiento de agua potable.

- Floculadores neumáticos: utilizan energía de una fuente externa, generalmente soplador de aire para los segundos.

Generalmente se tienen floculadores de tipo hidráulico o mecánicos, dado que los floculadores de manto de lodos son recomendados para turbiedades elevadas (mayores a 15 NTU).

4.4.4.3 Elección del tipo de floculador

Se diseñará un floculador mecánico ya que la zona de estudio al ser balnearia existen continuos cambios en el caudal, caso en que este tipo de floculadores es más flexible que un floculador hidráulico.

4.4.4.4 Diseño de floculador mecánico.

Los floculadores mecánicos cuentan con una fuente de energía externa (motor eléctrico con reductor de velocidad y variador de frecuencia).

Se diseñará un floculador mecánicos de flujo radial, con las paletas horizontales.

Recomendaciones para el diseño de floculadores mecánicos:

- Mínimo de tres celdas en serie para evitar cortocircuitos.
- Área de paletas < 20 % Área de sección transversal de la cámara.
- Las velocidades tangenciales de las paletas para impulsores de flujo radial, la velocidad periférica de las paletas debe ser menor que 1,20 m/s en la primera cámara (mayor valor de G), y menor que 0,60 m/s en la última cámara (menor valor de G).
- “Diámetro equivalente” de la unidad de floculación se recomienda: $0,30 < D/De < 0,4$, donde:

$$D_e = 1,13 \sqrt{L_x L_y}$$

Donde L_x y L_y son el largo y ancho del tanque y D es el diámetro del impulsor.

Gradiente de velocidad floculador mecánico de flujo radial

Para floculadores mecánicos de eje vertical de flujo radial el gradiente G está dado por:

$$G = 0,024 \sqrt{\frac{C_D n^3 (1 - k)^3 \int r^3 dA}{\nu V}}$$

Donde:

C_D = coeficiente de arrastre

n = velocidad de giro (rpm)

k = coeficiente de relación entre la velocidad del fluido y de las paletas

ν = viscosidad cinemática (m²/s)

V = volumen de la cámara de floculación

El coeficiente k depende de la forma de las paletas, del recinto de floculación y de la existencia de otras paletas que afecten el giro del agua. Según distintas recomendaciones para floculadores rectangulares se tiene k entre 0,05 y 0,015 (Metcalf & Eddy). Se toma el valor de 0,10.

En cuanto al coeficiente de arrastre, depende de Re y de la relación b/a . Para $Re > 1000$, C_D depende únicamente de b/a :

b/a	C_D
1	1,1
2	1,15
4	1,19
10	1,29
18	1,4
20	1,46
-	2,01

Tabla 28. Datos para C_D según la relación b/a . Fuente: Metcalf & Eddy.

4.4.4.5 Dimensionado de las unidades

Se deben dimensionar dos etapas de floculación con dispositivos mecánicos. Se escogen valores de G para las dos etapas de floculación y el tiempo de retención para toda la etapa de floculación.

Las dimensiones de los tres floculadores será la misma y serán cuadrados. La altura de las unidades será la del DAF para facilitar la disposición de las unidades.

A partir del caudal y el tiempo de retención se tiene el volumen del floculador: $V = Q \cdot TR$. Como se conoce la altura de las unidades con el volumen se determina el área, y a partir del área el largo de las unidades.

4.4.4.6 Dimensionado de las paletas

Se suponen las dimensiones para las paletas en cada unidad, se considera que cada unidad tendrá cuatro paletas, se realizan las verificaciones antes mencionadas. A continuación se tiene un esquema de las paletas y la nomenclatura de sus dimensiones:

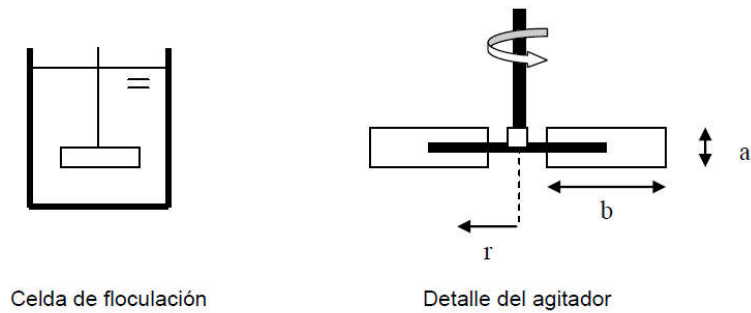


Figura 14. Esquema del floculador y paletas. Fuente: Notas de curso de Tratamiento de Efluentes, Facultad de Ingeniería, Udelar

Las dimensiones de las paletas a , b y r se suponen. Se determina el diámetro que ocuparían las paletas si se inscriben en una circunferencia D como: $D=2.(b + distancia\ paletas)$. El valor de D_e se determina como se expresó anteriormente, donde L_x y L_y serían en este caso B y L .

Se debe cumplir que las recomendaciones tanto para D/D_e como para la relación entre el área de las paletas y la sección área transversal del floculador.

La velocidad de giro del eje en cada unidad de floculación se determina a partir de la fórmula de G y se tiene que es:

$$n = \left(\left(\frac{G}{0,024} \right)^2 \cdot \frac{V \cdot v}{C_D (1 - k) \int r^3 dA} \right)^{1/3}$$

Donde $\int r^3 dA = 4 \cdot a \cdot \int b db$, y b varía entre la distancia desde el eje hasta el comienzo de la paleta y el final de la misma.

4.4.4.7 Sistemas de entrada y salida

Para el diseño de los sistemas de entrada y salida se cuenta con recomendaciones para el gradiente en el pasaje del efluente para que se mantengan las características del floc. El gradiente de velocidad en estos elementos debe ser decreciente en el sentido del flujo, a partir de su valor en la etapa anterior.

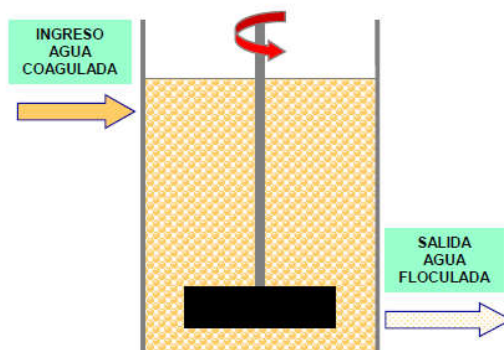


Figura 15. Esquema de entrada y salida de floculador. Fuente: Notas de curso de Tratamiento de Efluentes, Facultad de Ingeniería, Udelar.

El gradiente medio de velocidad, el radio hidráulico y la velocidad media en la sección en el pasaje se pueden determinar cómo:

$$G_{pasaje} = \sqrt{\frac{f \vartheta^3}{8 \nu R_h}}, R_h = L/4 \text{ y } \vartheta = \frac{Q}{L^2}$$

Donde:

- G: Gradiente de velocidad en pasajes o compuertas (s^{-1})
- ϑ : Velocidad media en la sección de pasaje (m/s)
- ν : Viscosidad cinemática (m^2/s)
- R_h : Radio hidráulico (m)
- f: Coeficiente de Darcy-Weisbach $f=0,023$ en canales de hormigón
- L: Largo o ancho de las compuertas (m)
- Q: caudal de diseño (m^3/s)

Dado que la compuerta es atravesada casi instantáneamente, debe cumplirse $G_{pasaje} \leq 1,2 G$ en la etapa anterior. Como se conoce G de la etapa anterior se determina el G_{pasaje} para cada etapa. Con este valor y la ecuación de G puede obtenerse el valor de L. Para realizar esto se considera que las compuertas son cuadradas de lado L.

4.4.4.8 Caudal de diseño

El caudal de diseño es: $Q_{max,d,invierno} = 90m^3/$.

4.4.4.9 Diseño de las unidades

Los gradientes son los siguientes:

Diseño Floculadores			
	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3
G (1/s)	60,0	30,0	20,0
T(min)	6,8	6,8	6,8

Tabla 29. Valores de G y T para cada etapa de floculación

Se dimensionarán los floculadores de forma que las tres etapas tengan las mismas dimensiones para facilitar la disposición de los mismos en la planta.

Se impone que las dimensiones del floculador sean iguales que las del DAF, y se calcula el tiempo de retención a partir de las mismas:

Tamaño de celda	
H (m)	2,5
L (m)	2,0
V (m^3)	10,0

Tabla 30. Dimensiones de las celdas.

Los floculadores serán de 2,0 m de largo y 2,5 m de ancho.

4.4.4.10 Dimensionado de las paletas

Se dimensionarán las paletas para que las mismas en las tres etapas sean iguales, y se determinará la velocidad de giro que tendrán en cada etapa. Las dimensiones de las mismas serán:

Diseño Paletas	
b (m)	0,40
a(m)	0,20

b/a	2,00
r ₁ (m)	0,10
D _e (m)	2,26
D(m)	1,00
D/D _e	0,44
A _{paletas} (m ²)	0,16
A _{sección trasversal} (m ²)	5,00
A _{paletas} /A _{sección}	0,03
Verificación A _{paletas} /A _{sección} <0,2?	cumple

Tabla 31. Geometría de paletas y las verificaciones correspondientes de las mismas.

Se observa que las recomendaciones para la relación D/D_e y la relación de áreas de las paletas en la sección del floculador se cumple con valores dentro de los rangos admisibles.

Se determina la velocidad de giro del eje que es el mismo para cada floculador y la velocidad tangencial de las paletas para los impulsores:

	Velocidad de giro y velocidad periférica		
	ETAPA 1	ETAPA 2	ETAPA 3
K	0,10	0,10	0,10
b/a	2,00	2,00	2,00
CD	1,15	1,15	1,15
$\int r^3$	0,02	0,02	0,02
n (rpm)	17,17	10,82	8,26
n(rad.seg)	1,80	1,13	0,86
v_{periférica} (m/s)	0,90	0,57	0,43
v _{periférica}	< 1,2 m/s ?	< 0,6 m/s?	< 0,6 m/s?
verificación	cumple	cumple	cumple

Tabla 32. Determinación de la velocidad de giro del eje y velocidad en la periferia de las paletas.

Donde se observa que la velocidad tangencial se encuentra dentro de las recomendaciones en todas las etapas.

4.4.4.11 Dimensionado del sistema de entrada y salida a las unidades

Para el diseño de los sistemas de entrada y salida se cuenta con recomendaciones respecto al gradiente en el pasaje. Para que se mantengan las características del floc el gradiente de velocidad en estos elementos debe ser decreciente en el sentido del flujo, a partir de su valor en la etapa anterior. Serán aberturas cuadradas, y se buscará que todas tengan las mismas dimensiones.

A continuación se tienen los resultados:

	ETAPA 1	ETAPA 2	ETAPA 3	
ENTRADA				PARA QUE TODAS LA ENTRADAS Y SALIDAS SEAN IGUALES SE TOMAN EL
G(S-1)	-	60,00	30,00	
f	-	0,023	0,023	
Q(m3/s)	-	0,025	0,025	
Le(m)		0,24	0,29	
SALIDA				

G(S-1)	60,00	30,00	20,00	VALOR MAS RESTRICTIVO: Le=0,33m
f	0,023	0,023	0,023	
Q(m3/s)	0,025	0,025	0,025	
Le(m)	0,24	0,29	0,33	

Tabla 33. Diseño dispositivos de entrada y salida de cada floculador.

Se pretenden diseñar todas las compuertas iguales, por ello se considera la de mayor tamaño, es decir, 33 cm de lado.

Se verifica que el gradiente hidráulico de las compuertas a la salida de cada sea menor que $1,2 \cdot G_{etapa}$:

	Salida Etapa 1	Salida Etapa 2	Salida Etapa 3
G (1/s)	60,00	30,00	20,00
L (m)	0,33	0,33	0,33
Rh(m)	0,082	0,082	0,082
Velocidad (m/s)	0,23	0,23	0,23
G _{compuerta} (1/s)	41,75	41,75	41,75
G _{compuerta} < 1,2.G	cumple	no cumple	no cumple

Tabla 34. Verificación del dispositivo de entrada.

Se observa que para la salida de la segunda y tercer etapa no se cumple que el gradiente a la salida de la compuerta sea menor que 1.2 veces el gradiente en la unidad. Por esto se prueba con una compuerta mayor donde se cumple la recomendación:

	Salida Etapa 1	Salida Etapa 2	Salida Etapa 3
G (1/s)	60,00	30,00	20,00
L (m)	0,45	0,45	0,45
Rh(m)	0,113	0,113	0,113
Velocidad (m/s)	0,12	0,12	0,12
G _{compuerta} (1/s)	18,91	18,91	18,91
G _{compuerta} < 1,2.G	cumple	cumple	cumple

Tabla 35. Verificación del dispositivo de entrada.

Usando compuertas de pasaje cuadradas de 45 cm de lado se cumple la recomendación de $G_{compuerta} < 1,2 \cdot G$.

4.4.5 Sistema de flotación con aire disuelto

El proceso de flotación es para separar del efluente los flóculos que se formaron en la etapa de floculación.

Se logra la separación de los sólidos en suspensión introduciendo de micro burbujas de aire. Las burbujas se adhieren a los flóculos reduciendo su densidad y el sistema partícula-burbuja asciende hasta la superficie del líquido. Con esto se logra remover partículas de densidad mayor que la del líquido, además de favorecer la remoción de las partículas de menor densidad como los aceites.

Las micro burbujas de aire se generan por saturación en aire de una tubería de agua presurizada, y posteriormente se libera de la presión a la que está sometida el agua. El agua a usar puede ser

agua limpia de la red de abastecimiento de OSE, o se puede reutilizar agua tratada en la misma planta.

Este tipo de unidad tiene gran flexibilidad antes cambios de caudal o de carga orgánica o temperatura del efluente.

En la siguiente imagen se tiene una imagen con un ejemplo del mismo:

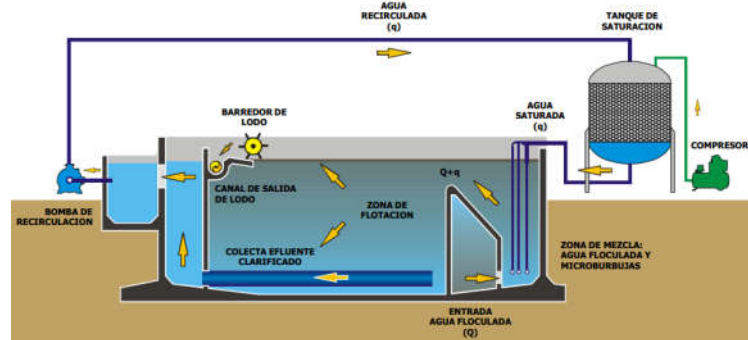


Figura 16. Esquema de un Sistema DAF. Fuente: Notas de curso de Tratamiento de Efluentes, Facultad de Ingeniería, Udelar.

4.4.5.1 Parámetros de diseño

Tasa de aplicación superficial

La tasa de aplicación superficial varía entre 120 y 300 m/d (Metcalf y Eddy).

Profundidad

Entre 1,5 a 3 m.

Tiempo de retención

Se considera un tiempo de retención de 15 a 80 minutos (Metcalf y Eddy).

4.4.5.2 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada unidad será 3l caudal pico diario de invierno:

$$Q_{max,d,invierno} = 90 \text{ l/s.}$$

Por lo que se dispondrá de tres unidades en paralelo, donde nuevamente una sola funcionará en invierno y en los meses de verano con mayor cantidad de visitantes se tendrá en funcionamiento dos unidades y habrá una de respaldo.

4.4.5.3 Diseño de la unidad

Esta unidad se dimensiona como un sedimentador convencional de flujo horizontal. A partir de la tasa de aplicación superficial se calcula el área de la unidad como: $A = \frac{Q}{TS}$. Con un tiempo de retención dentro de las recomendación y el caudal se determina el volumen: $V = Q \cdot T_R$. A partir del volumen y el área se tiene la altura de la unidad: $H = \frac{V}{A}$.

Se calcula las dimensiones de la unidad imponiendo una tasa de aplicación superficial de 193 m/d y un tiempo de retención de 19 minutos. Se llega a que:

Diseño DAF

$Q_{\max,d,\text{invierno}}(\text{m}^3/\text{h})$	90
$Q_{\max,d,\text{invierno}}(\text{m}^3/\text{d})$	2130
$TS(\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d})$	194
A unidad (m²)	11
Tr(min)	20
Volumen(m ³)	27,5
Hm)	2,5
B(m)	2,0
L (m)	5,5

Tabla 36. Resultados para la sedimentación.

La unidad será rectangular de 5,5 m de largo, 2,2m de ancho y 2,5 m de altura.

4.4.5.4 Volumen de lodos y dimensionado del pozo de bombeo de lodos.

En necesario determinar el volumen de lodos para ello a partir de la concentración de sólidos suspendidos totales que salen de la etapa del DAF. Para esto se tiene en cuenta que la etapa del desarenado y el DAF tienen un 5% y un 60% de eficiencia de remoción de sólidos suspendidos totales.

A partir del caudal de diseño y de la concentración se obtiene la masa de sólidos removidos:

$$\text{Masa de sólidos removidos} \left(\frac{\text{kg}}{\text{L}} \right) = \frac{SST \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) \cdot Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)}{1000}$$

Con la humedad del lodo (98%, Metcalf y Eddy) y el peso específico de las partículas sólidas (1,03 gr/cm³, Metcalf y Eddy) se obtiene el volumen de lodo generado:

$$\text{Caudal de lodo generado} \left(\frac{\text{L}}{\text{d}} \right) = \frac{\text{Masa de sólidos removidos} \left(\frac{\text{kg}}{\text{L}} \right)}{\rho_o \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) \cdot (1 - \text{Humedad})}$$

Con este se definen la cantidad de horas que se acumulará lodos y se tendrá el volumen del pozo de bombeo. Se almacenará lodo durante 20 horas y se bombeará durante 4 horas en el turno del día ya que la centrifugadora de lodos es una unidad que genera muchos ruidos que pueden ser molestos.

Las bombas a usar serán bombas de desplazamiento positivo, esta es una bomba de tornillo excéntrico de alimentación. Un ejemplo de estas bombas es el modelo NEMO SY de NETZSCH.

4.4.5.5 Cálculos

Se realizan los cálculos a partir del caudal de pico diario de verano de 45 l/s y de la concentración del afluente que llega a la planta se tiene:

Volumen de Lodos	
SST afluente(mg/l)	87,50
Eficiencia desarenador	5%
Eficiencia DAF	60%
SST final (mg/l)	33,25

$Q_{\text{afluente}}(\text{l/s})$	45,00
$Q_{\text{afluente}}(\text{m}^3/\text{h})$	165,13
$\rho_{\text{o sólido}}(\text{gr/cm}^3)$	1,03
humedad	98%
Masa solidos removidos(kg/h)	5,39
Caudal de lodo generado(L/h)	261,48
Caudal de lodo generado(m ³ /h)	0,26
horas de acumulación de lodos	20
Volumen de lodos(m ³)	5,2

Volumen del pozo	
H (m)	1,50
A (m ²)	3,49
D(m)	2,11

Caudal de la bomba y diámetro de la impulsión	
Horas de centrifugado	4,00
$Q_{\text{bomba lodos}}(\text{m}^3/\text{h})$	1,31
$Q_{\text{bomba lodos}}(\text{m}^3/\text{s})$	0,00036
$v(\text{m/s})$	1,00
$A_{\text{tubería}}(\text{m}^2)$	0,0004
$D_{\text{tubería}}(\text{m})$	0,022
$D_{\text{tubería mínimo}}(\text{m})$	0,10

Tabla 37. Cálculos de lodos provenientes del DAF.

Como se bombeará lodo a la centrifuga 4 horas por día se tiene que el tanque de lodos que será cilíndrico tendrá un diámetro de 2,1m y que la altura del tanque será 2m (dejando una franquía de 50 cm. Este pozo de bombeo será seco, es decir las bombas se ubicarán fuera del tanque. Contará con un agitador mecánico para mantener homogéneo el lodo.

El modelo de bomba NEMO SY es apta para fluidos viscosos y puede regularse un caudal de hasta 500 m³/h.

A continuación se muestra una imagen que ejemplifica las bombas de desplazamiento positivo que se deberían usar en para este caso:

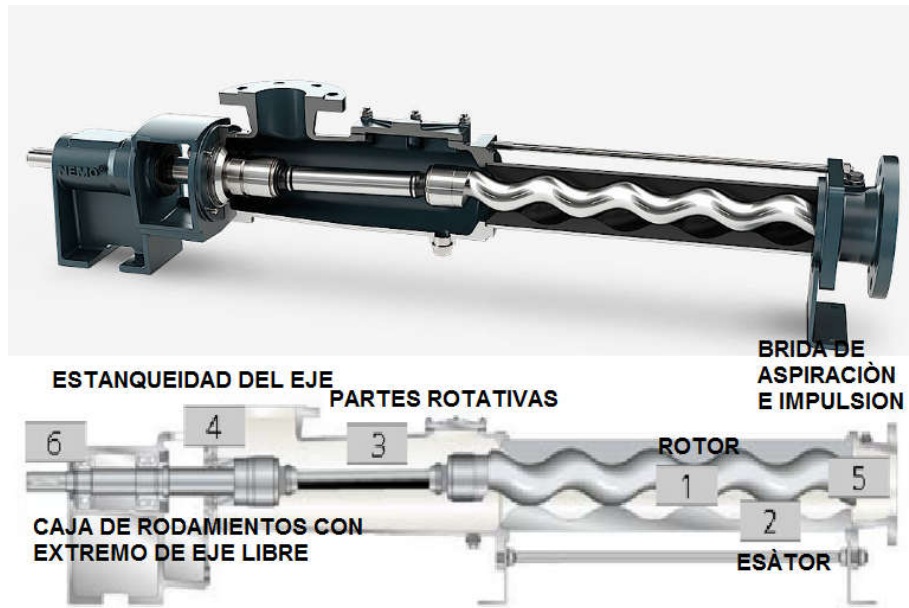


Figura 17. Ejemplo de bomba de desplazamiento positivo.

Como se bombearán lodos 4 horas al día (debido a los elevados niveles sonoros de la maquinaria), y el caudal de la bomba es de $1,31 \text{ m}^3/\text{h}$, en el día se eleva unos $5,24 \text{ m}^3$ de lodos. Suponiendo que los mismos tienen un 95% de humedad, se tiene que el volumen a acopiar será de $0,26 \text{ m}^3$ por día. Por lo que si las volquetas tienen 2 m^3 el retiro de material será cada 7 días y medio aproximadamente.

4.4.6 Desinfección

Se optó por un sistema de desinfección UV ya que los mismos se caracterizan por ser de fácil instalación, no cambian la química del agua por lo tanto no existen subproductos de la desinfección, como hay en procesos como el de cloración- de cloración. No hay corrosión ni reproducción de patógenos, ni productos químicos peligrosos.

Lo único necesario es que la concentración de sólidos del efluente en el proceso sea baja. En este caso se determinó que el efluente a la salida del DAF es de $33,25 \text{ mg/L}$. Valor aceptable para este proceso y que cumple con el estándar del Decreto 253/79 de 150 mg/L .

El equipo UV se instala en un canal, y en el mismo debe preverse un tiempo de contacto suficiente para que la desinfección ocurra.

Se prevén tres canales en paralelo luego del DAF donde se le aplicará radiación UV. Uno funcionará en los meses no estivales, en verano funcionarán dos, y habrá uno de respaldo.

En la salida de cada canal existen tres vertederos isométricos que ayudan a controlar el nivel en el canal para garantizar el tiempo de retención necesario.

Se elige el modelo más apropiado según el caudal de diseño y según la intensidad que debe tener el equipo de desinfección UV.

Se tenía que a la entrada de la planta la concentración de coliformes era de $1 \times 10^6 \text{ ufc}/100 \text{ ml}$. En las unidades se removerá un orden de coliformes, por lo tanto al canal de UV se llegará con una concentración de $1 \times 10^5 \text{ ufc}/100 \text{ ml}$. El estándar del Decreto 253/79 para vertidos a cursos de agua es de $1000 \times 10^3 \text{ ufc}/100 \text{ ml}$, pero para cursos de agua clase 2b, es decir, con recreación por contacto directo, como se prevé un emisario a la salida de la planta, se diseñará el equipo para

que a la salida la planta la concentración de coliformes sea de 5×10^3 ufc/100ml. Por lo tanto hay que remover 1,5 órdenes de coliformes, es decir, $LOG_{inactivación}=1,5$.

Según las recomendaciones de WEDECO² los requerimientos de dosis de UV de USEPA serán:

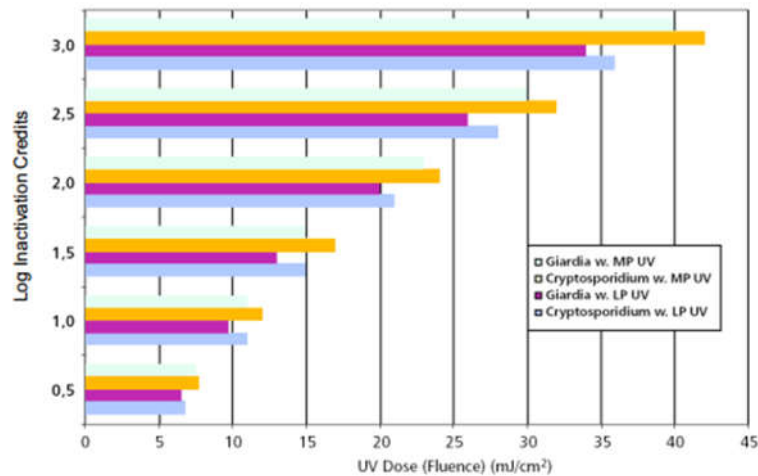


Figura 18. Relación de la dosis de UV para diferentes $LOG_{inactivación}$. Fuente: Diapositivas de WEDECO de Principios Básicos de Desinfección UV proporcionada por XYLEM INC.

Se tiene que la remoción necesaria la dosis de UV recomendada serán 30 Mj/cm^2 .

Se cumple que la dosis de UV se define como: $Dosis \text{ UV} = Tiempo \text{ Retención} \cdot Intensidad$.

De la relación anterior se tiene la intensidad que debe tener el equipo. El tiempo de retención se obtiene de las dimensiones del canal y el tirante de agua sobre el mismo.

4.4.6.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada canal será la mitad del caudal pico diario de verano:

$$Q_{max,d} = 90 \text{ m}^3 /$$

4.4.6.2 Cálculos

El modelo elegido es el TAK SMAR 3-1X1, que ya incluye el canal de hormigón. A continuación se presenta un esquema del mismo:

² Marca de los equipos de desinfección UV.

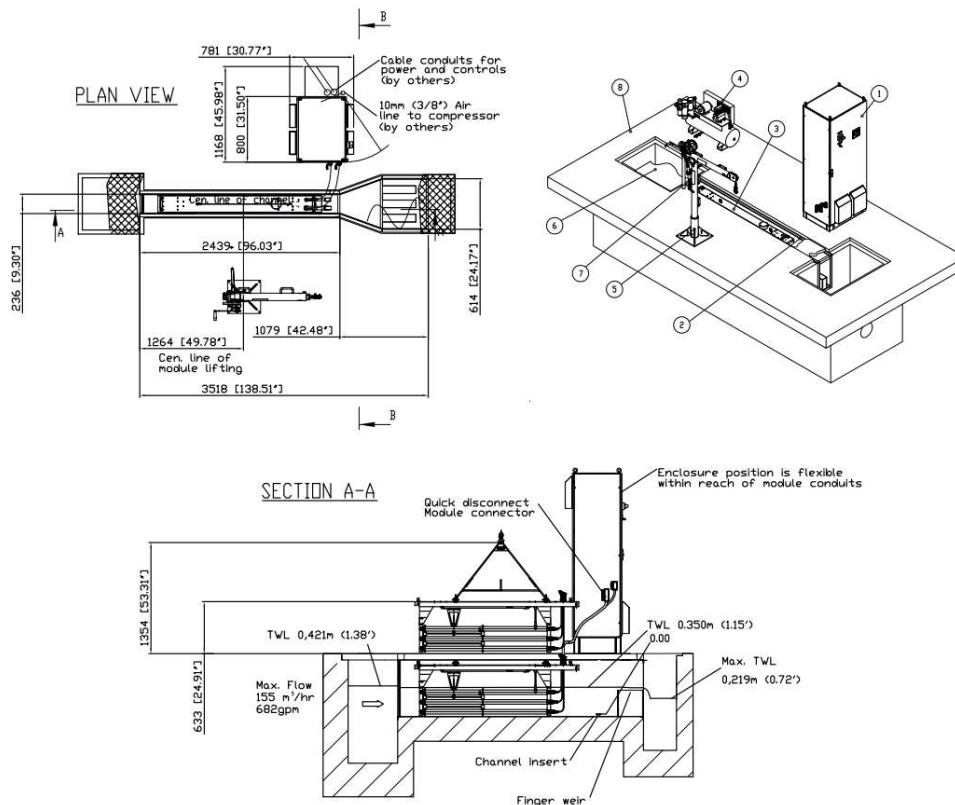


Figura 19. Esquipo de desinfección y canal TAK SMAR 3-1X1. Fuente: XYLEM INC y CIEMSA.

Este equipo tiene una cámara previa, donde llegará el efluente del DAF por medio de una tubería de 250mm (determinada para una velocidad de 1,5 m/s del efluente para el caudal pico horario de verano). De esa cámara se pasa al canal donde está el equipo UV, y a continuación de este hay una serie de vertederos isométricos triangulares, que controlan el nivel en el canal. Las dimensiones de la cámara, el canal, los vertederos, la cámara posterior a los canales, así como las cotas de agua están dadas por el fabricante.

A continuación se presenta a modo de ejemplo un modelo de los vertederos isométricos de la Planta de Piriápolis y una foto donde se observa el funcionamiento de los mismos del catálogo brindado por XYLEM INC. de WEDECO.

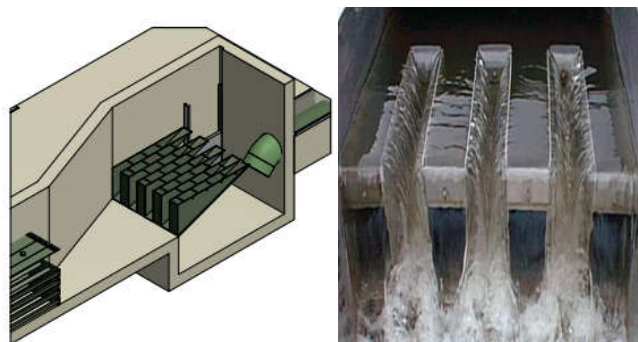


Figura 20. A la izquierda vertederos isométricos para controlar el nivel de agua en el canal UV. Fuente: Planos Planta de Piriápolis, CIEMSA. A la derecha una foto del funcionamiento de los mismos del catálogo brindado por XYLEM INC. de WEDECO.

Este equipo es apto para un caudal de hasta 155 m³/h. Como el caudal pico horario de invierno es de 100,8 m³/h, y el caudal de verano es de 187,2 m³/h, por lo tanto, habrá tres canales, uno para invierno, en verano funcionarán dos, y se tendrá uno de respaldo.

Los cálculos de la intensidad del equipo se tienen a continuación:

Concentración coliformes afluente (100 ufc/mL)	1x10 ⁵
LOG _{inactivación}	1,50
Dosis(j/m ²)	150
Intensidad(J/m ² s)	42,88
Q(m ³ /s)	0,03
Volumen (m ³)	0,20
t(s)	7,20
Intensidad (Jm ² .s)	47,5
Concentración coliformes finales (ufc/100ml)	5,00x10 ³

Tabla 38. Cálculos asociados al sistema de desinfección UV.

4.5 Bypass de la planta.

Se prevé un baypass en la panta posterior al pre tratamiento, es decir, posterior al desarenado.

Será una tubería de PVC que funcionará a presión. La misma comienza en el canal posterior al los tamices antes de la canaleta Parshall, donde hay una compuerta que se abrirá para que el efluente se haya por el bypass, y en el canal que conduce a la canaleta se bloqueará el pasaje también con una compuerta. El bypass descargará en la cámara posterior al canal de desinfección UV, y de allí se irá hacia el emisario.

Para calcularlo, se impone que la velocidad en la tubería sea de 1,5 m/s (para que no exista sedimentación en la misma) y con el caudal pico diario del período estival se llega a que el diámetro. A continuación se presentan los cálculos:

Bypass	
v(m/s)	1,5
Q(l/s)	52
Q(m ³ /s)	0,052
A(m ²)	0,035
d(m)	0,16
espesor(m)	0,02
D _{util} (m)	0,21
v(m/s)	1,51

Tabla 39. Cálculos del bypass.

4.6 Verificación de caudal mínimo

Se hará una verificación del funcionamiento de la planta de tratamiento para la condición de caudal mínimo. Este se define como el caudal de invierno al inicio del período de previsión donde únicamente aportarán a la planta aquellas viviendas que se instalan en zonas homogéneas de corresponden a las que serán servidas durante las obras de primera etapa.

En la siguiente tabla se tienen las zonas homogéneas de primera etapa y la cantidad de habitantes que allí residirán en 2017 (se hizo una proyección de población):

ZH	Personas 2047
1	957
4	1051
5	311
6	1008
11	203
14	199
Total	3729

Tabla 40. Población de las zonas homogéneas en 2017.

Con la población se tiene que el caudal de verificación será:

$$Q_{diseño, invierno, d} = 3729 \text{ ab. } 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, verano, d} = 59,5 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, invierno, h} = 3729 \text{ ab. } 200 \frac{l}{hab.d} \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1,2 + 25,9 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{diseño, verano, h} = 66,2 \text{ m}^3/h$$

Se verifican todas las unidades antes descritas a continuación:

4.6.1.1 Sistema de desbaste:

Se realizaron los mismos cálculos descriptos y se llegó a:

$Q_{max, h, rejas} \text{ (m}^3/s)$	0,009
$Q_{med, d} \text{ (m}^3/s)$	0,009
$b_{canal} \text{ (m)}$	0,400

	Condición reja limpia	Condición reja 50% sucia	Condición $Q_{med, d}$
Reja fina			
$y_{aa} \text{ (m)}$	0,07	0,07	0,07
$v_{aa} \text{ (m/s)}$	0,34	0,34	0,35
$H_{aa} \text{ (m)}$	0,07	0,07	0,07
$y_{AA} \text{ (m)}$	0,08	0,10	0,10
$v_{AA} \text{ (m/s)}$	0,30	0,23	0,24
$H_{AA} \text{ (m)}$	0,08	0,10	0,10
$\Delta H_r \text{ (m)}$	0,01	0,03	0,03
$b \text{ (m)}$	0,01	0,01	0,01
$a \text{ (m)}$	0,03	0,03	0,03
N	10,71	10,71	10,71
N	11,00	11,00	11,00
$b_u \text{ (m)}$	0,29	0,15	0,15

v_r (m/s)	0,42	0,65	0,66
$\Delta Hr''$ (m)	0,01	0,03	0,03
resta $\Delta Hr - \Delta Hr''$	0,00	0,00	0,00
$0,6 < v_r < 1,2$ m/s ?			
Verificación	no cumple	cumple	cumple
$0,4 < v < 0,8$ m/s ?			
Verificación	no cumple	no cumple	no cumple

Tabla 41. Cálculos del sistema de desbaste para condición de caudal mínimo.

Se observa que no se verifica para la condición de reja limpia que la velocidad en la reja sea mayor a 0,6 m/s. Además en ninguna condición se verifica que la velocidad de aproximación sea suficiente. Estas condiciones generan que exista sedimentación en el canal, por lo que durante los primeros años las limpiezas deberán realizarse con suficiente frecuencia.

4.6.1.2 Desarenador

De forma análoga a la verificación de la unidad con los caudales de diseño, se verifica el funcionamiento del mismo para caudal mínimo. Con esto se llega a que la tasa de aplicación superficial será de $18,9 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, valor que se encuentra por debajo de las recomendaciones donde el valor mínimo es de $35 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, Aun así como el desarenador cuenta con un agitador, el funcionamiento del mismo no se verá afectado.

4.6.1.3 Mezcla rápida: Canaleta Parshall

Se verificó la canaleta Parshall tipo 3" para el caudal mínimo resultando:

unidades	(mm)	Cálculos:	k	3,70
W	76,8		n	0,65
A	466		Ho	0,12
B	457		D'	0,12
C	178		Vo	0,34
D	259		q	0,07
E	457		Eo	0,19
F	152		Θ (rad)	2,08
G	305		V1	1,69
K	25		h1	0,04
N	57		FR1	2,73
			h2	0,13
			V2	0,60
			h3	0,60
			V3	0,60
			hp	0,60
			T(s)	0,60
			G(s-1)	742,74

Tabla 42. Verificación de la canaleta Parshall

Se observa que tanto el número de Froude como el gradiente hidráulico son más bajos que en las condiciones de diseño.

Pero que igualmente se alcanza un elevado gradiente hidráulico y un bajo tiempo de retención lo cual asegura la eficiencia de la mezcla rápida.

4.6.1.4 Floculación

Se calculó el tiempo de retención de las unidades en el sistema de floculadores para la condición de caudal mínimo:

Tamaño de celda	
H (m)	2,5
L (m)	2,0
V (m ³)	10,0
TR (min)	10

Tabla 43. Tiempo de retención.

Se observa que el tiempo de retención aumenta pero se mantiene dentro de las recomendaciones ya que el tiempo de retención total del efluente será de 30 minutos

También se verificaron los dispositivos de entrada y salida:

	Salida Etapa 1	Salida Etapa 2	Salida Etapa 3
G (1/s)	60,00	30,00	20,00
L (m)	0,45	0,45	0,45
Rh(m)	0,113	0,113	0,113
Velocidad (m/s)	0,08	0,08	0,08
G compuerta (1/s)	12,67	12,67	12,67
G _{compuerta} < 1,2.G	cumple	cumple	cumple

Tabla 44. Verificación del dispositivo de entrada.

Donde se observa que el gradiente hidráulico se haya dentro de las recomendaciones.

4.6.1.5 DAF

Con el caudal mínimo se verifico la tasa de aplicación superficial y el tiempo de retención del afluente en la unidad. Los resultados son una tasa de aplicación superficial de 129,8 m³/m²/d y el tiempo de retención será de 27,5 minutos. Ambos valores se encuentran dentro de las recomendaciones.

4.6.1.6 Canal UV

Las recomendaciones del proveedor plantean que el modelo seleccionado de equipo y canal UV es apropiado para caudales de hasta 155 m³/h. Como el caudal mínimo es de 59,4 m³/h este equipo es apropiado, porque como el nivel en el canal es controlado desde aguas abajo con los vertederos isométricos, la eficiencia de la desinfección UV no se verá afectado.

4.6.1.7 Resumen de verificaciones

Se observa que todas las unidades funcionarán de forma adecuada para el inicio de periodo de previsión con las obras de primera etapa. El sistema de desbaste no cumple con los criterios de velocidades, pero con limpiezas frecuentes del canal no existirán problemas en el funcionamiento.

4.7 Edificación

Como se explicó en la Memoria descriptiva en el capítulo de Planta de Tratamiento, en el predio hará dos edificios, uno para el área de rejás y el pozo de bombeo, y otro para la zona del tratamiento y el área de servicios.

El edificio de la zona de rejás se ubicó a cota 1,95 m, esto es a 5 m de profundidad. El canal con rejás se ubicará a cota 1,5m. Para facilitar las tareas de limpieza de las rejás, se desmontará el terreno hasta que la cota del edificio de rejás sea a 3,9m, permitiendo que las rejás descarguen en una volqueta que se encuentre en la superficie del terreno y el acceso a la misma sea más simple.

Se prevé la entrada de camiones desde calle Av. Solari junto a la rotonda, y el camino que conduce al edificio de rejás tendrá una pendiente de 9%.

El edificio de la planta será elevado, para garantizar que todas las unidades se encuentren sobre la napa freática. La cota del piso de la planta varía desde 7,12m a 5,7 m. En ese lugar la cota de terreno original era de 8,1m. Se tiene un camino de entrada de 90 m de largo aproximadamente y la pendiente del mismo es de 1%.

La caminería permite el acceso con camiones a todas las áreas de la planta de tratamiento y la zona de rejás.

El edificio de la planta de tratamiento cuenta con los servicios necesarios para los dos operadores, el técnico y mecánico. El área de servicios contará con un vestuario con “zona limpia” y pasaje a zona sucia”, esta última contará con lockers, toillettes y bancos en cada “zona”, y duchas, lavarropas y secarropas en la “zona sucia”. Se cuenta con un comedor, laboratorio, sala de operación.

5 Emisario

La descarga final del efluente tratado se realizará al Océano Atlántico a través de un emisario subacuático. Para el prediseño se utilizó el software CORMIX®, mediante el cual se puede observar la pluma de descarga y su evolución hacia la costa.

El objetivo del diseño del emisario es garantizar que la calidad del agua en las zonas de playa (uso de recreación con contacto directo) cumpla con lo establecido por el Decreto 253/079 clase 2b. En particular el parámetro de verificación para el diseño es el de presencia de organismos patógenos a través del indicador de coliformes termotolerantes (o coliformes fecales), para el cual el Decreto establece 500 ufc/100 ml.

5.1 Consideraciones para el prediseño

5.1.1 Características de la tubería

Se trata de un emisario de 50 metros de longitud, de descarga única enterrada, construido de tuberías de PEAD de 300 mm de diámetro. Cuenta con dos partes diferenciadas: emisario terrestre y emisario submarino.

El emisario terrestre va desde la salida de la planta de tratamiento hasta el comienzo de la costa. El tramo submarino corresponde a la parte que se encuentra en el mar. Su funcionamiento es por gravedad, no siendo necesario la instalación de un pozo de bombeo.

Al ser una tubería de PEAD, se considera una rugosidad correspondiente a un número de Manning de 0.008.

5.1.2 Características del efluente

5.1.2.1 Contenido de microorganismos patógenos

Respecto del contenido de microorganismos patógenos, se trata de un efluente no conservativo, que existe un fenómeno de decaimiento de coliformes fecales debido al efecto de diversos factores: penetración de la radiación solar, salinidad del agua del mar, escasez de alimento, temperatura, entre otros. En función de las características del curso de agua receptor, la concentración de coliformes fecales se reduce con una determinada velocidad. Se define el T90 como el tiempo requerido para el decaimiento del 90% de los coliformes remanentes, sobre y por encima de la reducción debida a dilución y difusión.

T_{90} Ubicación	Valores, horas
Honolulu, Hawai	0.75 o menor
Bahía de Mayaguez, Puerto Rico	0.7
Río de Janeiro, Brasil	1.0
Niza, Francia	1.1
Accra, Ghana	1.3
Montevideo, Uruguay	1.5
Santos, Brasil	0.8 - 1.7

Tabla 45. Valores de T_{90} .

Se considera para el caso de La Paloma que el valor de T_{90} será el mismo valor que para Montevideo. Esta hipótesis se encuentra del lado de la seguridad ya que el T_{90} para aguas oceánicas (como el caso de La Paloma) es inferior al que se da en aguas salobres y de mayor turbiedad (como en el caso de Montevideo).

Se estima para el efluente que sale de la planta un valor mínimo de 5000 ufc/100ml (según se definió en 4.4.6.2). Por lo tanto se debe reducir en un orden la concentración de coliformes fecales para que no haya afección de las playas para el uso de recreación con contacto directo (500 ufc/100ml).

5.1.3 Caudal de diseño

El caudal a considerar será con el que trabaja la planta. Se dispondrá de una cámara de carga, previo al emisario, para prever en caso que el caudal de funcionamiento nominal del emisario hiciera que la velocidad fuera muy baja y eso pudiera causar sedimentaciones en la tubería. Se debería accionar una vez al día la apertura de la válvula de salida, ya que eso permite tener un caudal puntual para generar el arrastre a través del emisario.

El caudal con el que se va a modelar el emisario será $0,012 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2 Datos del ambiente.

Como datos del ambiente se consideran las condiciones, marcadas por la geometría y la hidrografía del lugar donde se produce la descarga. En este caso, no habrá límites laterales, pues la descarga se produce en mar abierto.

El punto de descarga se ubicará a 50 metros de la costa. Dado que no se cuenta con datos de las características del curso receptor para dicho punto, se realizó una estimación a partir de la información disponible.

Los datos que se tienen son para una profundidad de 13,7 metros, ubicada a 756 metros de la costa. Se tienen datos de intensidad del oleaje, velocidades, salinidad...

5.2.1 Profundidad en el punto de descarga

A 50 metros de la costa se tiene una profundidad de 2 metros. Se analizaron varias longitudes y se declinó por una longitud de 50 metros, pues se observa valores asequibles para el emisario.

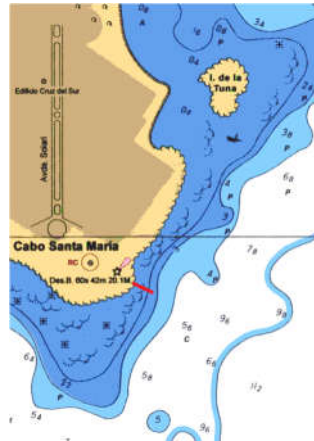


Figura 21. Localización emisario.

5.2.2 Velocidad de la marea en el punto de descarga

En primer lugar se analiza la velocidad de descarga en el punto para el que se cuenta con la información (a 756 metros de la costa). Se tiene una serie de velocidades en dirección Norte – Sur y Este – Oeste, a partir de la que se plantea definir la velocidad de mayor porcentaje de ocurrencia.

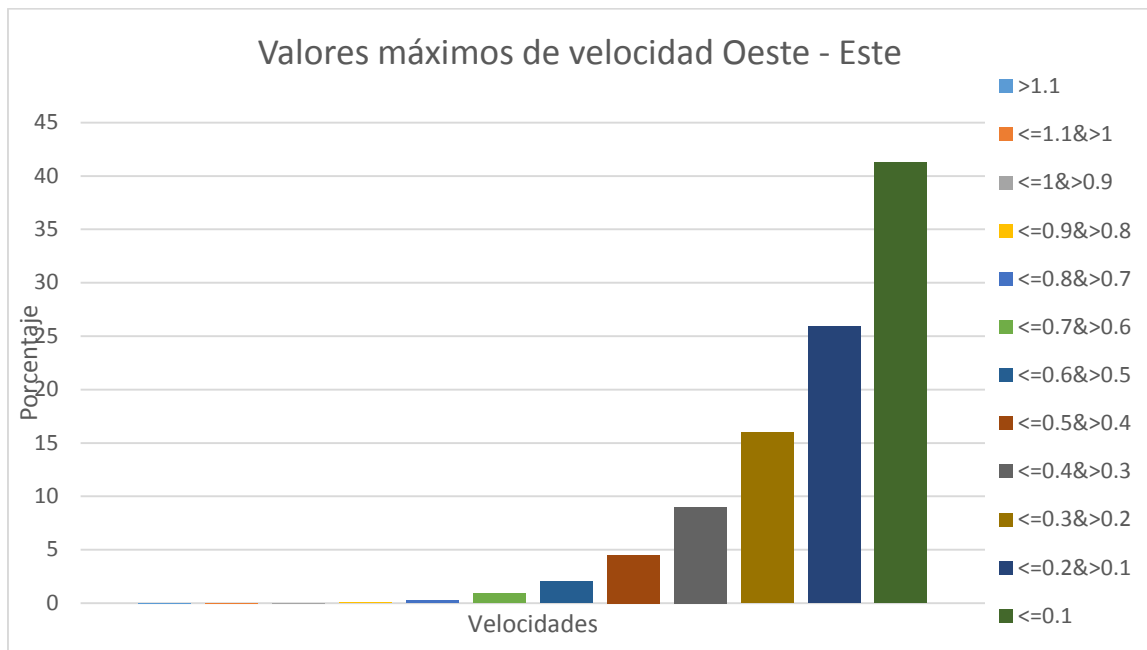


Figura 22. Valores máximos de velocidad Oeste- Este.

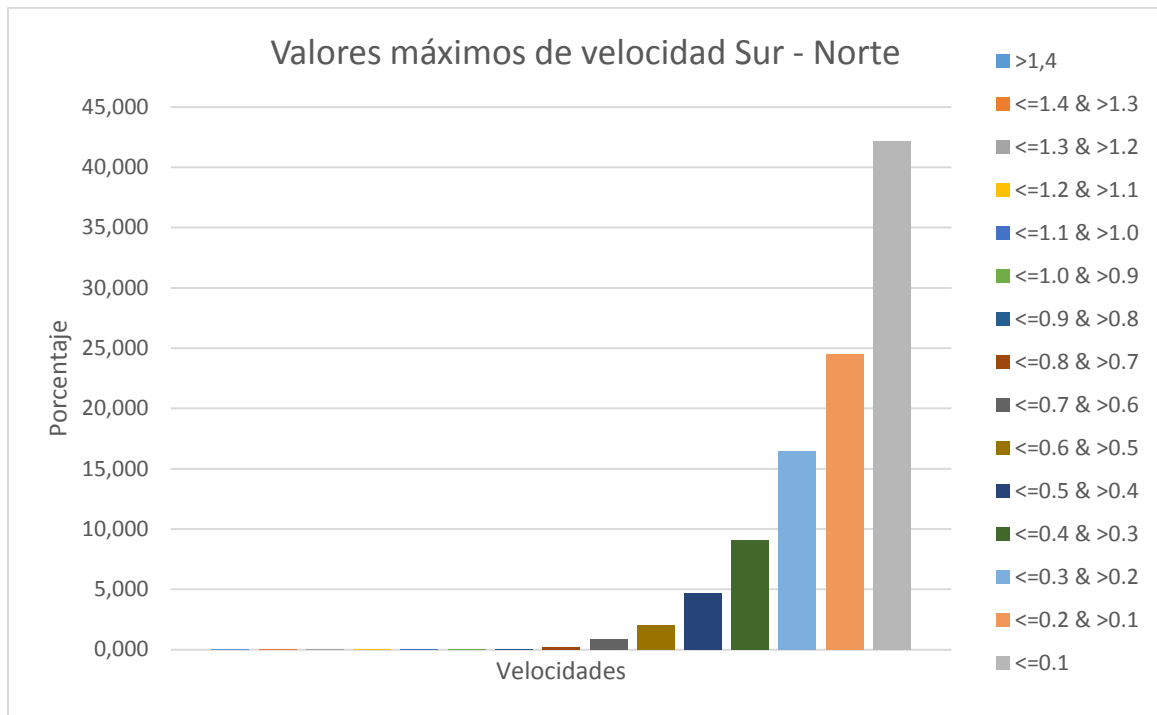


Figura 23. Valores máximos de velocidad Sur - Norte

Se observa que para ambas direcciones la velocidad más frecuente es la de 0,1 m/s. Se considera entonces este valor para el prediseño y dirección Noreste, ya que es ésta la que mayor repercusión tendría hacia las zonas de playa cercanas.

Al no contarse con información de velocidades de marea para la profundidad de 2 metros, se suponen las mismas velocidades que las obtenidas a una profundidad de 13,7 metros. Este criterio se ubica del lado de la seguridad ya que a velocidades pequeñas se consigue menores diluciones que a mayores velocidades, por lo tanto con una velocidad baja, estaría en el peor de los casos, asegurando así que a mayores se consigue una mayor dilución.

5.2.3 Densidad del agua

Como densidad del medio se toma la del agua en los océanos, de 1027 kg/m³ para una temperatura de 22° C.

5.3 Resultados

Para modelar la descarga, el software utilizado ofrece tres tipos de modulación:

- CORMIX®1: Descarga con una única boca de salida.
- CORMIX®2: Descarga con varias bocas de salida.
- CORMIX®3: Para casos en los que la descarga es en superficie y que entre de forma lateral al cuerpo de agua.

En este caso corresponde a un vertido en una única boca de salida (CORMIX®1). El emisario sale en dirección Sureste desde la zona del faro de La Paloma, quedando así la zona de playas al Noroeste de la pluma de dispersión.

La modulación queda de la siguiente forma:

Profile definitions:

BV = top-hat thickness, measured vertically
 BH = top-hat half-width, measured horizontally in Y-direction
 ZU = upper plume boundary (Z-coordinate)
 ZL = lower plume boundary (Z-coordinate)
 S = hydrodynamic average (bulk) dilution
 C = average (bulk) concentration (includes reaction effects, if any)
 TT = Cumulative travel time

X	Y	Z	S	C	BV	BH	ZU	ZL	TT
-0.40	0.00	2.00	9999.9	0.000E+00	0.00	0.00	2.00	2.00	.16694E+02
-0.35	0.00	2.00	25.9	0.193E+03	0.06	0.36	2.00	1.94	.41134E+01
-0.06	0.00	2.00	10.8	0.464E+03	0.14	0.86	2.00	1.86	.41134E+01
0.23	0.00	2.00	8.1	0.615E+03	0.18	1.17	2.00	1.82	.41134E+01
0.51	0.00	2.00	7.0	0.716E+03	0.21	1.41	2.00	1.79	.41134E+01
0.80	0.00	2.00	6.4	0.782E+03	0.23	1.62	2.00	1.77	.41134E+01
1.09	0.00	2.00	6.1	0.816E+03	0.24	1.80	2.00	1.76	.41134E+01
1.37	0.00	2.00	6.2	0.804E+03	0.25	1.96	2.00	1.75	.52211E+01
1.66	0.00	2.00	7.5	0.666E+03	0.25	2.11	2.00	1.75	.80893E+01
1.95	0.00	2.00	9.0	0.551E+03	0.25	2.26	2.00	1.75	.10957E+02
2.23	0.00	2.00	9.9	0.500E+03	0.25	2.39	2.00	1.75	.13826E+02
2.52	0.00	2.00	10.3	0.481E+03	0.25	2.52	2.00	1.75	.16694E+02

Cumulative travel time = 16.6939 sec (0.00 hrs)

Tabla 46. Resultados obtenidos de CORMIX(R)

Donde para el valor marcado se observa que cumple con los valores admitidos (C = concentración).

Se observa que a 2,23 metros de la boca de salida del emisario se alcanza la dilución, lo que equivaldría a 47,75 metros desde la costa aproximadamente.

Por lo tanto, se opta por un emisario de 50 metros. A continuación se muestra el emisario (color rojo) con la pluma de dispersión. La reducción se produce a dos metros de la salida del líquido en el emisario.

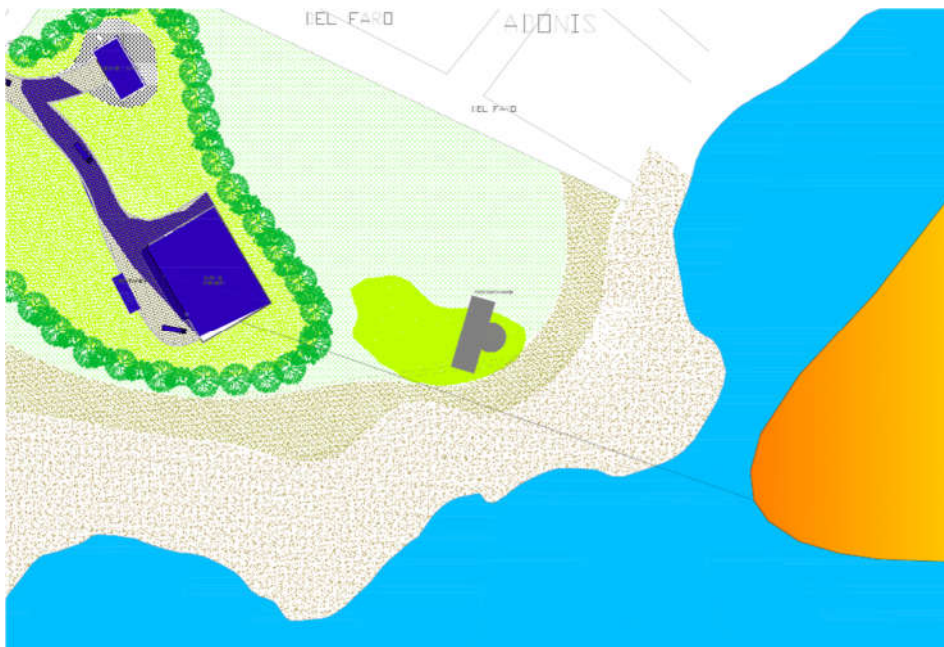


Figura 24. Emisario y pluma de dispersión.

6 Costos

6.1 Costos Directos de Inversión

6.1.1 Redes de saneamiento

Los costos para la primera etapa se divide en: costos de redes de efluentes decantados (principales y secundarios), costos de fosa séptica individuales, y costos de volcaderos. A esto se agrega el costo de camiones barométricos para realizar la limpieza de las fosas sépticas y volcaderos.

Se estima un período de construcción de 20 meses, considerando los siguientes rendimientos:

Construcción de Redes	
Profundidad (m)	Rendimiento (m/día)
0-2	30,00
2-3	20,00
2-3	10,00

Tabla 47. Rendimientos considerados.

De la misma forma se considera que las cuadrillas realizan en promedio dos fosas sépticas por día.

Se determina que el costo total de inversión de las redes de primera etapa (incluyendo fosa séptica) es de USD 17.565.574. Donde la mayor parte representa la construcción de redes. Los precios de los insumos y personal son iguales a los considerados para el documento de “Estudios Básicos”. Ver planilla anexa “Costos Primera Etapa”

6.1.2 Estaciones de bombeo

Una vez que se tiene dimensionado el pozo, así como el tipo de bomba que se va a usar y los demás elementos que componen el pozo, se procede obtener el precio de cada uno.

Estos elementos son la propia estructura de hormigón, las rejillas, bombas, accesorios y las tuberías.

Para ello se usa una planilla Excel similar a la que se usó en “Estudios Básicos”. Los costos totales son:

Costo Directos de Inversión (USD)	
Tres Marías	63.192
Ciudad Vieja	32.775
Lira	133.513
TOTAL	229.480

Tabla 48. Costos Directos de Inversión (USD).

6.1.3 Planta de Tratamiento

Para los costos se rubraron las unidades y el edificio y se tomaron los costos de INCA de Octubre 2016.

Los costos de INCA tienen actividades y las leyes asociados a las mismas. También tiene el costo de los insumos necesarios para la obra.

En el caso de aquellas actividades o insumos que no se encontraron disponibles en INCA, se recurrió a la Lista Oficial de Precios del MTOP de 2016, o a los costos que fueron brindados por la Intendencia de Montevideo y se emplearon en los “Estudios Básicos”.

Las planillas con el rubrado, metraje, costos unitarios y costos totales se presentan en anexos “Rubrado y Costos Planta de Tratamiento”. Los resultados son que el costo final de la planta de tratamiento con todas las instalaciones e inclusive la caminería será de USD 7.773.881.

6.1.4 Emisario

Para estimar el costo hay que diferenciar la parte terrestre de la parte submarina. Se toma como referencia el costo del emisario de Punta del Este, donde:

- Tramo terrestre: 32.000 USD/m
- Tramo submarino: 24.000 USD/m

Como se dijo anteriormente son 194 metros de emisario, de los cuales 50 metros corresponden al submarino y 144 al terrestre. Se tiene, por lo tanto, un costo total de 5.808.000 USD.

6.2 Costos indirectos

Se determinaron los costos indirectos de todo el anteproyecto, es decir, considerado las obras de Redes de Saneamiento, Estaciones de bombeo, Planta de Tratamiento y Emisario.

Los componentes de los costos indirectos son los mismos que los considerados en las en los “Estudios básicos”.

Para determinar el plazo de la obra, se usaron los rendimiento asociados a los metros de construcción de tramos de red de colectores brindados por CIEMSA (se describe en “Estudios Básicos”). Estos rendimientos dependen de la profundidad a la que se ubican las redes. Usando esto y considerando las demás obras asociadas al anteproyecto se determinó que la duración de las obras de primera etapa será de 20 meses.

Se tiene que los costos indirectos son en total USD 5.800.000, ver planilla adjunta.

6.3 Resumen

Los costos directos de inversión de las obras de primera etapa se muestran a continuación:

Costos Directos de Inversión (USD)	
Red de Efluentes Decantados (incluye volcaderos)	17.565.574
Estaciones de Bombeo	229.480
Planta de Tratamiento	7.773.881
Emisario	5.808.000
TOTAL	31.376.935

Tabla 49. Costos Directos de Inversión obras primera etapa.

Sumando este valor a los costos indirectos se tiene que el costo total de las obras de primera etapa es de aproximadamente USD 32.000.000.

Los costos de fosas sépticas serán las que se estiman habrán en 2019, momento en el cual se prevé que finalizan las obras de primera etapa.