

ACTUALIZACIÓN PLAN REGULADOR
PUERTO WILLIAMS, COMUNA DE CABO DE HORROS



REGIÓN DE MAGALLANES Y DE LA ANTÁRTICA
CHILENA

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD SANITARIA

Mayo, 2018

Profesional a cargo del estudio:



Víctor Hugo Fugellie
Ingeniero Civil Hidráulico

ÍNDICE

I	INTRODUCCIÓN.....	7
II	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD - AGUA POTABLE.....	7
1	GENERALIDADES.....	7
2	ANTECEDENTES RECOLECTADOS DESDE AGUAS MAGALLANES.....	8
2.1	<i>Plano catastral.....</i>	8
2.2	<i>Producción.....</i>	8
2.3	<i>Redes.....</i>	9
3	ANÁLISIS.....	9
4	ESTUDIOS PRELIMINARES.....	10
4.1	<i>Recolección y análisis de antecedentes.....</i>	10
4.1.1	Catastro de Redes de Agua Potable, de Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A., Septiembre de 1998.....	11
4.1.2	Proyección de población.....	11
4.1.3	Caudales.....	11
4.1.4	Captación y tratamiento.....	12
4.1.5	Volumen de regulación total.....	13
4.1.6	Red de distribución de agua potabilizada.....	13
5	CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS.....	14
III	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD – AGUAS SERVIDAS	16
1	GENERALIDADES.....	16
2	ANTECEDENTES RECOLECTADOS DESDE AGUAS MAGALLANES.....	17
2.1	<i>Plano catastral.....</i>	17
2.2	<i>Redes.....</i>	17
3	ESTUDIOS PRELIMINARES.....	18
3.1	<i>Recolección y análisis de antecedentes.....</i>	18
3.1.1	Catastro de Redes de Alcantarillado de Aguas Servidas, de Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A., Septiembre de 1998.....	18
3.1.2	Caracterización de la Calidad de las Aguas Servidas.....	18
3.1.3	Posible ubicación de emisario.....	19
3.2	<i>Planta Elevadora.....</i>	21
3.2.1	Caudal de diseño.....	21
3.2.2	Características de la sentina.....	22
3.3	<i>Tratamiento de aguas servidas.....</i>	23
3.3.1	Introducción.....	24
3.3.2	Descripción técnica para una ptas.....	24
3.3.3	Bases de diseño.....	25
3.4	<i>Emisario submarino.....</i>	25
3.4.1	Zona Protección Litoral.....	25
3.4.2	Determinación del diámetro (D).....	27
3.4.3	Carga estática disponible.....	27
3.4.4	Pérdida de carga.....	27
3.4.5	Distancia entre los anclajes.....	28
3.4.6	Tipo de anclaje.....	28
4	CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS.....	29
IV	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD – AGUAS LLUVIAS	31
1	GENERALIDADES.....	31
2	ANTECEDENTES PARA EL ESTUDIO.....	32
3	ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS.....	32
3.1	<i>Método Racional.....</i>	32
4	CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS.....	34

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1: Imagen Aérea Puerto Williams	8
Figura III.1: Alternativas de ubicación del Emisario.	20
Figura III.2: Esquema de sentina.....	23
Figura III.3: Esquema de Planta de Tratamiento A.S.	24
Figura III.4: Esquema de Planta de Tratamiento A.S.	28

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico III-1: Perfil Transversal sección de disposición de emisario.	21
--	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1: Redes instaladas	9
Tabla II-2 Proyección de población según escenario base	11
Tabla III.1 Redes de recolección	17
Tabla III.2 Ancho de la Zona de Protección Litoral en función de la altura de la ola y pendiente del fondo.	26

I INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al estudio de Factibilidad Sanitaria del Plan Regulador Comunal de Puerto Williams, de acuerdo a lo que indica el art. 2.1.10 de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC).

El estudio de Factibilidad Sanitaria para la localidad de Puerto Williams se divide en tres temas: agua potable, aguas servidas y aguas lluvias, a continuación se presenta el informe que contiene el análisis de cada uno de ellos.

II ESTUDIO DE FACTIBILIDAD - AGUA POTABLE

1 GENERALIDADES

La localidad de Puerto Williams, situada en la isla Navarino a orillas del canal Beagle en la región de Magallanes y de la Antártica Chilena, cobra especial importancia a partir del año 2000 cuando la comuna es declarada “Reserva de biosfera Cabo de Hornos de parte de la UNESCO - Organización de las Naciones Unidas” y por el creciente flujo de turistas que viajan al continente Antártico. Hoy, es la puerta de entrada hacia ese continente ya que cuenta con un puerto de gran calado para atención de barcos turísticos.

No obstante, por su crecimiento poblacional bajo y el hecho de que su población turística flotante pernocta en los barcos, no se ha implementado un sistema apropiado para un crecimiento racional de la red de agua potable, sin embargo, esta no posee en la actualidad mayores problemas. Luego, se hace imprescindible contar con un proyecto de mejoramiento de su sistema de distribución, sectorizando la red e igualando, según su topografía, los planos de carga estática en la localidad, cumpliendo con la normativa vigente, y por sobre todo, proporcionando un sistema sanitario que permita habilitar sitios urbanizados para incentivar su crecimiento poblacional.

De ello da cuenta el proyecto actualizado del Plan Regulador Comunal que se propone en este estudio.

Figura II.1: Imagen Aérea Puerto Williams



Fuente: Elaboración propia

El Plan Regulador Comunal busca reunir las condiciones para contar con un sistema adecuado de servicios que permita acoger la llegada de población flotante. Por otra parte, dotar de servicios la zona que considera el Plan Regulador propuesto, será la única manera de acoger el crecimiento poblacional en Puerto Williams.

Un punto importante para el análisis, son los cálculos de ingeniería enmarcados en los antecedentes legales para los diseños que permitan disponer de un buen Servicio de Agua Potable.

2 ANTECEDENTES RECOLECTADOS DESDE AGUAS MAGALLANES

2.1 Plano catastral

Al final de este informe se anexa el plano catastral, correspondiente a la red de agua potable realizado por la empresa Aguas Magallanes. En dicho plano se diferencia la actual red de distribución en dos sectores, alto y bajo, que cuentan con diferente alimentación.

2.2 Producción

La actual fuente de abastecimiento es una captación superficial en el estero Róbalo. Los derechos de aguas actuales se constituyeron por resolución de la DGA N°134 del 3 de marzo de 1998, en favor del Gobierno Regional de Magallanes y de la Antártica Chilena.

Los derechos son de aprovechamiento consuntivo de aguas superficiales y corrientes, de ejercicio permanente y continuo, por un promedio de 530 l/s.

El agua se capta a través de una barrera de hormigón armado ubicada en forma perpendicular al escurrimiento del estero Róbalo.

Según el estudio “Mejoramiento Integral de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de Puerto Williams”, Hidrosan 1989, la capacidad de la fuente es de 1 m³/s. La capacidad operativa de la captación está limitada por la capacidad de la aducción existente y alcanza 24,9 l/s.

El agua es tratada mediante filtración rápida a través de dos filtros en presión con capacidad cada uno de 22 l/s. Además, las aguas se desinfectan con inyección de gas cloro a la salida de los filtros.

La macromedición se realiza a la entrada de los estanques de regulación. Según las últimas mediciones se produce un caudal de alrededor de 15 l/s de agua potable a la salida de la planta de tratamiento.

2.3 Redes

El sistema de regulación del servicio está constituido por dos estanques: uno elevado con capacidad de 200 m³ y otro semienterrado de capacidad 200 m³. Cada uno sectoriza la ciudad, respectivamente, en sector alto y bajo.

El sistema cuenta con una aducción de 2.240 m de asbesto cemento. Las redes instaladas se resumen en la tabla siguiente:

Tabla II.1: Redes instaladas

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Material
75	1.620	PVC
100	892	Asb. Cem.
110	4.407	PVC
125	68	PVC
150	499	PVC
160	862	PVC
Total	8.348	

En la actualidad el servicio cuenta con 572 clientes, de acuerdo a los informes de gestión de diciembre de 2007. La cobertura de AP es de un 100%.

3 ANÁLISIS

Al analizar preliminarmente los datos recogidos por catastro, asoman requerimientos por el Sistema de Agua Potable que deben ser abordados si se quiere contar con un buen sistema, luego habrá que mejorar, mediante obras de diversos tipos, lo siguiente:

- Mejoramiento del sistema principal de distribución
- Sectorización de la red y recambio de matrices secundarias
- Ampliación de la capacidad de regulación

Al cumplirse el primero de los objetivos, este permitirá mejorar el sistema de distribución y el crecimiento de la Localidad hacia los sectores este-oeste y zona de saturación hacia el seno del actual Puerto Williams. En base a esto, se propone el cambio de las cañerías de cemento asbesto por polietileno de alta densidad la aducción y PVC en la red, debido a la larga data de estas cañerías, las cuales deberían ya haber superado los límites de sacrificio o mayor espesor producto de la acidez del suelo.

Por otro lado, considerando el segundo objetivo a cumplir, hay dos redes principales de abastecimiento: una para la población alta y otra para la población baja. Cada una cuenta con un estanque de 200 m³. Se propone unir ambas redes en el sector oriental de la red alta, para contar con un volumen de regulación de 400 m³ en toda la red. Lo anterior obliga a considerar un regulador de presión que permitirá mantener la presión mínima de 15 m.c.a. en cada punto de la red alta y permitir, al mismo tiempo, no tener presiones muy altas en la red baja. Lo anterior reduce además las pérdidas a través de los artefactos sanitarios de la planta baja. El recambio que se indica es el de la red de asbesto cemento de larga data, por PVC C-10.

Finalmente, en lo referente al tercer objetivo, se destaca, a modo de información según el catastro realizado, que ambos estanques son de un volumen de 200 m³. Uno de ellos es elevado y abastece a la red alta y el otro es semienterrado y abastece a la red de distribución baja. Al estar separadas ambas redes, no se cuenta con el volumen de regulación total instalado en los puntos más lejanos. También se destaca la necesidad de practicar acuartelamientos o sectorizaciones de la red en función del plan regulador propuesto.

4 ESTUDIOS PRELIMINARES

4.1 Recolección y análisis de antecedentes

Como se dijo en los capítulos anteriores, Puerto Williams cuenta con un sistema diferenciado de alimentación desde dos estanques de regulación, de 200 m³ cada uno respectivamente. Ello no permite contar, según el suscrito¹, con un volumen adecuado en caso de siniestro, luego se analizará la manera de integrar ambas redes para contar con ese volumen, 400 m³, como total. Por ello es muy necesario recolectar todos aquellos antecedentes que nos permita encontrar la mejor posibilidad para dar solución a este problema desde el punto de vista sólo técnico y económico.

¹ La normativa vigente para poblaciones menores a 50 mil habitantes consideran un volumen de regulación de incendio de 115 m³, no obstante por las condiciones ventosas de la Localidad el suscrito considera su decisión de adoptar las siguientes condiciones en caso de incendio: 16 l/s, 15 mca en la cabeza del grifo y un incendio de 4 horas de duración. Luego el volumen de regulación a considerar, por ese concepto, es de 230 m³.

La información relevante relacionada que se presenta a continuación es la siguiente:

4.1.1 Catastro de Redes de Agua Potable, de Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A., Septiembre de 1998.

Este fue realizado por funcionarios de la Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A. y cumple con la función de servir de antecedente válido respecto de la cobertura del área de servicio y su estado.

4.1.2 Proyección de población.

La proyección de población para la localidad de Puerto Williams, es la siguiente:

Tabla II-2 Proyección de población según escenario base

ESCENARIO BASE

localidad	2016	2026	2036	2046
Puerto Williams	2672	3342	4181	5229

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al censo poblacional de 2002, Puerto Williams tiene una población de 2262 hab y 658 viviendas lo cual significaría que al año 2046 se duplicaría esa cantidad de viviendas, llegando a 1307 viviendas aproximadamente.

Ahora bien, el proyecto de Plan regulador considera tres tipos de áreas residenciales A1 (residencial mixto1) con una densidad poblacional de 60 hab/ha, A2 (residencial mixto2) con una densidad poblacional de 100 hab/ha y A3 (residencial mixto3) con una densidad poblacional de 150 hab/ha.

Considerando una saturación poblacional en esas áreas, se tendrá:

	A1	A2	A3
SUPERFICIE (ha)	31,34	24,40	12,45
DENSIDAD (hab/ha)	40	60	40
HABITANTES	1254	1464	498
VIVIENDAS	365	426	145

Lo cual indica que el escenario optimista es el adecuado y se valida la población de 6030 habitantes para efectos de cálculos hidráulicos, considerando población flotante y servicios.

Nota: 5230 habitantes proyectados + una población flotante proyectada de 800 habitantes = 6030 habitantes. Válida sólo para cálculos hidráulicos sanitarios.

4.1.3 Caudales

De acuerdo al ítem anterior, se tiene una población proyectada de 6030 hab.

Ahora bien, el consumo medio per cápita o dotación (dot):

En la región de Magallanes (bajo riego de jardines, no hay piscina, etc.) el consumo medio per cápita determinado y aplicado por la empresa sanitaria Aguas Magallanes S.A., es de 250 l/hab/día. Luego se tiene:

- Caudal medio diario:

$$Q_{md} = \frac{\text{dot} \cdot \text{Pobl}}{86.400} = 17,45 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo diario:

$$Q_{máxd} = 1,5 \times Q_{md} = 26,17 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo horario:

$$Q_{máxh} = 1,5 \times Q_{máxd} = 39,26 \text{ l/s}$$

Nota: El consumo no es constante a lo largo del año ni tampoco durante las 24 horas del día. La razón entre el máximo diario y el medio diario varía entre 1,2 y 2. El término medio 1,5 corresponde a un valor que corrientemente se considera en los proyectos. Para conocer con mayor precisión esta razón hay que realizar un análisis de variaciones de temperaturas del verano a invierno. Mientras que la variación entre el consumo máximo horario y el medio horario varía entre 1,4 y 2,5 pudiendo llegar hasta 3 en una ciudad grande. El coeficiente 1,5 corresponde a una ciudad de estándar bajo, lo que se compensa con la razón ocupada para el caudal máximo diario.

4.1.4 Captación y tratamiento

De acuerdo al catastro proporcionado por Aguas Magallanes, los actuales sistemas de captación, aducción y tratamiento están en condiciones de abastecer a la población estimada en los próximos 30 años. No obstante se recomienda realizar obras de mejoramiento y/o reemplazo, principalmente de la aducción que ya tiene una cantidad de años que supera su vida útil.

Referente a problemas de salud, se estima necesario comentar lo siguiente:

La cañería de asbesto cemento no genera problemas a la salud humana. El asbesto compone los 2/3 en nuestro planeta y está siempre presente en el agua. Hipotéticamente, para que nos pueda afectar por ingestión, habría que consumir un millón de litros diarios.

Esta cañería, a través del tiempo, es afectada por la acidez del suelo característico en Magallanes, de no haber sido cubierta con algún revestimiento adecuado, es altamente probable que por la data de construcción, ésta pudiera haber sobrepasado los límites de sacrificio que define ingeniería de proyectos, como factor de seguridad.

Luego se recomienda realizar obras de mantención en captación, filtros y sistema de cloración. Además, por su larga data, se hace especial hincapié en el reemplazo de la aducción por cañería de polietileno de alta densidad.

4.1.5 Volumen de regulación total

- **Volumen de regulación**

El volumen de regulación se compone de un porcentaje del consumo diario, un período de tiempo para reparación puntual y del volumen de incendio. Esto es:

$V1 = 20\% \text{ Consumo medio diarios} = 260 \text{ m}^3$

$V2 = 1,5 \text{ horas del consumo medio diario por reparación de red} = 78 \text{ m}^3$

$V3 = 4 \text{ horas incendio a } 16 \text{ l/s} = 230 \text{ m}^3$

Luego, el volumen total es:

$$V_{\text{total}} = V1 + V2 + V3 = 560 \text{ m}^3$$

Es decir, para la proyección hay un déficit en cuanto a regulación que habrá que considerar en el mediano plazo.

Con respecto al volumen de incendio, este al estar separadas las redes con un volumen de 200 m^3 cada una, estaría deficitario en 30 m^3 , lo cual se resolvería mediante la unión de ambas redes o sectores altos y bajo mediante una válvula de regulación de tipo Monovar, de perforaciones múltiples. Esto permitirá mantener la línea piezométrica en ambas instalaciones y al mismo tiempo disponer de ese mayor volumen.

La interconexión mínima deberá ser en diámetro 100 mm.

4.1.6 Red de distribución de agua potabilizada.

Para la red de distribución se considera una sectorización de la red en cuarteles coincidentes con la zonificación del plan regulador propuesto y cuidando no superar los 800 ml de red. Además, por el mismo motivo que en el caso de la aducción, larga data, se deberá cambiar los tramos de red en cemento asbesto AW20 de 100 mm por PVC 110, cuidando que el cálculo hidráulico previo determine si es necesario aumentar dicho diámetro según la zonificación considerada.

5 CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS

En lo principal, tanto el sistema de captación como su aducción y tratamiento, estarían cumpliendo sus funciones ante una proyección de población o crecimiento poblacional en el escenario del Plan. Sólo habría que considerar el reemplazo de redes antiguas o que hayan cumplido su período de vida útil y una mantención general al servicio.

El volumen de regulación de los estanques en servicio permitirá conseguir el volumen requerido en caso de siniestro. También podría considerarse un estanque de regulación al pie de la red en caso que esta se extienda hacia el sector de Ukika, hacia el este. Si bien es cierto, por el tamaño de la población el volumen de incendio requerido por norma es de 115 m³, el suscrito ha dado a conocer su opinión con respecto a lo que considera una muy mala normativa para la Región. Magallanes y la Antártica Chilena, son regularmente azotados por vientos de regular a fuerte intensidad, usualmente estos vientos siempre presentes resultan ser cómplices gravitantes en los orígenes de los siniestros y se requiere por tanto una extensión en el tiempo para poder sofocar los incendios tal cual recomienda la Ingeniería Sanitaria por años: 230 m³ para cubrir 16 l/s durante 4 horas con una presión mínima de cabeza en el grifo de 15 m.c.a. Ahora bien los volúmenes están disponibles y el déficit se resuelve uniendo ambas redes: Sector alto y bajo.

Se puede aseverar que, el sistema de distribución es coincidente con la sectorización más apropiada de acuerdo al plano regulador propuesto, entregando los caudales y presión óptimos, al regular la presión en punto de unión de red alta con red baja, por sector. Por lo tanto sólo se requiere reposición de aducción de cemento asbesto de preferencia a polietileno de alta densidad y redes en cemento asbesto a PVC como algunas obras menores: Reguladora de presión, válvulas de acuartelamientos, matriz para unión de red alta con red baja.

Por último, una estimación de costos para la mejora propuesta sería la siguiente:

ESTIMACIÓN DE COSTOS					
MEJORAMIENTO SISTEMA A.P.					
PUERTO WILLIAMS					
PROYECTO PLAN REGULADOR					
ITEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	TOTAL
A	MANTENCIÓN				
1	CAPTACIÓN	GL	1	25,000,000	25,000,000
2	FILTROS	GL	1	3,500,000	3,500,000
3	CLORACIÓN	GL	1	2,500,000	2,500,000
B	CONSTRUCCIÓN				
B.1	CAÑERÍAS				
1	ADUCCIÓN	ML	2,240	90,000	201,600,000
2	RED	ML	892	45,000	40,140,000
B.2	CÁMARAS				
3	VÁLVULAS	C/U	10	3,500,000	35,000,000
4	REGULADORA PRESIÓN	C/U	1	6,000,000	6,000,000
5	GRIFOS	C/U	18	1,800,000	32,400,000
B.3	ESTANQUE 100 M3				
6	EST. 100 M3	C/U	1	45,000,000	45,000,000
C	INGENIERÍA e ITO	GL	1	75,000,000	75,000,000
TOTAL (\$)					\$466,140,000
TOTAL (UF)					17,785
UF AL 31 DE JULIO DE 2016		\$26,209.10			

III ESTUDIO DE FACTIBILIDAD – AGUAS SERVIDAS

Como se mencionó anteriormente, Puerto Williams es hoy la puerta de entrada hacia el continente, ya que cuenta con un puerto de gran calado para atención de barcos turísticos.

No obstante, por su crecimiento poblacional bajo, no se ha implementado un sistema apropiado de disposición final de sus aguas servidas, las que son evacuadas sin tratar por un emisario de muy corta longitud, representando un contaminante de real importancia. Luego, se hace imprescindible contar con un sistema de tratamiento para las aguas servidas del sector, cumpliendo con la normativa vigente previo a su disposición final al mar.

1 GENERALIDADES

Puerto Williams no cuenta con un sistema adecuado de tratamiento de aguas servidas, generando una contaminación de cierta magnitud. Disminuir dicha contaminación es un tema de suma importancia para su desarrollo sustentable, lo que permitirá además mejoras para el entorno y la comunidad.

Debido a este motivo el contaminante visual que produce su descarga dentro de la zona de protección del litoral, cobra especial importancia, ya que al estar el emisario situado sobre la marea media, permite la visualización del chorro durante las bajas mareas.

Si bien es cierto, la concentración de carga contaminante en el agua no aumenta mayormente, el efecto visual es muy importante y es por esta razón que se hace necesario elaborar un estudio de tratamiento y adecuada disposición final en el mar. Esto debiera ser una solución adecuada dado que estaría dentro de la normativa vigente protegiendo al medio ambiente, además de ser económicamente sostenible.

En esta Localidad, los residuos líquidos corresponden a “residuos líquidos domiciliarios” únicamente. Estos reciben entre otros, materia orgánica e inorgánica y organismos vivos que aumentan su concentración con el incremento de la población.

Actualmente su sistema de alcantarillado de aguas servidas está conformado por: Una red recolectora; fosas sépticas en la escuela, gimnasio y población naval; colector y emisario de corta longitud que muestra el acápite siguiente en base a levantamiento realizado por Aguas Magallanes.

Luego, el objetivo principal que propone este estudio, además de la cobertura de alcantarillado de aguas servidas para un crecimiento poblacional acorde con el Plan Regulador que se propone, desarrollar la ingeniería básica conceptual requerida para el tratamiento y conducción vía emisario al mar, identificando los aspectos ambientales básicos en la Determinación de los Límites Máximos de Concentración para Descargas de Residuos Líquidos Domiciliarios al Mar (Decreto Supremo N° 90) y, en la Evaluación de Impacto Ambiental.

Con tal objetivo, se tendrá como primera medida para el tratamiento físico de las aguas servidas, identificar la “situación problemática” relacionada con el medio ambiente o reducir los contaminantes domiciliarios que se descargan.

Luego, en el convencimiento de que la mejor alternativa desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, es la incorporación de una planta de tratamiento secundario que permita cumplir con los parámetros de la norma, las etapas del estudio se definen como:

- a) Planta de tratamiento secundario.
- b) Construcción de emisario submarino.

Otro punto importante en el transcurso de este análisis, son los cálculos de ingeniería enmarcados en los antecedentes legales para los diseños que permitan disponer las aguas servidas tratadas en el mar. Todo ello en cumplimiento de las normativas ambientales vigentes para el tipo de diseño y efluentes que se quiere manejar y disponer.

2 ANTECEDENTES RECOLECTADOS DESDE AGUAS MAGALLANES

2.1 Plano catastral

En página siguiente se adjunta el plano aasspwilliams que corresponde al plano catastral de aguas servidas realizado por la empresa Aguas Magallanes. En ese plano se diferencian las cámaras y colectores catastrados de los no catastrados y/o ubicados.

2.2 Redes

Actualmente las aguas servidas no son depuradas. El sistema opera con una descarga de material PEAD de longitud 89 m diámetro 315 mm y otra de acero diámetro 200 mm de longitud 8 m del sector denominado Villa Ukika. Ambas desembocan en el canal Beagle”.

Las redes de recolección se resumen en la siguiente tabla:

Tabla III.1 Redes de recolección

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Material
160	143	PVC
175	1.032	Asb. Cem.
175	1.290	CC
180	2.260	PVC
200	1.226	Asb. Cem.
200	300	Otro
250	773	Asb. Cem.
250	40	Acero
total	7.064	

3 ESTUDIOS PRELIMINARES.

3.1 Recolección y análisis de antecedentes

Como se dijo en los capítulos precedentes, Puerto Williams no cuenta con un sistema adecuado de tratamiento de sus aguas servidas, ya que estas son recolectadas a través de la red de alcantarillado y conducida por medio de pequeños colectores a un emisario de muy corta longitud que evacua las aguas servidas sin tratamiento alguno dentro de la Zona de Protección del Litoral. Por ello es muy necesario recolectar todos aquellos antecedentes que nos permita encontrar la mejor posibilidad para dar solución a este problema desde el punto de vista técnico, económico y ambientalmente compatible.

Estos pueden ser de utilidad en la medida que se utilicen criterios acertados para su análisis y posterior validación dentro del presente estudio.

La información relevante relacionada al área de trabajo y que pudo ser reunida es la que se presenta a continuación:

3.1.1 Catastro de Redes de Alcantarillado de Aguas Servidas, de Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A., Septiembre de 1998.

Este fue realizado por funcionarios de la Empresa de Servicios Sanitarios Aguas Magallanes S.A. y cumple con la función de servir de antecedente válido respecto de la cobertura del área de servicio y su estado.

3.1.2 Caracterización de la Calidad de las Aguas Servidas

El D.S.Nº90/2.000 establece norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales del MINSEGPRES, el Organismo Fiscalizador es la Dirección del Territorio Marítimo y Mercante.

En general las aguas servidas presentan las típicas características del agua doméstica: color gris claro, ausencia de olor y turbiedad media, que descende en las horas de la noche y madrugada. En el cuadro siguiente se indican las características de las aguas servidas que corresponden a una localidad similar a Puerto Williams (debido a que hasta la fecha del análisis no hay caracterización de las aguas servidas para Puerto Williams), como lo es la localidad de Posesión, adoptándose esta caracterización como base del presente análisis se tiene.

Análisis y Características de las Aguas Servidas

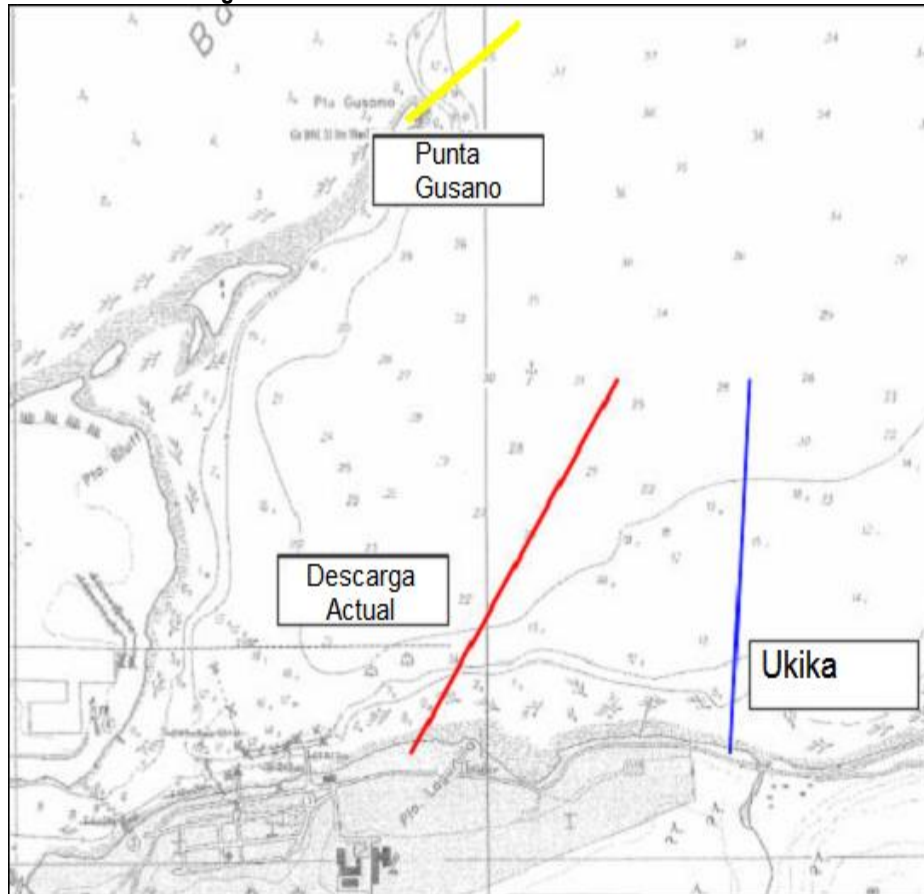
Constituyente	Posesión/Puerto Williams
DBO (mg/l)	134
DQO (mg/l)	401
Grasas y aceites (mg/l)	36
Hidrocarburos (mg/l)	24
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg/l)	46
Fósforo Total (mg/l)	1
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	38
Aluminio (mg/l)	0
Arsénico(mg/l)	0
Cadmio (mg/l Cd)	0
Cianuro(mg/l)	0
Cloruros (mg/l)	93
Cobre(mg/l)	0
Cromo (mg/l Cr)	0
Manganeso (mg/l Mn)	0
Molibdeno(mg/l)	0
Niquel(mg/l)	0
PH	7,6
Plomo (mg/l Pb)	0
Mercurio (mg/l Pb)	0
Temperatura °C	10
Selenio(mg/l)	0
Zinc(mg/l)	0

Fuente: Dickson Consultores, año 2003, Caracterización aguas servidas en Posesión.

3.1.3 Posible ubicación de emisario

Se analizaron los siguientes posibles lugares para disponer el emisario, de acuerdo al siguiente esquema:

Figura III.1: Alternativas de ubicación del Emisario.



Fuente: Elaboración propia

a) Punta Gusano.

Este lugar que ofrecía ventajas comparativas al estar alejado de la Población, presenta la dificultad de situarse sobre sitio arqueológico de gran importancia (debido a la presencia de conchales, lo que hace del lugar un sector protegido ambientalmente frente a cualquier intervención de las características que significa proyectar un emisario y sus obras anexas), lo que nos hace desestimar de inmediato su opción.

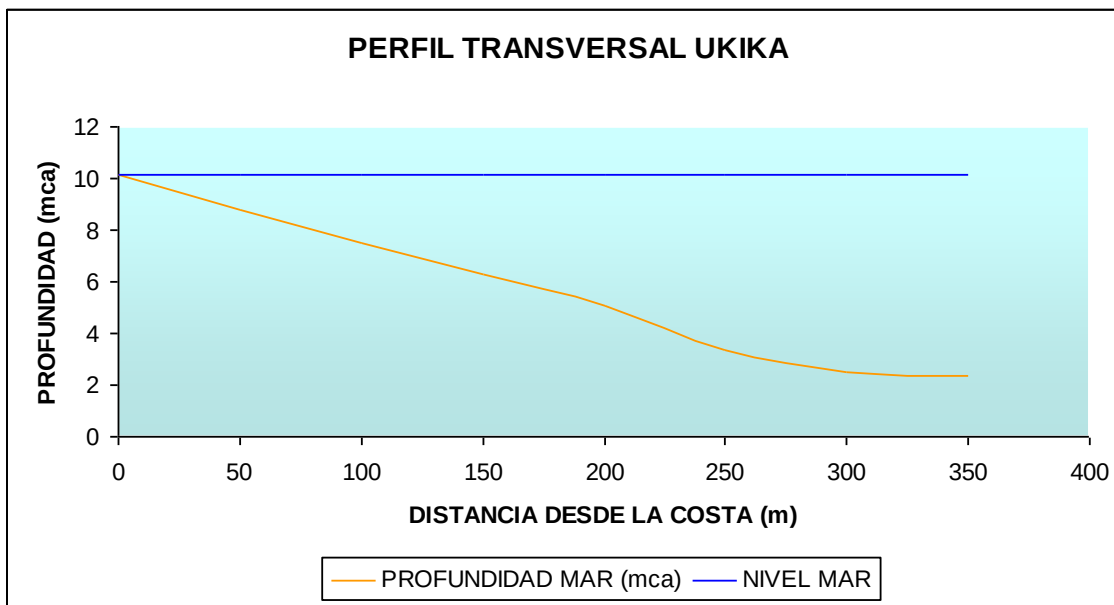
b) Lugar en la actual descarga.

Si bien este lugar presenta la ventaja de que todo el sistema evacua hacia ese punto, al extenderlo, el movimiento de naves lo deja muy susceptible a posibles daños por choque o arrastre de anclas o cascos de las mismas naves. Por este motivo también desechamos esta opción

c) Lugar cercano a Ukika, al este de Puerto Williams y al oeste del río Ukika.

Este lugar no presentaría inconvenientes para la materialización del emisario y la escogemos como la posibilidad más conveniente. El perfil que se muestra a continuación, corresponde al lugar seleccionado.

Gráfico III-1: Perfil Transversal sección de disposición de emisario.



3.2 Planta Elevadora

La topografía del lugar no permite acceder al emisario en Ukika en forma gravitacional. Luego habrá que instalar una planta elevadora de aguas servidas previa a la planta de tratamiento.

A continuación se entregan antecedentes que deberá cumplir la planta elevadora.

3.2.1 Caudal de diseño

En base a la población determinada se tiene:

- Población servida año 2046: 6030 hab.

Factor de capacidad (C) :

C : Pobl máx posible : 100%

Pobl supuesta

C : 1.0

Consumo medio per cápita o dotación (dot):

En la región de Magallanes (bajo riego de jardines, no hay piscina, etc.) el consumo medio per cápita determinado y aplicado por la empresa sanitaria Aguas Magallanes S.A., es de 250 l/hab/día.

Factor de recuperación (R): este factor de acuerdo a localidades similares, como posesión, tiene un factor de recuperación, $R = 0,9$

Coeficiente de Harmon (M):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P_1}}$$

$$P_1 = N^\circ \text{ población en miles}$$

Para el gasto máximo existente, el que se acepta en nuestro país es el de Harmon que se expresa de la siguiente forma:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{4,67}} = 3,27$$

Caudal máximo posible (Q_{mp}):

$$Q_{mp} = \frac{M \cdot C \cdot R \cdot \text{Pobl}}{86.400} = 39,77 \text{ l/s}$$

Caudal de aguas lluvias (Q_{all}):

Q_{all}: f (longitud de la red: 7.064 m, Climatología: pp media anual en Puerto Williams es 424,2 mm, topografía de la zona: plana).

Al respecto el suscrito desea hacer presente que la determinación del gasto de infiltración de aproximadamente 0,2 l/s/km, considerando los materiales de la red (PVC), se obtuvo del estudio de canalización del estero Lla-Llau realizado en la ciudad de Punta Arenas y basado en los coeficientes generalizados recomendados por el profesor Ph. D. Ing. Civil Sr Basilio Espíldora. Cabe hacer notar que no existen curvas de intensidad, duración, frecuencia (IDF) de lluvias en la Región de Magallanes.

Luego $Q_{all} = 0,2 \times 7,064 = 1,41 \text{ l/s}$

Suponiendo además un crecimiento proporcional de la red al número de viviendas se tiene Qallcrecimiento: $1358/658 \times 1,41 = 2,91 \text{ l/s}$

Caudal de diseño (Q_d)

$$Q_d = Q_{mp} + Q_{all} = 39,77 + 2,91$$

$$Q_d \Rightarrow 43 \text{ l/s}$$

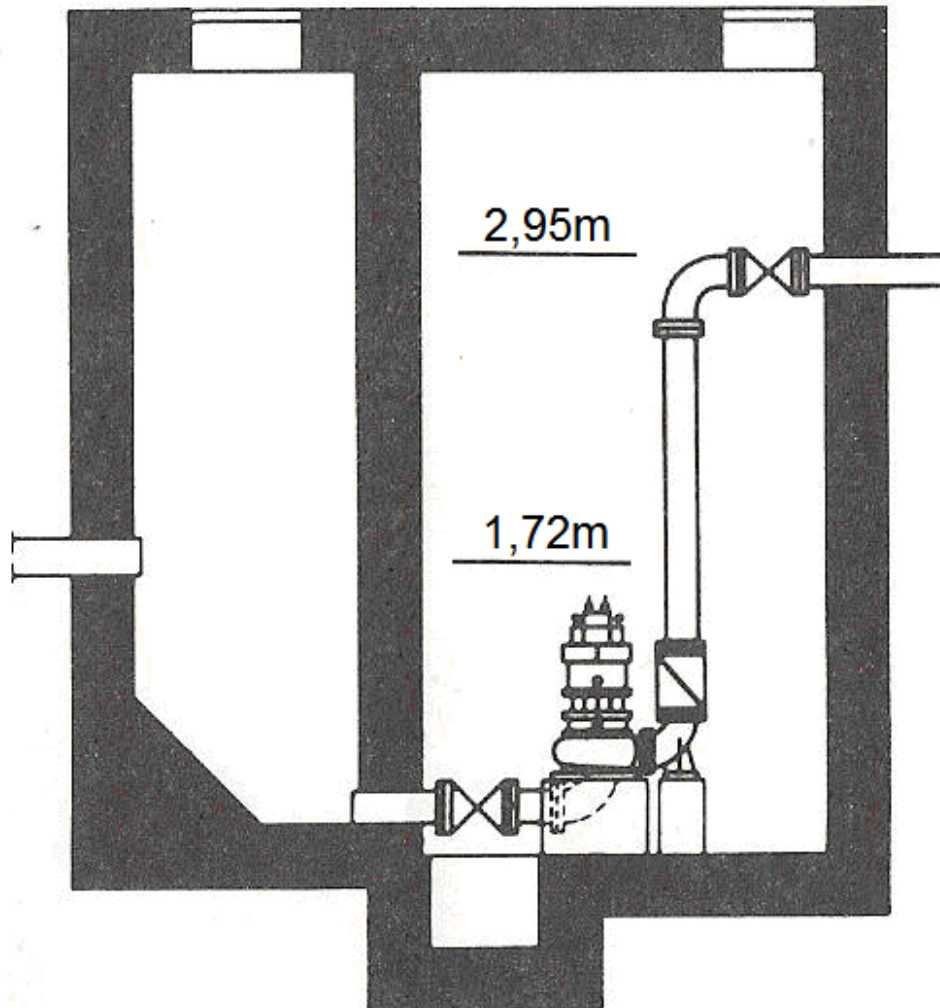
3.2.2 Características de la sentina

Para el cálculo de la sentina, se debe considerar tiempos entre partidas superiores a 5 minutos en el caso más desfavorable y un tiempo de retención inferior a 30 minutos para evitar la septimización de las aguas servidas, aun cuando este factor puede variar en climas fríos como lo es en el caso de Puerto Williams.

La sentina se diseñará con cotas de aguas sobre radier: máxima 2,95 y mínima 1,72, lo que significa contar con un volumen de regulación en el pozo de 6169 lts, pero que a la cota a la cual entregará la cañería se vería reducido a 4.788 lts. Aun cuando el nivel mínimo o de parada está a una altura de 12 cm sobre el radier, se considerará en los cálculos hidráulicos un volumen útil para el pozo de 4.250 lts asegurando con esto cualquier diferencia por construcción.

Luego el máximo período de retención alcanzaría a 20 min. Y el período de retención para el caudal sería de 7 min.

Figura III.2: Esquema de sentina



3.3 Tratamiento de aguas servidas

La Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas estaría trabajando en el diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas Servidas. Por lo tanto los antecedentes que a continuación se entregan con respecto a este tema tienen el carácter de informativos y complementarios al proyecto de Plan Regulador propuesto.

3.3.1 Introducción

Lo siguiente se presenta como una alternativa para la solución de las aguas servidas y su descarga en la localidad de Puerto Williams, ubicada al lado sur-oeste del río Ukika. Esta localidad no cuenta con sistemas de tratamiento que permitan disponer de las aguas sin generar un grado de contaminación, el que no se puede despreciar pues sus efectos son acumulativos en el tiempo.

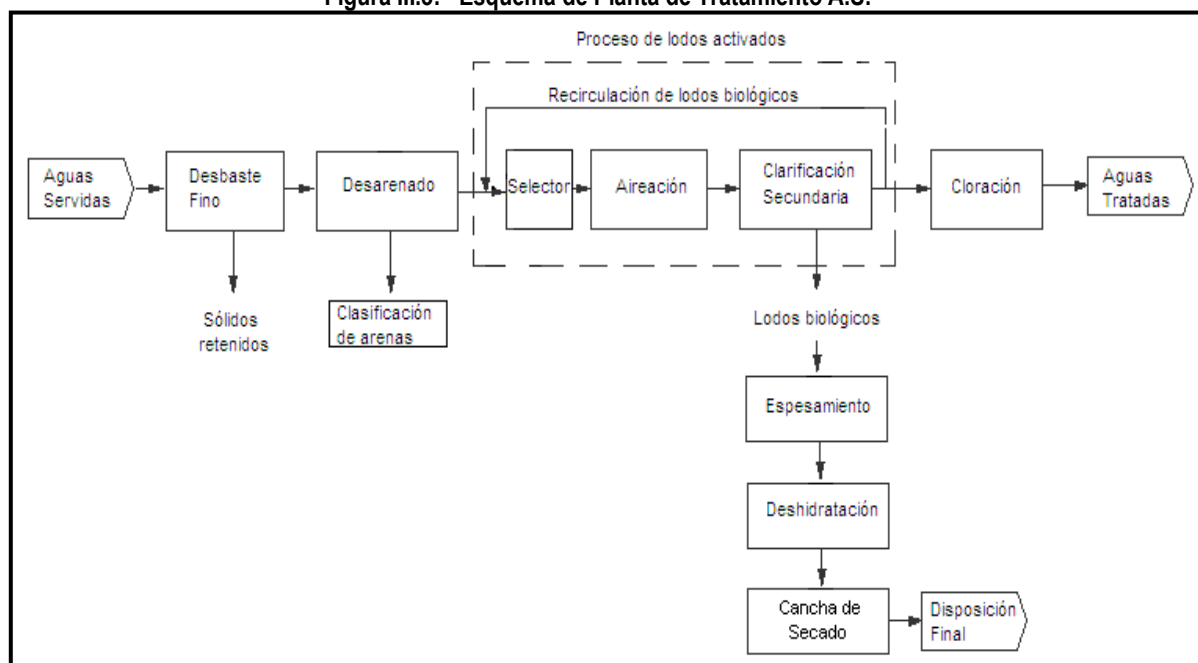
Por su parte, se debe diseñar una alternativa para hacer frente al problema en cuestión; una planta para la localidad de Puerto Williams que trate la totalidad de las aguas servidas.

Es importante destacar que el tratamiento se efectúa simulando una evacuación de las aguas servidas tratadas dentro del área de protección del litoral, exigencias que tienen que ser consideradas en las bases de cálculo, esto porque como ya se explicó, el gran tráfico marítimo pondría en peligro al emisario en caso de efectuarse un tratamiento directo en el mar, por ello, junto con salvar la distancia que corresponde a la ZPL (zona litoral protegido), se debe incorporar un coeficiente de seguridad aun mayor al tratar las aguas con las condiciones indicadas.

3.3.2 Descripción técnica para una ptas

De acuerdo al esquema siguiente, la planta se compone básicamente de:

Figura III.3: Esquema de Planta de Tratamiento A.S.



- Etapa de pretratamiento: para separar los sólidos de gran tamaño y no degradables.
- Etapa de aireación: en la cual se degrada de la materia orgánica.

- Etapa de sedimentación: en esta se produce la decantación de las bacterias que podrían escapar del sistema, generando un efluente cristalino y sin olor.
- Etapa de desinfección: normalmente en base a cloro, la cual se realiza con cloro líquido o gas cloro, que tiene por función eliminar los elementos patógenos.
- Etapa de decloración: permite retener el cloro residual que se genera en la etapa de cloración, gracias a tabletas de sulfito de sodio, generando un efluente inocuo para el medio ambiente.
- La producción de oxígeno y los retornos se obtienen mediante un sistema electroneumático formado por un motor y un soplador con su panel control y un sistema de impulsión con línea de difusores y las correspondientes cañerías y válvulas.

3.3.3 Bases de diseño

1. Afluente: El afluente a la planta tendrá las siguientes características: DBO5 134 mg/L y Sólidos Suspendedos: 38 mg/L.
2. Población: La población a ser servida por la planta es de 4670 habitantes.
3. Carga Orgánica: La carga orgánica considerada fue calculada en base a 40 gramos de DBO5 por persona. Lo que determina una carga orgánica diaria total de 187 Kilos de DBO5.
4. Carga Hidráulica: Se asume la siguiente dotación: 200 litros/habitante/día con un factor de recuperación de 1.0. Lo que determina un caudal de 934 m3/día.
5. Temperatura: La temperatura ambiente promedio se ha estimado en -8° C en invierno y de 14°C en verano. La temperatura de las aguas servidas crudas ingresando a la planta de tratamiento se ha estimado en 15° C.
6. Altitud: Orilla del mar.

Las aguas servidas, a ser tratadas por la Planta, son de origen doméstico y no contienen elementos tóxicos, residuos industriales líquidos ni ningún componente o elemento que pueda dañar el sistema biológico de tratamiento.

3.4 Emisario submarino

3.4.1 Zona Protección Litoral

Para dimensionar las características hidráulicas del emisario es importante conocer su longitud, la que será definida por la Zona de Protección del Litoral (ZPL).

Para calcular el ancho de la ZPL fijada por la Dirección General del Territorio Marítimo y de Marina Mercante en el artículo 3.13 del decreto, se debe utilizar la siguiente formula:

$$A = [(1,28 \times Hb) / m] \times 1,6$$

En que,

Hb = altura media de la rompiente (mts).

m = pendiente del fondo.

A = ancho zona de protección de litoral (mts).

Basándose en los antecedentes de pendiente de Villa Ukika (Gráfico N°1: Perfil Transversal sección de disposición de emisario (pág.19) se tiene para ese punto que $m=0,02542$.

Luego, debido a que no hay datos en el lugar específico, para determinar el oleaje existente se puede proceder a determinar la ZPL para un área cercana en Punta Catalina. En ese lugar al tomar en cuenta la altura de ola de rompiente más desfavorable, producida por la condición de viento más extrema registrada durante el año de mediciones, y que correspondió a 60 kn desde el NW, lo que corresponde a aproximadamente 30 m/s, y que de acuerdo a la Tabla N° 7 del Anexo V, generaría una ola rompiente de 4,29 m. aplicando el factor de corrección de 17% obtenido por la comparación con olas de rompiente con base de datos in situ, la ola final de rompiente para la ZPL en la peor condición de viento será de 3,56 m.

Luego de haber evaluado y definido los parámetros de entrada (pendiente y altura de ola rompiente) y períodos de ola para ser utilizados en el cálculo de la ZPL a través de la ecuación 3.13 expuesta en el D.S. (SEGPRES) N° 90/2000, se puede indicar los siguientes valores de ZPL en función de Hb.

Tabla III.2 Ancho de la Zona de Protección Litoral en función de la altura de la ola y pendiente del fondo.

Dirección del viento	Pendiente	Altura de ola Hb (m)	Ancho de la ZPL (m)
NW	0,02542	3,56	286,8

Conclusiones sobre ZPL

Sobre la base de antecedentes colectados en la zona, se puede inferir que el viento reinante en la zona es del NW. Este viento, junto con ser el más frecuente, es que presenta las mayores intensidades, de hasta 60 nudos. En términos de generación de oleaje, esta dirección NW es la que presenta el mayor fetch directo sobre Ukika, con una distancia de fetch efectivo de 40 km. Por lo tanto, los vientos desde el NW son los que generan la mayor ola de rompiente en la zona, la que contrastada con resultados de mediciones locales, tiene un valor de 3,56 m.

La pendiente de la zona es baja, con un factor m de 0,02542, dada la planicie característica de esta zona ayudada por la presencia de bajos arenosos cercanos a la zona de interés.

Con lo anterior, y de acuerdo a la ecuación anterior, se obtuvo una Zona de Protección Litoral con una dimensión de 287 m. Cabe destacar que esta ZPL fue calculada con las condiciones más desfavorables de oleaje y viento en la zona.

Luego, el emisario tendrá que tener una longitud mínima de $L = 287$ m. No obstante, se adopta:

LONGITUD EMISARIO SUBMARINO = 300 M
--

3.4.2 Determinación del diámetro (D)

Se deberá determinar a partir de la fórmula de Hazen & Williams:

$$Q = 0,2785 C D^{2,63} J^{0,54}$$

Donde,

Q = Caudal (m^3/s)

D = Diámetro interior tubería (m)

J = Pérdida unitaria de carga (m/m)

C = Factor de resistencia al flujo de agua fría, representa la rugosidad interior de la tubería.

Considerar cañería de polietileno de alta densidad, PEAD, el valor del coeficiente C determinado por Hazen & Williams es $C=150$.

3.4.3 Carga estática disponible

La carga estática disponible, corresponde a la carga estática total en el punto de entrega menos la densidad del agua de mar.

La carga de densidad del agua marina es igual a la profundidad de inmersión multiplicada por 0,025.

Para el nivel promedio del mar, de 50 metros, se tiene,

$$H_{ds} = 50 * 0,025 = 1,25 \text{ (m)}$$

Luego, para el nivel promedio del agua marina, la carga disponible (h_d) corresponde a la carga hidráulica de gravedad disponible menos la carga hidráulica de densidad.

3.4.4 Pérdida de carga

Como ya se vio en la determinación del diámetro con la fórmula de Hazen & Williams, se determina la pérdida unitaria para el DN calculado, debido a lo cual la pérdida total será $L = 300 \text{ m} \times J \text{ m/m}$.

3.4.5 Distancia entre los anclajes

Peso del anclaje

El peso del anclaje, se calcula con la siguiente fórmula:

$$W_a = \frac{0,8S(W_m V - W_p)}{1 - W_m/W_c}$$

donde 0,8 es el factor de flotación y,

Ws = Peso unitario del contenido de la tubería = 490 kg/m

Wp = Peso unitario de tubería = 16,20 kg/m

Wm = Densidad del agua marina = 1025 kg/m³

S = Distancia seleccionada entre los anclajes = 6m

V = Unidad de volumen externo de la tubería por unidad de longitud
= 0,049 m³/m

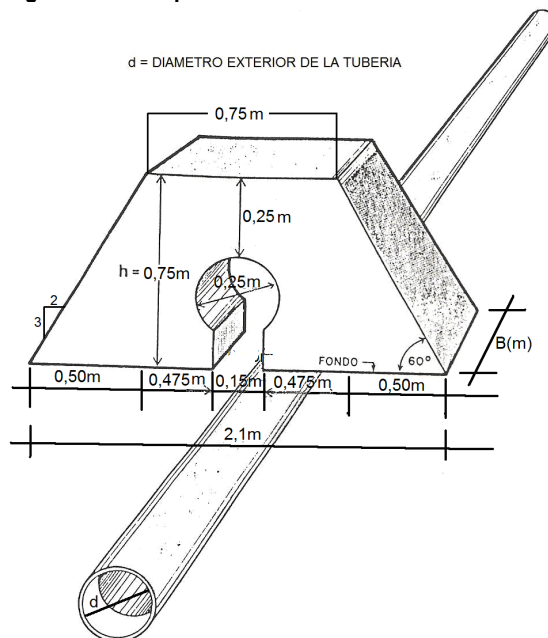
Wc = densidad del concreto = 2400 kg/m³

Luego, reemplazando estos valores en la fórmula se determina el peso de los anclajes.

3.4.6 Tipo de anclaje

Se entrega un esquema de como debiera ser el anclaje que hay que ubicar a la distancia determinada anteriormente.

Figura III.4: Esquema de Planta de Tratamiento A.S.



4 CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS

Parte del análisis presentado se centró en eliminar riesgos que se pueden producir para la salud pública y la acumulación de carga orgánica que produce daños al medio ambiente tanto directamente donde se descargan las aguas servidas como en sitios adyacente a los cuerpos de agua como ciertas bahías, eliminando las descargas perjudiciales.

Este sería un beneficio además para los habitantes en el aspecto de la contaminación visual porque se recuperará la calidad del agua que se utilizará para diferentes usos como es recreativo, deportivo, pesquero, etc. porque se eliminará la descarga de aguas residuales en el mar.

En primer lugar el contenido del alcantarillado de Puerto Williams es de aguas netamente domésticas y en segundo se plantea que sean tratadas antes de su disposición al mar por lo que se hace necesario solamente alcanzar un punto fuera de la zona de protección del litoral.

Una solución alternativa sería realizar el tratamiento aprovechando la capacidad de dilución del mar, lo que obligaría a construir un emisario de gran longitud (aproximadamente 2000 m). Esta solución aparte de ser onerosa presenta los inconvenientes de las fuertes corrientes marinas del canal y el intenso tráfico de naves pesqueras, turísticas, barcos y buques. También el lugar es un buen Puerto de Abrigo donde las naves recalcan para capear los comunes temporales siempre presentes en los mares australes.

La solución propuesta es la más indicada desde el punto de vista técnico, económico y además presenta las ventajas ambientales de situarse en un lugar donde no hay presencia de sitios arqueológicos (comunes en los alrededores de Puerto Williams) y por su corta longitud no queda expuesta a rompimientos por anclas u otros. Además, las aguas depositadas en el mar son completamente tratadas antes de su disposición final.

Es evidente que también habrán impactos ambientales negativos, pero estos solo serán temporales e inherentes a cualquier sistema de tratamiento y disposición de aguas residuales. La construcción de instalaciones de tratamiento causará un impacto temporal en el área inmediata a las instalaciones. Sin embargo el área requerida para las instalaciones de tratamiento es pequeña y estaría retirada de las zonas residenciales. Asimismo, el proyecto tendrá provisiones para minimizar los problemas de olor. La construcción del emisario submarino tendrá un impacto en la playa y en los alrededores del mismo durante el período de construcción, que se estima que no debería ocupar más de tres meses. Como se dijo su carácter es temporal y no tienen una consecuencia significativa.

Evidentemente, el propósito principal de proporcionar un sistema comprensivo de recolección, tratamiento y disposición de aguas servidas para la zona es la protección del entorno de Puerto Williams y el mantenimiento de las playas adyacentes en un excelente nivel.

Por otra parte, las redes tienen que ser reemplazadas ya que al menos las de cemento asbesto ROC2000 y las de cemento comprimido tendrían, por su larga data, que estar dañadas e incluso en algún tramo podría, las de cemento comprimido, estar diluidas.

Luego se indica el reemplazo de al menos 4700 ml en diferentes diámetros desde 110 mm en uniones domiciliarias hasta 250 mm en colectores.

El costo aproximado de las obras se describe a continuación.

ESTIMACIÓN DE COSTOS					
MEJORAMIENTO SISTEMA A.S.					
PUERTO WILLIAMS					
PROYECTO PLAN REGULADOR					
ITEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	TOTAL
A	COLECTOR				
1	PEAD250 PN10	ML	1,200	100,000	120,000,000
2	C.I.	C/U	10	870,000	8,700,000
B	PTELEVADORA				
3	OBRAS CIVILES	GL	1	8,000,000	8,000,000
4	PIPING	GL	1	2,250,000	2,250,000
5	BOMBAS FLYGT CP				
	3102.180MT	C/U	3	480,000	1,440,000
C	PTA AGUAS SERVIDAS				
6	OBRAS CIVILES	GL	1	180,000,000	180,000,000
7	PIPING	GL	1	9,500,000	9,500,000
8	EQUIPOS	GL	1	125,000,000	125,000,000
9	PUESTA EN MARCHA	GL	1	8,000,000	8,000,000
D	EMISARIO				
10	PEAD250 PN10	ML	300	135,000	40,500,000
11	ANCLAJES	C/U	51	140,000	7,140,000
12	TENDIDO	GL	1	48,000,000	48,000,000
13	OTROS	GL	1	12,000,000	12,000,000
D	RED DE A.S.				
14	DIFERENTES D	ML	4,700	65,000	305,500,000
	PVC SANITARIO				
TOTAL (\$)					876,030,000
TOTAL (UF)					33,425
UF AL 31 DE JULIO DE 2016		\$26,209.10			

IV ESTUDIO DE FACTIBILIDAD – AGUAS LLUVIAS

La inexistencia de una red de evacuación de aguas lluvias, por sus características topográficas, no ofrece problemas de anegamiento graves y puede ser repartida superficialmente por medio de un sistema mínimo que incorpore sumideros para su mejor conducción a través del canal que se forma junto a la solera.

Luego en el presente informe se plantean las condiciones que debería cumplir un proyecto de esta naturaleza y una estimación con un 20% de error en su inversión.

1 GENERALIDADES

Puerto Williams no cuenta con un sistema de evacuación de aguas lluvias debido a lo siguiente:

La antigua Ley de Urbanismo y Construcción establecía que la evacuación de las aguas lluvias debía ser superficial a través del canal que formaban la solera con la zarpa de un ancho mínimo de 45 cm. Además planteaba que el profesional debía justificar muy bien mediante cálculos la necesidad de un proyecto particular para esta situación. Lo que buscaba esa disposición era contar con más recursos en beneficio de la vivienda a construir. No obstante fue un arma de doble filo que trajo los problemas hoy conocidos a todas las ciudades que crecieron en Chile y en las cuales sólo funciona su sistema de drenaje de aguas lluvias en los respectivos Down Town.

Puerto Williams no pudo estar ajeno a esta situación habiendo crecido además con pavimentos estabilizados y por tanto como único canal de evacuación, el conjunto solera zarpa al que se hizo mención.

Hoy el MINVU cuenta con una acabada guía que busca resolver este tema apoyado en diversos Planes Maestros desarrollados a lo largo del País, estableciendo los siguientes criterios generales de diseño.

“El proyectista debe considerar algunos criterios básicos que orientan las soluciones de drenaje de aguas lluvias de la zona a urbanizar. Los proyectos deben satisfacer al menos los siguientes:

- a) Respetar el sistema general de drenaje y la capacidad de los colectores propuestos en el Plan Maestro de Aguas Lluvias.
- b) Evitar la inundación de calles y bienes para períodos de retorno preestablecidos en las condiciones de diseño.
- c) Evitar que para condiciones de lluvias importantes se genere riesgo para las personas o se produzcan daños a terceros, a la propiedad pública o privada, o pérdidas de bienes.
- d) Si se trata de una urbanización nueva de terrenos que no estaban urbanizados, la urbanización no debe generar mayores caudales máximos que los que se producían antes de urbanizar para las lluvias de diseño.
- e) El criterio anterior también podrá aplicarse a proyectos de remodelación de zonas urbanas extensas, o grandes proyectos industriales, comerciales o institucionales en zonas ya urbanizadas.

f) Respetar el sistema de drenaje natural de la zona, el trazado de las quebradas y cauces naturales que existan. En lo posible incorporarlo a las áreas verdes para ser utilizado como drenaje del lugar, minimizando los impactos de la urbanización sobre el sistema natural de la cuenca hacia aguas abajo.

g) Abordar la solución de los problemas de calidad de las aguas lluvias generadas en la urbanización mediante la captación y tratamiento en el lugar de una proporción importante del volumen de escorrentía anual”.

Considerando la topografía de Puerto Williams y que el sistema de evacuación de las aguas lluvias a través de sus pavimentos funciona, se establecerán las condiciones para contar con un sistema mejor aún apoyado en estos criterios.

Luego, en el acápite siguiente se establecen los cálculos de ingeniería enmarcados en los criterios generales de diseño establecidos por el MINVU que permitan disponer de un buen Servicio de Evacuación de Aguas Lluvias.

2 ANTECEDENTES PARA EL ESTUDIO

Se cuenta con el Informe de Ingeniería, IP - 94.017, desarrollado por el suscrito con motivo de definir un plan maestro de alcantarillado de aguas lluvias para la ciudad de Punta Arenas.

3 ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

Existen diversos sistemas de cálculo para evaluar el gasto de crecida o cálculo de avenidas. Generalmente un sistema de alcantarillado de aguas lluvias drena hoyas pequeñas. Entre los métodos de cálculo citados para este tipo de hoyas, el que más se emplea por su simplicidad y exactitud, es el llamado método racional, y es el que será adoptado para el presente estudio en base al plano regulador establecido.

3.1 Método Racional

Sólo a modo de información, este método que fuera introducido en el año 1889, reconoce la relación directa entre la precipitación pluvial y el escurrimiento que ella produce, mediante la fórmula

$$Q = C * I * A$$

En que:

A = Área tributaria

I = Intensidad de Lluvia en el período de máxima precipitación para una frecuencia dada.

C = Coeficiente de escurrimiento, que da la proporción entre el caudal máximo de escurrimiento y el promedio de lluvia para el tiempo de concentración.

Habrá que realizar los siguientes estudios:

- Determinación de las diversas áreas
- Lluvia
- Frecuencia promedio de ocurrencia
- Curvas de Intensidad, Duración-Frecuencia
- Estadística existente y/o indirectas
- Análisis de Frecuencia
- Probabilidad de Excedencia
- Tiempo de Concentración
- Coeficiente de escurrimiento
- Caudales de diseño

De acuerdo a la superficie considerada en el plano regulador y a la precipitación media anual de Puerto Williams que es de 424,2 mm, aplicando el estudio desarrollado para la ciudad de Punta Arenas por el suscrito, Se podrá considerar:

INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS mm/hr							
PERIODO	I (10,5,2,1)	DURACIÓN (min)					
RETORNO	24						
AÑOS	mm/hr	5	10	15	20	30	40
10	1.57	26.64	18.84	15.38	13.32	10.88	9.42
5	1.21	22.23	17.72	12.84	11.12	9.08	7.86
2	1.08	18.33	12.96	10.58	9.16	7.48	6.48
1	0.75	12.73	9	7.35	6.36	5.2	4.5

INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS mm/hr							
PERIODO	I (10,5,2,1)	DURACIÓN (min)					
RETORNO	24						
AÑOS	mm/hr	50	60	90	120	180	
10	1.57	8.43	7.69	6.28	5.44	4.44	
5	1.21	7.03	6.42	5.24	4.54	3.71	
2	1.08	5.8	5.29	4.32	3.74	3.05	
1	0.75	4.02	3.67	3.00	2.60	2.12	

INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS l/s/ha							
PERIODO	I (10,5,2,1)	DURACIÓN (min)					
RETORNO	24						
AÑOS	mm/hr	5	10	15	20	30	40
10	1.57	74.06	52.38	42.76	37.03	30.25	26.19
5	1.21	61.80	49.26	35.70	30.91	25.24	21.85
2	1.08	50.96	36.03	29.41	25.46	20.79	18.01
1	0.75	35.39	25.02	20.43	17.68	14.46	12.51

INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS I/s/ha							
PERIODO	I (10,5,2,1)	DURACIÓN (min)					
RETORNO	24						
AÑOS	mm/hr	50	60	90	120	180	
10	1.57	23.44	21.38	17.46	15.12	12.34	
5	1.21	19.54	17.85	14.57	12.62	10.31	
2	1.08	16.12	14.71	12.01	10.40	8.48	
1	0.75	11.18	10.20	8.34	7.23	5.89	

4 CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS

En lo principal, el sistema de evacuación deberá ser mediante un buen sistema de distribución de las aguas lluvias, mediante sumideros tipo con la metodología francesa ACO que además de representar una muy buena solución, es muy estética y apropiada al objetivo del estudio. Para ello, los respectivos proyectos de pavimentación de acuerdo a la zonificación propuesta deberán considerar sumideros que permitan tanto el traspaso de una vía a otra para mejorar su evacuación a la bahía y, en algunos casos, considerar la opción de construir pozos absorbentes. El cálculo de caudales de aguas lluvias deberá considerar los valores indicados en las tablas precedentes.

Sólo como una estimación se prevé la instalación de 12 sumideros tipo S1 y 6 sumideros tipo S2, que incluye una cantidad de cañerías de PVC200 C-10 aproximada a los 620 ml.

Luego el costo aproximado de esta actividad será:

ESTIMACIÓN DE COSTOS					
MEJORAMIENTO SISTEMA ALL.					
PUERTO WILLIAMS					
PROYECTO PLAN REGULADOR					
ITEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	TOTAL
	CONSTRUCCIÓN				
1	SUMIDERO S1	C/U	12	650,000	7,800,000
2	SUMIDERO S2	C/U	6	1,850,000	11,100,000
3	PVC200 C-10	ML	620	68,000	42,160,000
TOTAL (\$)					\$61,060,000
TOTAL (UF)					2,330
UF AL 31 DE JULIO DE 2016		\$26,209.10			