



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Diseño de un humedal artificial para implementarlo en el tratamiento de aguas residuales urbanas y cubrir picos de caudal provocados por la población flotante en el pueblo de San Pedro de Atacama, Chile

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Astorga, Alexandra

Tutor/a: Martín Moneris, Miguel

Cotutor/a: Hernández Crespo, Carmen

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023

Trabajo Fin de Máster

Diseño de un humedal artificial para implementarlo en el tratamiento de aguas residuales urbanas y cubrir picos de caudal provocados por la población flotante en el pueblo de San Pedro de Atacama, Chile

Intensificación: *TRATAMIENTOS DE AGUAS*

Autor:

ALEXANDRA ASTORGA

Tutor:

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Cotutor/es:

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

SEPTIEMBRE, 2023



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Diseño de un humedal artificial para implementarlo en el tratamiento de aguas residuales urbanas y cubrir picos de caudal provocados por la población flotante en el pueblo de San Pedro de Atacama, Chile

Título del TFM en inglés: Design of an artificial wetland to implement it in the treatment of urban wastewater and to cover flow peaks caused by the floating population in the town of San Pedro de Atacama, Chile

Título del TFM en Valenciano: Disseny d'un aiguamoll artificial per a implementarlo en el tractament d'aigües residuals urbanes i cobrir pics de cabal provocats per la població flotant al poble de Sant Pere de Atacama, Xile

Alumna: ALEXANDRA ASTORGA

Tutor: DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Cotutor/es: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Fecha de Lectura: Septiembre, 2023

Resumen

Chile es un país que se encuentra ubicado en el extremo sur de América del Sur. Cuenta con una forma única, ya que es uno de los países más largos del mundo, con 4.300 km de longitud y a su vez uno de los más estrechos, con un ancho de unos 180 km. Tiene una superficie de 756.945 km² y según el Instituto Nacional de Estadística (INE) a finales del año 2021 contaba con una población aproximada de 19,2 millones de habitantes.

San Pedro de Atacama es un pueblo ubicado en la provincia de El Loa, en la región de Antofagasta, en el norte grande de Chile. Se encuentra en el desierto de Atacama, conocido por ser uno de los desiertos más grandes y áridos del mundo. El pueblo se encuentra a 2.450 metros sobre el nivel del mar, es uno de los principales polos turísticos de Chile, siendo el punto de partida para explorar paisajes únicos entre valles, desierto, salares, geiser, lagunas y volcanes.

La comuna de San Pedro de Atacama cuenta con una población de 10.996 habitantes de los cuales un 50,24% corresponde a población urbana, es decir, aproximadamente 5.524 habitantes.

La principal actividad económica en San Pedro de Atacama se basa en el turismo y la agricultura, este último desempeña un papel importante, aunque limitado, en la economía local.

La escasez hídrica es un problema importante en San Pedro de Atacama debido a las condiciones climáticas extremas y la falta de precipitaciones. Los ayllus (grupos familiares pertenecientes a la comunidad indígena) han sido los más afectados y han visto cómo ha cambiado el uso y manejo del agua debido a la influencia de factores externos, como la minería y el turismo.

Las principales actividades económicas que se mencionaron anteriormente dependen del agua, lo que significa que la gestión del agua es un desafío importante para la sostenibilidad de la región.

Otra problemática que también está relacionada con el agua es la dificultad que ha tenido el pueblo para tratar sus aguas residuales. San Pedro de Atacama cuenta con una Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas (EDAR), sin embargo, su diseño no se ha actualizado y no da abasto para toda la población, que incluye población fija y población flotante debida al turismo, por lo que la EDAR ha tenido diferentes problemas por el desborde de aguas sin tratar, que han escurrido hasta pueblos aledaños, provocando un problema sanitario muy grave.

Por lo tanto, en el presente trabajo se propone implementar un humedal artificial para el tratamiento de aguas residuales, considerando que San Pedro de Atacama se encuentra en medio del desierto, este cuenta con una gran superficie disponible para la implementación de un humedal artificial.

La nueva EDAR en primer lugar deberá ubicarse en un sitio diferente al que se encuentra la actual EDAR, de modo de liberar la zona para permitir el desarrollo habitacional y turístico de dicha área, de acuerdo al plano de desarrollo comunal vigente en la comuna.

La nueva EDAR consta de pretratamiento (aliviadero, canal de desbaste con rejas gruesas y finas y un desarenador-desengrasador), tratamiento primario (sedimentador primario), tratamiento secundario (análisis de 3 alternativas de humedales artificiales de flujo subsuperficial: horizontal, vertical y vertical francés)

Tras el dimensionamiento, análisis de rendimientos y análisis de costes de las tres alternativas mencionadas se realizó una evaluación para la toma de decisión, donde se seleccionó la mejor alternativa, que, para este caso, resultó ser el humedal artificial de flujo subsuperficial vertical francés.

Resum

Xile és un país que està situat en l'extrem sud d'Amèrica del Sud. Compta amb una forma única, ja que és un dels països més llargs del món, amb 4.300 km de longitud i al seu torn un dels més estrets, amb un ample d'uns 180 km. Té una superfície de 756.945 km² i segons l'Institut Nacional d'Estadística (INE) a la fi de l'any 2021 comptava amb una població aproximada de 19,2 milions d'habitants.

Sant Pere de Atacama és un poble situat a la província del Lloa, a la regió de Antofagasta, en el nord gran de Xile. Es troba en el desert de *Atacama, conegut per ser un dels deserts més grans i àrids del món. El poble es troba a 2.450 metres sobre el nivell de la mar, és un dels principals pols turístics de Xile, sent el punt de partida per a explorar paisatges únics.

La comuna de Sant Pere de Atacama compta amb una població de 10.996 habitants dels quals un 50,24% correspon a població urbana, és a dir, aproximadament 5.524 habitants.

La principal activitat econòmica en Sant Pere de *Atacama es basa en el turisme i l'agricultura, aquest últim exerceix un paper important, encara que limitat, en l'economia local.

L'escassetat hídrica és un problema important en Sant Pere de Atacama a causa de les condicions climàtiques extremes i la falta de precipitacions. Els ayllus (grups familiars pertanyents a la comunitat indígena) han sigut els més afectats i han vist com ha canviat l'ús i maneig de l'aigua a causa de la influència de factors externs, com la mineria i el turisme.

Les principals activitats econòmiques que es van esmentar anteriorment depenen de l'aigua, cosa que significa que la gestió de l'aigua és un desafiament important per a la sostenibilitat de la regió.

Una altra problemàtica que també està relacionada amb l'aigua és la dificultat que ha tingut el poble per a tractar les seues aigües residuals. Sant Pere de Atacama compta amb una Estació Depuradora d'Aigües Residuals Urbanes (EDAR), no obstant això, el seu disseny no s'ha actualitzat i no dona proveïment per a tota la població, que inclou població fixa i població flotant deguda al turisme, per la qual cosa la EDAR ha tingut diferents problemes pel desborde d'aigües sense tractar, que han escorregut fins a pobles limítrofs, provocant un problema sanitari molt greu.

Per tant, en el present treball es proposa implementar un aiguamoll artificial per al tractament d'aigües residuals, considerant que Sant Pere de Atacama es troba enmig del desert, aquest compte amb una gran superfície disponible per a la implementació d'un aiguamoll artificial.

La nova EDAR en primer lloc haurà de situar-se en un lloc diferent del qual es troba l'actual EDAR, de manera d'alliberar la zona per a permetre el desenvolupament residencial i turístic d'aquesta àrea, d'acord amb el pla de desenvolupament comunal vigent en la comuna.

La nova EDAR consta de pretractament (canal de desbastament amb reixes gruixudes i fines i un desarenador-desgreixador), tractament primari (sedimentador primari), tractament secundari (anàlisi de 3 alternatives d'aiguamolls artificials de flux subsuperficial: horitzontal, vertical i vertical francès)

Després del dimensionament, anàlisi de rendiments i anàlisis de costes de les tres alternatives esmentades es va realitzar una avaluació per a la presa de decisió, on es va seleccionar la millor alternativa, que, per a aquest cas, va resultar ser l'aiguamoll artificial de flux subsuperficial vertical francès.

Summary

Chile is a country that is located in the southern part of South America. It has a unique shape, since it is one of the longest countries in the world, with 4.300 km in length and at the same time one of the narrowest, with a width of about 180 km. It has an area of 756.945 km² and according to the National Institute of Statistics (INE), at the end of 2021 it had an approximate population of 19,2 million inhabitants.

San Pedro de Atacama is a town located in the province of El Loa, in the Antofagasta region, in the great north of Chile. It is located in the Atacama Desert, known for being one of the largest and driest deserts in the world. The town is located 2.450 meters above sea level, it is one of the main tourist centers in Chile, being the starting point to explore unique landscapes.

The commune of San Pedro de Atacama has a population of 10,996 inhabitants, of which 50,24% corresponds to the urban population, that is, approximately 5.524 inhabitants.

The main economic activity in San Pedro de Atacama is based on tourism and agriculture, the latter playing an important, although limited, role in the local economy.

Water scarcity is a major problem in San Pedro de Atacama due to extreme weather conditions and lack of precipitation. The ayllus (family groups belonging to the indigenous community) have been the most affected and have seen how the use and management of water has changed due to the influence of external factors, such as mining and tourism.

The main economic activities mentioned above depend on water, which means that water management is a major challenge for the sustainability of the region.

Another problem that is also related to water is the difficulty that the town has had to treat its wastewater. San Pedro de Atacama has an Urban Wastewater Treatment Plant (WWTP), however, its design has not been updated and it is not enough for the entire population, which includes a fixed population and a floating population due to tourism, so the WWTP has had different problems due to the overflow of untreated water, which has run into surrounding towns, causing a very serious health problem. Therefore, in this work it is proposed to implement an artificial wetland for the treatment of wastewater, considering that San Pedro de Atacama is located in the middle of the desert, it has a large surface area available for the implementation of an artificial wetland.

The new WWTP must first be located in a different location than the current WWTP, in order to free up the area to allow housing and tourism development in said area, according to the communal development plan in force in the commune.

The new WWTP consists of pretreatment (roughing channel with coarse and fine grates and a sand trap-degreaser), primary treatment (primary settler), secondary treatment (analysis of 3 alternatives for artificial subsurface flow wetlands: horizontal, vertical and French vertical).

After the sizing, performance analysis and cost analysis of the three aforementioned alternatives, an evaluation was carried out for decision making, where the best alternative was selected, which, in this case, turned out to be the French vertical subsurface flow artificial wetland.

Palabras clave: Diseño, Humedales artificiales, Tratamiento, Aguas Residuales, Caudal

Paraules clau: Disseny, Aiguamolls artificials, Tractament, Aigua Residual

Keywords: Desing, Constructed wetlands, Treatment, Wastewater

Índice General

1. Introducción	1
2. Problemática	3
3. Objetivos	7
3.1. Objetivo general	7
3.2. Objetivos específicos	7
4. Marco teórico	8
4.1. Aguas residuales urbanas	8
4.1.1. Principales contaminantes de las aguas residuales urbanas	8
4.2. Caudales de aguas residuales	10
4.3. Tratamiento de aguas residuales	10
4.3.1. Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales	11
4.3.1.1. Pretratamiento	12
4.3.1.2. Tratamiento primario.....	15
4.3.1.3. Tratamiento secundario	18
4.3.1.4. Manejo de lodos	19
4.4. Humedales artificiales	21
4.4.1. Mecanismos de eliminación de los contaminantes.....	22
4.4.2. Tipos de humedales artificiales	26
4.4.3. Tipo de vegetación utilizada en los humedales artificiales	32
5. Marco normativo regulatorio en materia de vertido de residuos líquidos	37
5.1.1. Normativa aplicable en Chile	37
5.1.2. Normativa aplicable en España	40
6. Datos de partida.....	41
6.1. Ubicación geográfica.....	41
6.2. Actividades económicas.....	42

6.3.	Climatología	42
6.3.1.	Temperatura	43
6.3.2.	Precipitación acumulada	43
6.3.3.	Lluvias	44
6.3.4.	Evapotranspiración	44
6.4.	Redes de alcantarillado y EDAR actual	45
6.5.	Población de diseño	49
6.6.	Cálculo de caudales	51
6.6.1.	Caudal medio diario	51
6.6.2.	Caudal medio horario.....	52
6.6.3.	Caudal punta horario	52
6.6.4.	Caudal punta diario.....	53
6.7.	Caracterización del agua residual afluyente.....	53
7.	Diseño del sistema de depuración	56
7.1.	Pretratamiento.....	56
7.1.1.	Enrejados	56
7.1.2.	Desarenador aireado	62
7.2.	Tratamiento primario	66
7.3.	Tratamiento secundario.....	72
7.3.1.	Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal	72
7.3.2.	Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial vertical	82
7.3.3.	Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema francés”	91
7.4.	Propuestas para la eliminación de fósforo	102
7.5.	Sistema de humedal artificial para el tratamiento de lodos humedales HAFSsH y HAFSsV	103
8.	Costes de implementación del tratamiento con humedal artificial.....	107
9.	Características del emplazamiento y de la construcción	113

9.1. Emplazamiento	113
9.2. Construcción	114
9.3. Operación y mantenimiento.....	116
10. Selección de la alternativa de diseño definitivo.....	118
11. Resumen y Conclusiones	121
11.1. Relación y contribución con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)	
123	
12. Bibliografía	126
13. Anexos	130

Índice de figuras

Figura 1: Contexto nacional, regional y provincial de la comuna de San Pedro de Atacama.....	3
Figura 2: Esquema general del tratamiento de aguas residuales urbanas. (Fuente: CENTA, 2021).....	12
Figura 3: Enrejado grueso de limpieza mecánica. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005)	13
Figura 4: Enrejado fino tamiz autolimpiable. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005)....	14
Figura 5: Desarenador aireado. (Fuente: CENTA, 2021).....	15
Figura 6: Tanque séptico. (Fuente: CENTA, 2021)	16
Figura 7: Tanque Imhoff. (Fuente: CENTA, 2021).....	17
Figura 8: Sedimentador primario circular con sistema mecanizado de succión de fangos. (Fuente: CENTA, 2021)	18
Figura 9: Esquema de un humedal artificial para el tratamiento de lodos. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).....	21
Figura 10: Diferentes configuraciones de los humedales artificiales. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).....	26
Figura 11: Esquema de humedales de flujo superficial a) con macrófitas flotantes, b) con macrófitas arraigadas. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).....	27

Figura 12: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).	29
Figura 13: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial vertical. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).	30
Figura 14: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial vertical con sistema francés. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).	31
Figura 15: Esquema del funcionamiento de la primera etapa del sistema francés, con tres lechos alternando los periodos de alimentación y descanso durante un ciclo completo. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).	32
Figura 16: Clasificación de las macrófitas. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).	33
Figura 17: Ejemplos de macrófitas emergentes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).	33
Figura 18: Ejemplos de macrófitas de hojas flotantes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).	34
Figura 19: Ejemplos de macrófitas flotantes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).	34
Figura 20: Ejemplos de macrófitas sumergidas. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).	35
Figura 21: Clasificación del tipo de vegetación aptas para ser utilizadas según cada tipo de humedal artificial. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).	36
Figura 22: Área urbana de San Pedro de Atacama. (Fuente: Cifuentes, 2021).	41
Figura 23: Temperaturas promedio máxima y mínima en Sen Pedro de Atacama. (Fuente: Weather Spark, 2023).	43
Figura 24: Precipitación acumulada promedio mensual en San Pedro de Atacama. (Fuente: elaboración propia con los datos del INIA, 2023).	44
Figura 25: Promedio mensual de lluvia en San Pedro de Atacama. (Weather Spark, 2023).	44
Figura 26: Evapotranspiración promedio mensual en milímetros en San Pedro de Atacama entre 2016 y 2022. (Fuente: elaboración propia con los datos del INIA, 2023).	45
Figura 27: Redes de alcantarillado de San Pedro de Atacama. Fuente: Declaración de impacto ambiental para el mejoramiento sistema de alcantarillado de aguas servidas. (Fuente: SEIA, 2023).	46

Figura 28: Plano y fotografías de la EDAR actual. (Fuente: SNIFA, 2023)	47
Figura 29: Fotografía de una de las piscinas de infiltración de la EDAR actual. (Fuente: SNIFA, 2023).....	48
Figura 30: Imagen satelital de la actual EDAR. (Fuente: SNIFA, 2023)	49
Figura 31: Evolución del índice de crecimiento demográfico en Chile. (Fuente: Banco mundial, 2023)	50
Figura 32: Cantidad de residuos obtenidos por rejillas de barras de limpieza mecánica. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005).....	61
Figura 33: Comparativa de los costes total de la implementación de cada humedal. (Fuente: elaboración propia).	112
Figura 34: Emplazamiento del humedal artificial y perfil de elevación de la zona. (Fuente: Google earth Pro).....	114

Índice de tablas

Tabla 1: Calidad del efluente de la EDAR actual (SNIFA, 2023)	5
Tabla 2: Contaminantes presentes en las aguas residuales domésticas. (Henze et al., 2008).....	8
Tabla 3: Concentraciones típicas de contaminantes en las aguas residuales urbanas. (CENTA, 2021).....	9
Tabla 4: Tratamientos secundarios según CENTA (2021).....	19
Tabla 5: Principales mecanismos de eliminación de contaminantes y patógenos en humedales artificiales (Dotro, G. et al., 2017).....	23
Tabla 6: Límites máximos permitidos para la descarga de residuos líquidos a cuerpos de agua fluviales establecidos en la norma chilena (D. 90/2000)	38
Tabla 7: Concentraciones máximas de elementos químicos en agua para riego según la NCh 1333	39
Tabla 8: Límites máximos permitidos para la descarga de residuos líquidos a cuerpos de agua subterráneas establecidos en la norma chilena (D.S. 46/2002)	39
Tabla 9: Límites máximos permitidos para los vertidos procedentes de instalaciones de depuración de aguas residual urbanas establecidos en la norma española.	40
Tabla 10: Resumen de resultados obtenidos de los cálculos de caudales. (Fuente: elaboración propia)	53

Tabla 11: Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) (García, J. y Corzo, A., 2008).....	54
Tabla 12: Concentraciones de contaminantes del agua de entrada al sistema de tratamiento.	54
Tabla 13: Ratios típicos de índices de biodegradabilidad del agua. (Henze et. al.,2008).	55
Tabla 14: Parámetros de diseño del enrejado. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).	56
Tabla 15: Parámetros de diseño para rejas gruesas y rejas finas. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).....	58
Tabla 16: Parámetros básicos de diseño para desarenador aireado. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).	62
Tabla 17: Fracción soluble y suspendida de los contaminantes en el agua residual.	66
Tabla 18: Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria para aguas residuales urbanas. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).	67
Tabla 19: Valores típicos de eliminación de solidos suspendidos según el tiempo de retención hidráulica para aguas residuales urbanas.	67
Tabla 20: Calidad del agua a la salida del sedimentador primario.	71
Tabla 21: Cantidad de fangos producidos en el sedimentador primario.	71
Tabla 22: Concentraciones de contaminantes de entrada al humedal artificial.	72
Tabla 23: Ordenes de magnitud para la conductividad hidráulica k_s . (Garcia, J. y Corzo, A., 2008).	76
Tabla 24: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsH.	80
Tabla 25: Resumen de resultados obtenidos para la concentración final de contaminantes para HAFSsH.	81
Tabla 26: Capas del medio filtrante.	84
Tabla 27: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsV.	89
Tabla 28: Resumen de resultados obtenidos para la concentración final de contaminantes para HAFSsV.....	90
Tabla 29: Rendimientos y concentraciones de DBO5 y NT tras la implementación de la “Reciprocación”. (Dotro, G. et al. 2017).	91
Tabla 30: Cargas másica superficiales máximas para cada parámetro y cargas de eliminación teórica – 1era etapa. (Dotro, G. et al., 2017).....	92

Tabla 31: Resultado de las superficies calculadas para cada uno de los parámetros de calidad – 1era etapa.....	93
Tabla 32: Especificaciones de medios filtrantes para un diseño de humedal francés VF. (Dotro, G. et al., 2017).....	94
Tabla 33: Perfil de cada celda de arriba hacia abajo y material correspondiente – 1era etapa.....	94
Tabla 34: Características del efluente de la 1era etapa del HAFSsV francés.	97
Tabla 35: Cargas másica superficiales máximas para cada parámetro y cargas de eliminación teórica – 2da etapa. (Dotro, G. et al., 2017).....	98
Tabla 36: Resultados de las superficies calculadas para cada uno de los parámetros de calidad – 2da etapa.....	98
Tabla 37: Perfil de cada celda de arriba hacia abajo y material correspondiente – 2da etapa.....	100
Tabla 38: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsV francés.	100
Tabla 39: Características del efluente de la 2da etapa del HAFSsV francés.....	101
Tabla 40: Resultados de concentración final en el efluente del HAFSsV francés. ..	101
Tabla 41: Principales parámetros propuestos para HATL. (Silva, L., 2019).	104
Tabla 42: Capas del medio filtrante del HATL.....	106
Tabla 43: Resumen de la propuesta de un humedal artificial para el tratamiento de lodos del sedimentador primario.....	106
Tabla 44: Estimación de costes del HAFSsH.....	109
Tabla 45: Estimación de costes del HAFSsV.	110
Tabla 46: Estimación de costes del HAFSsV francés.	111
Tabla 47: Evaluación de alternativas para la toma de decisión. (Fuente: elaboración propia).....	119

1. INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso cada vez más escaso en un mundo que la precisa para encarar sus grandes desafíos demográficos y climáticos. La falta de reconocimiento de su valor es la principal causa de su mal uso y desperdicio, afirma un nuevo informe de la Organización de las Naciones Unidas. Casi un tercio de la población mundial carece de acceso al agua potable (ONU, 2023). El deterioro de los recursos hídricos mundiales pone en peligro la consecución del Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS) N°6 de la Agenda 2030 de las Naciones Unidas, cuya meta es conseguir el acceso al agua limpia y el saneamiento para todos en los diez próximos años (UNESCO, 2023).

Las principales problemáticas del agua son las limitaciones en el abastecimiento, contaminación del agua, escasez de agua y la alteración de los hábitos. En muchos lugares del mundo, el suministro de agua es insuficiente y no llega regularmente a toda la población. Además, la calidad del agua no es buena, lo que puede afectar la salud de las personas (iAgua, 2023).

La presencia de componentes químicos o de otra naturaleza en una densidad superior a la situación natural, como microbios, metales pesados o sedimentos, puede degradar la calidad del agua (Fundacion Aquae, 2023). La contaminación del agua puede tener consecuencias graves, como la destrucción de la biodiversidad, la contaminación de la cadena alimentaria, la escasez de agua potable, enfermedades y mortalidad infantil (EcologíaVerde, 2023).

Para prevenir la contaminación del agua, se pueden tomar diversas medidas y acciones, como son la prohibición de productos químicos y físicos contaminantes, preferir el uso de energías limpias y renovables, usar el agua de forma responsable, promover una agricultura e industrias más sostenibles, concientizar y educar a la población, etc.

Además, es muy importante el tratamiento de las aguas residuales, el cual es un proceso que elimina los contaminantes nocivos del agua antes de que se liberen al medio ambiente. Es importante para conservar el ciclo del agua, reducir la contaminación, garantizar el acceso al agua potable y reducir los costos de energía, ya que se facilita la producción de agua potable. Además, la reutilización de las aguas residuales tratadas puede contribuir a disminuir los problemas de escasez de agua.

En el pueblo de San Pedro de Atacama, debido a su ubicación geográfica, cuenta con un clima árido, por lo tanto, se tienen problemas de escasez hídrica, sumado a que las autoridades no han sabido darle un sistema de tratamiento de aguas residuales urbanas que funcione correctamente, ya que la actual EDAR ha presentado problemas en sus rendimientos y las aguas residuales han sobrepasado su capacidad. Por lo que, es urgente encontrar una solución viable y que se acople a las necesidades del pueblo.

Los humedales artificiales, además de ser una opción de bajo coste, fácil operación y bajo mantenimiento, que funciona en climas cálidos, etc., son sistemas acuáticos diseñados para remover o disminuir los contaminantes presentes en el agua residual, replicando los procesos que ocurren de manera natural en los ecosistemas acuáticos, lo que los vuelve un sistema ideal para ser implementado en el pueblo de San Pedro de Atacama, además que contribuyen a la mitigación del cambio climático, conversan los ecosistemas y biodiversidad.

Por lo tanto, en el presente trabajo se diseñará un humedal artificial a gran escala que logre dar solución a la problemática del pueblo de San Pedro de Atacama. El sistema constará de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario (análisis de 3 alternativas: horizontal, vertical y vertical francés).

2. PROBLEMÁTICA

San Pedro de Atacama es un pueblo y oasis que se encuentra ubicado en el norte de Chile, en la Región de Antofagasta, Provincia El Loa y Comuna de San Pedro de Atacama (ver Figura 1) en el desierto más árido del mundo llamado Desierto de Atacama, el cual se encuentra a 2438 msnm.

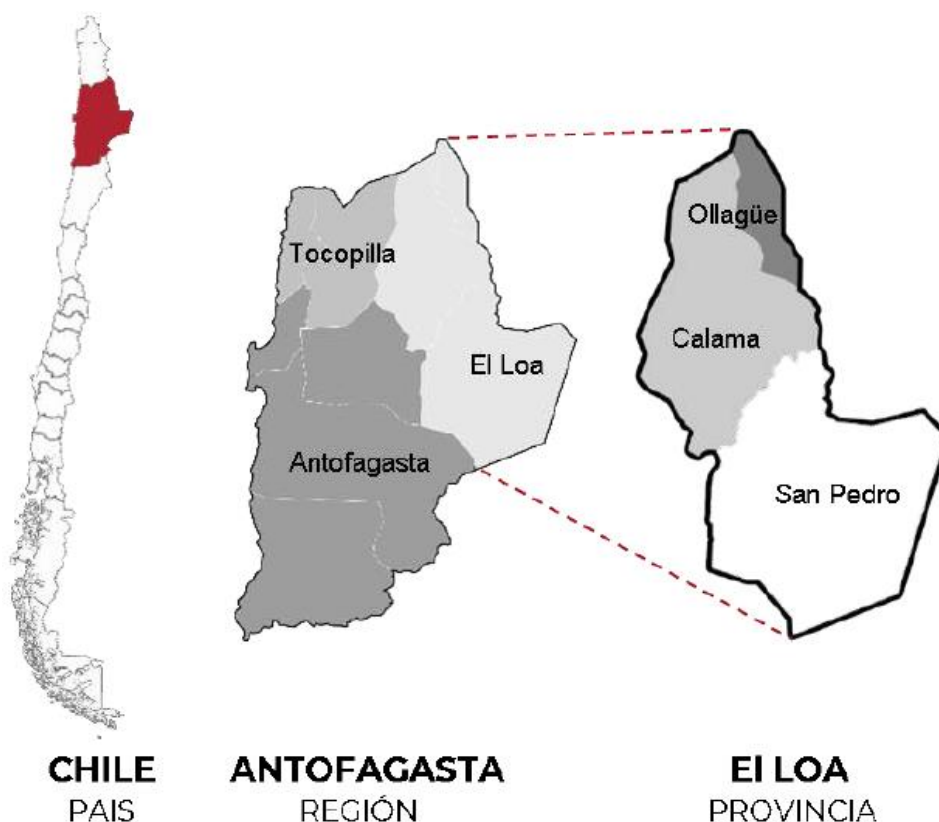


Figura 1: Contexto nacional, regional y provincial de la comuna de San Pedro de Atacama

(Fuente: Municipalidad de San Pedro de Atacama, 2020)

Es uno de los lugares más turísticos de Chile por su singularidad paisajística y sus actividades de aventura, por lo que, con el tiempo se ha vuelto una de las actividades económicas más importantes del pueblo (Cifuentes, 2021). Sin embargo, la falta de planificación y coordinación entre los diferentes actores involucrados en el turismo, que va en aumento, ha generado impactos negativos en la planificación de servicios básicos, ya que no se ha considerado la gran cantidad de población flotante que los fines de semana largo reducen el suministro de agua, por lo que este suele escasear (Molina, 2019).

Este problema se ha visto reflejado también en varias ocasiones en la estación depuradora de aguas residuales (en adelante EDAR). La EDAR actual consiste en un

sistema de lodos activados diseñado para un caudal de 10 a 12 l/s. El proceso comienza con un tratamiento primario, el cual consiste en una cámara de rejillas para eliminar los sólidos gruesos, un desarenador y desengrasador, un ecualizador o tanque de homogeneización, el cual tiene un flujómetro para controlar el caudal que entra. Luego se continúa con el tratamiento secundario, el que consiste en 3 reactores biológicos, 3 sedimentadores, 3 digestores, un canal de cloración y piscinas de infiltración para el agua tratada, un estanque de floculación para que los lodos maduren, una cancha de secado y un filtro de prensa para deshidratar los lodos.

Tal como se mencionó anteriormente, la EDAR se encuentra diseñada para recibir un caudal de entre 10 hasta 12 l/s. Sin embargo, de acuerdo a la lectura del flujómetro que se encuentra en el ecualizador se han detectado caudales de hasta 20 l/s, lo cual es provocado por el aumento repentino de la población, causando que la EDAR sea incapaz de cumplir con el objetivo de tratar las aguas y cumplir con los límites permitidos de contaminantes.

El aumento del caudal ha obligado a los operadores de la EDAR a disponer de manera descontrolada el agua tratada en piscinas de infiltración clandestinas, que no tienen autorización ambiental ni sanitaria. Estas aguas al no contar con el tratamiento adecuado no pueden ser utilizadas para riego, ya que no cumplen con los límites permitidos por la Norma Chilena N°1333/78 "Requisitos para agua de riego" ni con el Decreto 90/2000, cuyas normativas se detallarán en el apartado 5 del presente trabajo, y se mantienen almacenadas en las piscinas hasta su evaporación. En la Tabla 1 se muestra un resumen de los resultados de una analítica del agua de salida de la EDAR y en el Anexo 1 se adjunta la analítica completa del efluente. Cabe mencionar que en apartados siguientes se hará un análisis de la norma chilena y española que se mencionan en la tabla.

Tabla 1: Calidad del efluente de la EDAR actual (SNIFA, 2023)

Parámetro	Resultados (mg/l)	Límite máximo permitido (mg/l) Norma Chilena D. 90/2000	Límite máximo permitido (mg/l) Norma española Directiva 91/217/CEE
DBO ₅	195	35	25
Nitrógeno total (N _T)	34,6	50	15
Fósforo total (P _T)	24,4	10	2
Sólidos suspendidos totales (SS)	72	80	35

En estas piscinas se han avistado avifauna consumiendo dicha agua, las piscinas al no encontrarse autorizadas son un peligro para las napas subterráneas, ya que según antecedentes de la Dirección General de Aguas (DGA) a unos 3,4 km existe un acuífero que alimenta las vegas de Baltinache, Cejar y otras, no existe una red de monitoreo de aguas subterráneas en la cuenca, sin embargo, revisando expedientes de aprovechamiento de aguas, la DGA infiere que dicho acuífero se encuentra a unos 10 y 35 metros de profundidad. Por otro lado, se ha detectado el desbordamiento del agua sin tratar desde las piscinas, la que ha escurrido por la ruta 23 CH cercana, llegando a las afueras del poblado de Solor, percibiéndose malos olores en los sectores colindantes a las casas y constituyendo un riesgo a la salud de las personas y el medio ambiente.

Por lo tanto, se puede decir que la EDAR actual tiene muchas falencias y más desventajas que ventajas para continuar funcionando, a continuación, se presenta un listado de falencias detectadas:

1. De acuerdo a los antecedentes publicados por la Superintendencia de Medio Ambiente, la actual EDAR deberá ser reubicada según lo expresado por el Ayuntamiento de San Pedro de Atacama, ya que se debe liberar la zona del actual emisario y de la EDAR para permitir el desarrollo habitacional y turístico de dicha área, de acuerdo al plano de desarrollo comunal vigente en la comuna.

2. El caudal de entrada está mal calculado, se dice que está diseñado para 10 o 12 l/s pero el afluente es normalmente de 20 o 23 l/s, por lo que el tratamiento no logra el objetivo de disminuir las concentraciones de contaminantes.

5. El efluente no cumple con los límites máximo permisibles de vertido según la normativa vigente chilena.

6. Las piscinas de infiltración se han utilizado durante varios años para disponer aguas sin tratar, por lo que son un peligro para la salud de las personas, las avifaunas que se alimenta de estas y el acuífero que se encuentra a pocos kilómetros de la EDAR.

Por lo tanto, con esto se justifica que la EDAR no puede ser ampliada, más bien debe reemplazarse todo el sistema e idear una nueva solución para el tratamiento de las aguas residuales de población urbana de San Pedro de Atacama.

Todos los antecedentes antes mencionados respecto a la actual EDAR, han sido obtenidos del Sistema Nacional de Información de Fiscalización Ambiental (SNIFA) quienes hacen pública toda la información que proviene de fiscalizaciones ambientales realizadas por la Superintendencia de medio ambiente de Chile (SMA), en este caso la fiscalización a la EDAR de San Pedro de Atacama data del 18 de febrero de 2019.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general

El objetivo del presente trabajo de fin de máster es diseñar un humedal artificial para el pueblo de San Pedro de Atacama, que cubra los caudales de toda la población incluyendo la población flotante y que el efluente cumpla con las normativas vigentes de Chile.

3.2. Objetivos específicos

- Recopilar y analizar la información respectiva sobre las características tanto de la zona de estudio como de la actual EDAR.
- Realizar los cálculos para el dimensionamiento del pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario, considerando para este último tres alternativas de humedales artificiales.
- Verificar el cumplimiento de la normativa, tanto chilena como española.
- Proponer soluciones ante la posibilidad de que no se cumpla con la normativa en uno o más parámetros.
- Plantear solución para la gestión de lodos.
- Realizar un análisis simple de costes de construcción para implementar el humedal artificial.
- Seleccionar una de las tres alternativas de humedales artificial, determinando a través de diferentes criterios de decisión.

4. MARCO TEÓRICO

4.1. Aguas residuales urbanas

Las aguas residuales urbanas son las aguas recogidas en las aglomeraciones urbanas, procedentes de los vertidos de la actividad humana doméstica, como las aguas residuales domésticas y la limpieza de calles, y que requieren tratamiento para eliminar los contaminantes antes de su descarga en el medio ambiente.

Su calidad dependerá del sistema de alcantarillado, existen sistemas separativos y unitarios. En los sistemas separativos las lluvias son transportadas en conductos diferentes a los de las aguas residuales domésticas y en los sistemas unitarios se combinan diferentes tipos de aguas residuales (Henze et al., 2008).

4.1.1. Principales contaminantes de las aguas residuales urbanas

En la Tabla 2 se muestran los diferentes contaminantes que se encuentran en las aguas residuales urbanas.

Tabla 2: Contaminantes presentes en las aguas residuales domésticas. (Henze et al., 2008)

Contaminante	Características	Riesgos y/o efectos
Microorganismos	Organismos patógenos como bacterias, virus y huevos de helminto.	Riesgo para actividades acuáticas, baños y el consumo de mariscos.
Materia orgánica biodegradable	Disminución del oxígeno disuelto en ríos, lagos y fiordos.	Muerte de peces, olor.
Otros compuestos orgánicos	Detergentes, plaguicidas, grasas y aceites, colorantes, solventes, fenoles, cianuro.	Efectos tóxicos, inconvenientes estéticos, bioacumulación en la cadena alimenticia
Nutrientes	Nitrógeno, fósforo, amoníaco	Eutrofización, agotamiento del oxígeno disuelto, efectos tóxicos.
Metales	Hg, Pb, Cd, Cr, Cu, Ni	Efectos tóxicos, bioacumulación
Otros compuestos inorgánicos	Ácidos, por ejemplo, sulfuro de hidrógeno, bases	Corrosión, efectos tóxicos
Efectos térmicos	Agua caliente	Cambios en las condiciones de vida de la flora y fauna
Olor (y gusto)	Sulfuro de hidrógeno	Inconvenientes estéticos, efectos tóxicos.
Radioactividad		Efectos tóxicos, acumulación.

Los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, según CENTA (2021), pueden clasificarse en cuatro grandes grupos: materia en suspensión (sólidos suspendidos totales), materia orgánica (DBO₅ y DQO), nutrientes (Nitrógeno total y fósforo total) y organismos patógenos. En la Tabla 3 se muestran las concentraciones típicas de los diferentes contaminantes que se encuentran en las aguas residuales urbanas.

Tabla 3: Concentraciones típicas de contaminantes en las aguas residuales urbanas. (CENTA, 2021)

Grupo	Contaminante	Contaminación fuerte	Contaminación media	Contaminación débil
1. Materia suspensión	Sólidos suspendidos (mg/l)	350	220	100
2. Materia orgánica	DBO ₅	400	220	110
	DQO	1.000	500	250
3. Nutrientes	N _T (mg N/l)	85	40	20
	N _{orgánico} (mg N/l)	35	15	8
	N _{amoniaco} (mg N/l)	50	25	12
	P _T (mg P/l)	15	8	4
	P _{orgánico} (mg P/l)	5	3	1
	P _{inorgánico} (mg P/l)	10	5	3
4. Organismos patógenos	Coliformes totales (NMP/100 ml)	10 ⁷ – 10 ⁹	10 ⁷ – 10 ⁸	10 ⁶ – 10 ⁷
	Coliformes fecales (NMP/100 ml)	10 ⁶ – 10 ⁸	10 ⁶ – 10 ⁷	10 ⁵ – 10 ⁶

4.2. Caudales de aguas residuales

Además de conocer la calidad de las aguas residuales urbanas a tratar, es importante que, para realizar un buen diseño del sistema de tratamiento, se conozca la cantidad de agua a tratar para evitar el sobredimensionamiento de este. Por lo que, se recomienda realizar campañas de medida de caudales y toma de muestras (García, J. y Corzo, A. 2008).

Los caudales varían con el tiempo y el lugar, por lo que son difíciles de medir (Henze et al., 2008). En caso de que no sea factible realizar campañas de aforo, el caudal puede ser estimado, mediante los datos de abastecimiento de agua potable y del conocimiento de la población servida, se puede estimar la dotación de agua potable (L/habitante/día) (CENTA, 2021).

Según Henze et al., (2008) el cálculo del caudal medio diario se realiza dividiendo el caudal anual por 365 y el caudal medio horario es el caudal diario dividido por 24. El caudal máximo horario puede calcularse de dos maneras:

1. Multiplicando la constante horaria máxima (1,3 – 1,7 para grandes ciudades y 1,7 – 1,4 para pequeñas) con el caudal promedio diario
2. Dividiendo el caudal promedio diario por el factor horario (10 – 14 horas para pequeñas poblaciones y 14 – 18 horas para grandes ciudades).

4.3. Tratamiento de aguas residuales

El tratamiento de aguas residuales es esencial para el desarrollo sostenible, ya que permite recuperar y reutilizar los valiosos nutrientes y el agua dulce que desechamos a diario. Existen diversas soluciones innovadoras para el tratamiento de aguas residuales que pueden ser implementadas. Estas soluciones incluyen sistemas descentralizados, tecnologías alternativas, reutilización de aguas residuales, planes de inversión en tecnologías circulares y gestión integral del agua urbana.

Para el diseño y manejo de las plantas de tratamiento de aguas residuales se requiere de una evaluación de la calidad de las aguas residuales. Los principales parámetros a ser evaluados, según Rojas, R. (2002), son:

- Sólidos suspendidos totales (SS)
- Demanda Química de Oxígeno (DQO)
- Demanda Bioquímica de Oxígeno en cinco días (DBO₅)

- Nitrógeno total (N_T)
- Fósforo totales (P_T)

Una vez que se conocen las características del agua residual, es decir, los contaminantes que contiene y su caudal, se puede definir el método de tratamiento del agua residual.

El tratamiento de las aguas residuales suele dividirse en dos grandes etapas, la primera etapa predomina la aplicación de principios físicos y la segunda la actividad química o biológica (Rojas, R., 2002).

Los tratamientos físicos, son los que se utiliza la fuerza física para lograr producir cambios en la calidad del agua. Los tratamientos físicos más utilizados tanto para tratamiento de aguas residuales y agua dulce son: enrejados, aireación, mezclado, floculación, sedimentación por gravedad, filtración, extracción con gas y procesos de membrana (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Los tratamientos biológicos en cambio tienen como objeto eliminar la materia orgánica, oxidar el nitrógeno amoniacal (nitrificación), eliminar nitrógeno mediante la conservación de las formas oxidadas en N_2 (desnitrificación), eliminar fósforo y estabilizar fangos. Todo esto utilizando reacciones asociadas a organismos vivos (Ferrer, J. et al, 2022).

En resumen, las plantas de tratamiento de agua residual someten el agua residual a una serie de tratamientos que tienen como objetivo eliminar o reducir los contaminantes que esta contiene por debajo de los límites de vertido permitidos según la normativa medio ambiental vigente (CENTA, 2021).

4.3.1. Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales

En el presente apartado se plantea un esquema general del tratamiento de aguas residuales (Figura 2), el cual cuenta con las siguientes etapas: pretratamiento, tratamiento primario, secundario y terciario.

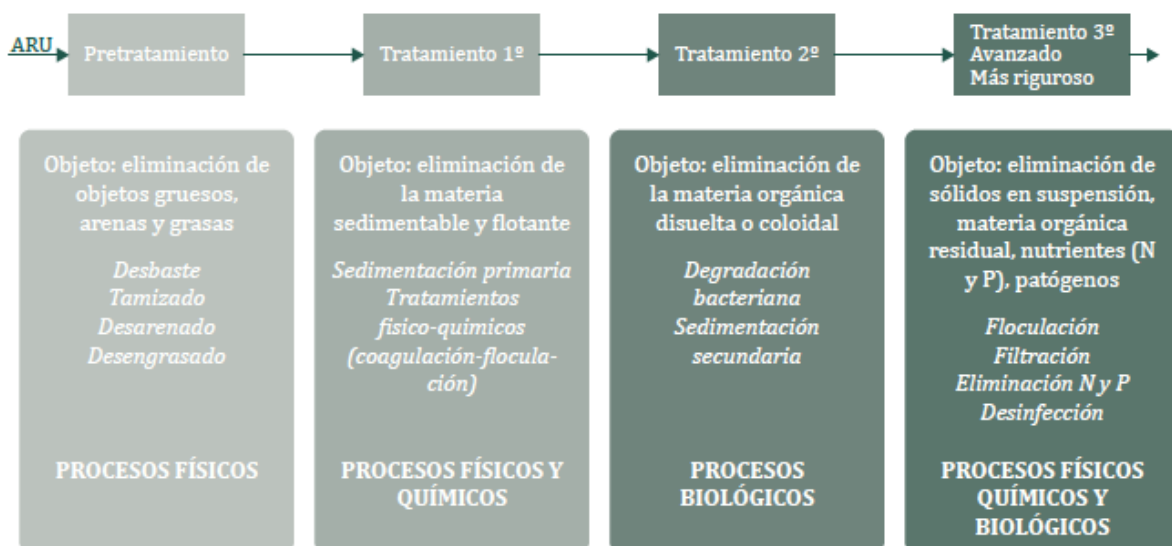


Figura 2: Esquema general del tratamiento de aguas residuales urbanas. (Fuente: CENTA, 2021)

4.3.1.1. Pretratamiento

El pretratamiento consta de procesos que se sitúan al inicio del sistema de depuración (García, J. y Corzo, A., 2008), es la etapa en la que se separa del agua residual todos los materiales de mayor tamaño que pueda contener esta, ya sean sólidos gruesos, arenas, grasas, etc. (CENTA, 2021). El objetivo principal es proteger las instalaciones y el funcionamiento de las obras de tratamiento (Rojas, R., 2002)

Previo al pretratamiento se debe considerar la implementación de un aliviadero, esto en caso de que el caudal sobrepase el caudal de diseño debido a lluvias. El objetivo del aliviadero es facilitar la evacuación de los excedentes de caudal, y además permite desviar el caudal afluente en caso de problemas operativos u otras circunstancias que estén sucediendo en la planta (CENTA, 2021). El aliviadero, generalmente consiste en una arqueta de planta rectangular, que cuando el agua supera cierta altura se separa y se vierte pasando por un canal de desbaste adjunto (García, J. y Corzo, A. 2008).

Las etapas integradas en el pretratamiento son:

- Desbaste o enrejados: Ferrer, J. y Seco, A. (2005) clasifican el enrejado en dos tipos: enrejado grueso y enrejado fino. El enrejado grueso se utiliza principalmente como instalaciones protectoras, normalmente son la primera unidad de tratamiento, consiste en una reja con barras de acero verticales o inclinadas y espaciadas entre sí de 5 a 15 cm, su principal función es evitar que entren grandes y pesados objetos al sistema de tratamiento. Pueden limpiarse

tanto manualmente como mecánicamente, este último método de limpieza se suele utilizar en plantas medianas y grandes. En la Figura 3 se muestra un ejemplo de este tipo de enrejados.



Figura 3: Enrejado grueso de limpieza mecánica. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005)

Con respecto a los enrejados finos o tamices son importantes para eliminar sólidos suspendidos presentes en el agua y los contaminantes asociados a ellos (DQO, DBO₅, NKT y P suspendidos). La eliminación se puede estimar en función de la abertura. Existen diferentes tipos: tamiz autolimpiable, enrejados móviles y enrejados de tejido metálico (Ferrer, J. y Seco, A., 2005). En la Figura 4 se muestra un ejemplo de un enrejado fino de tamiz autolimpiable.

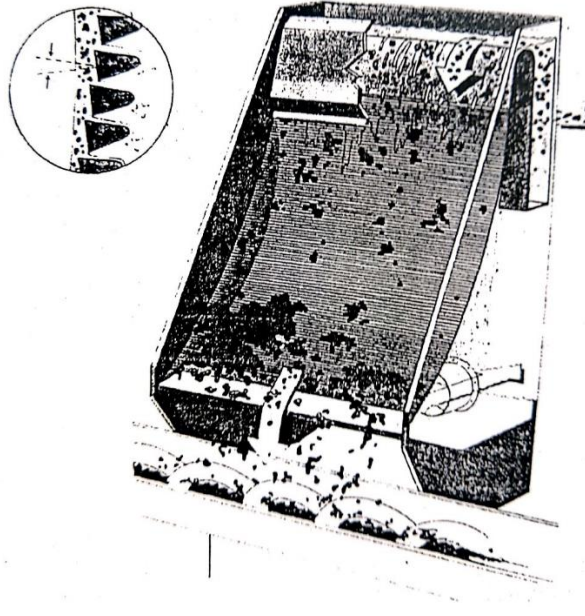


Figura 4: Enrejado fino tamiz autolimpiable. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005)

En las EDAR se suele utilizar primero el enrejado grueso y luego el enrejado fino, así se evita que el enrejado fijo se taponee.

- Desarenado

El proceso de desarenado se lleva a cabo después del desbaste, su objetivo es separar mediante gravedad la materia más densa del agua residual (CENTA, 2021). Esta materia retenida está conformada por partículas discretas no putrescible (arena, grava y otras partículas pequeñas) (Ferrer, J. y Seco, A., 2005). Esta eliminación de materia evitará su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento y protegerá las bombas de la abrasión (CENTA, 2021).

Ferrer, J. y Seco, A. (2005) describe dos tipos de desarenadores: desarenadores de flujo horizontal y desarenadores aireados. En los desarenadores horizontales el agua pasa por una cámara circulando en dirección horizontal a una velocidad controlada que dependerá de las dimensiones del desarenador, generalmente están diseñados para eliminar partículas mayores a 0,21 mm de diámetro que quedarán depositadas en el fondo. Los desarenadores aireados son tanques de aireación, donde el aire provoca un movimiento del agua en espiral haciendo que las partículas de arena sedimenten en el fondo. En este caso la velocidad juega un papel importante, ya que, si es muy grande, la arena no sedimentará, pero si es muy pequeña, la materia

orgánica se eliminará junto con la arena. En la Figura 5 se muestra un ejemplo de un desarenador aireado típico.

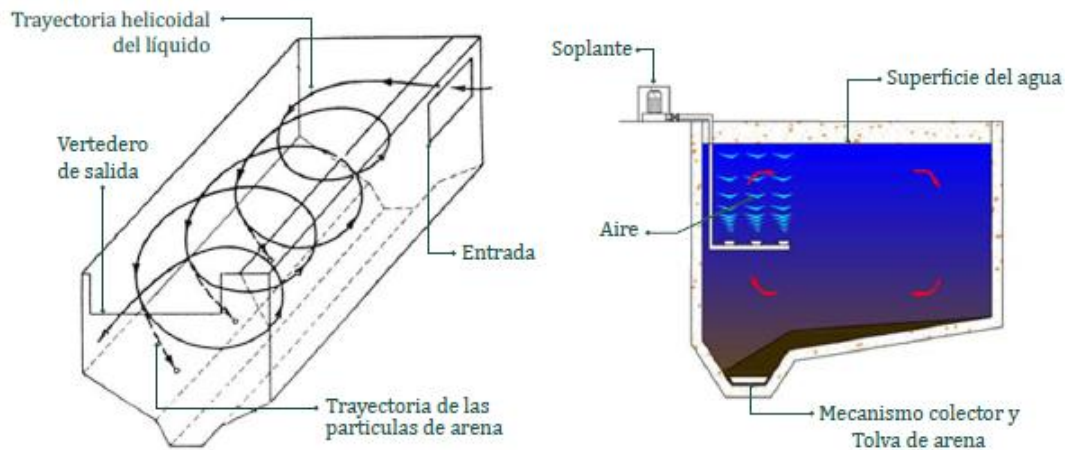


Figura 5: Desarenador aireado. (Fuente: CENTA, 2021)

Según CENTA (2021) y Ferrer, J. y Seco, A. (2005) los desarenadores aireados presentan muchas más ventajas frente a los métodos más convencionales:

- El agua residual al estar aireada provoca una eliminación adicional de SS y de DBO y evita malos olores.
- Permite mantener un rendimiento constante a pesar de variaciones en el caudal.
- Pérdidas de carga mínimas.
- La arena recogida tiene una menor concentración de materia orgánica, siempre que se controle la velocidad de aireación.
- Los desarenadores aireados pueden ser utilizados también como desengrasadores, ya que estas se van a situar en la superficie y mediante una placa deflectora en el extremo final del desarenador se puede impedir la salida de estas y se eliminan luego con una rasqueta. El desengrase se logra aumentando el tiempo de retención hidráulico.

4.3.1.2. Tratamiento primario

El objetivo principal de los tratamientos primarios son eliminar sólidos suspendidos (flotante y sedimentables) presentes en las aguas residuales, por medio físicos o mecánicos (CENTA, 2021).

Además, pueden remover una fracción importante de carga orgánica (entre 25 y 40% de DBO y entre el 50% y 65% de sólidos suspendidos) (Rojas, R. 2002).

Dentro de los tratamientos primarios que existen se encuentran: los Tanques Sépticos, los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios. Cabe mencionar que en el apartado de diseño del humedal artificial se definirá la selección de uno de estos tratamientos primarios en base a la población servida, de momento se han seleccionado estos tres tratamientos debido a que son los más utilizados según la literatura en el tratamiento de agua residuales con humedales artificiales.

- **Tanques sépticos o fosas sépticas**

Es un sistema en el que los sólidos suspendidos que se encuentran en el agua residual sedimentan. Los lodos se acumulan en el fondo y se descomponen por vía anaerobia (García, J. y Corzo, A. 2008).

Como se muestran en la Figura 6, suelen contar con dos compartimentos en serie, en el primero el agua entra y los sólidos sedimentan, el agua clarificada pasa por la tubería que se encuentra en el punto intermedio hacia el segundo compartimento y se realiza una segunda separación (CENTA, 2021). En el fondo se crean burbujas que atrapan sólidos y los hacen flotar, formando una capa espumosa lo cual indica un buen funcionamiento del tanque (García, J. y Corzo, A. 2008).

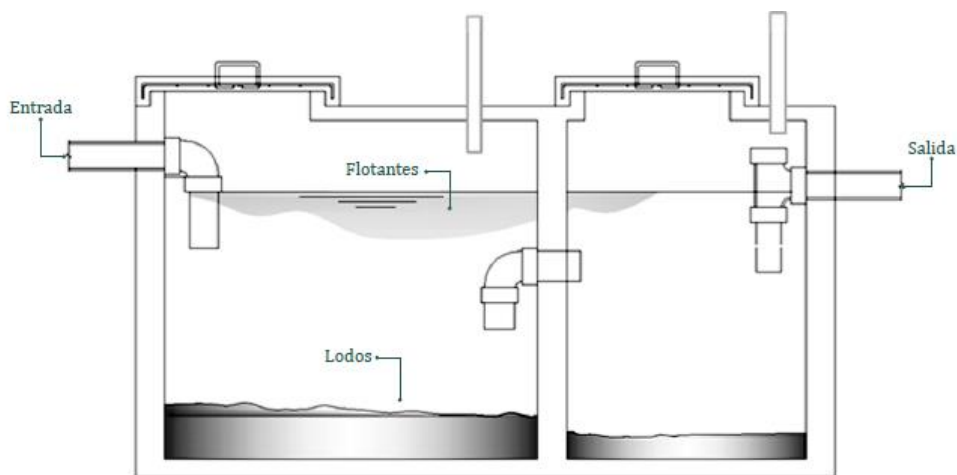


Figura 6: Tanque séptico. (Fuente: CENTA, 2021)

Estos tanques se suelen utilizar en sistemas de saneamiento autónomo o en pequeñas poblaciones de no más de 200 hab-eq.

- **Tanque Imhoff o tanque decantador-digestor**

Son dispositivos que reducen los sólidos suspendidos (sedimentables y flotantes) del agua residual. Para entender mejor su funcionamiento en la Figura 7 se muestra un

ejemplo de un tanque Imhoff, donde se puede ver que se trata de un depósito con dos zonas diferenciadas, la parte superior es la zona donde entra el agua y sedimentan los sólidos (zona de sedimentación) y en la parte inferior del depósito se encuentra la zona donde ocurre la digestión de los lodos (zona de digestión) (CENTA, 2021). A diferencia de los tanques sépticos en el tanque Imhoff las burbujas de gas circulan por el exterior de las paredes de la zona de sedimentación. La aparición de espuma en la superficie indica un mal funcionamiento del sistema (García, J. y Corzo, A. 2008).

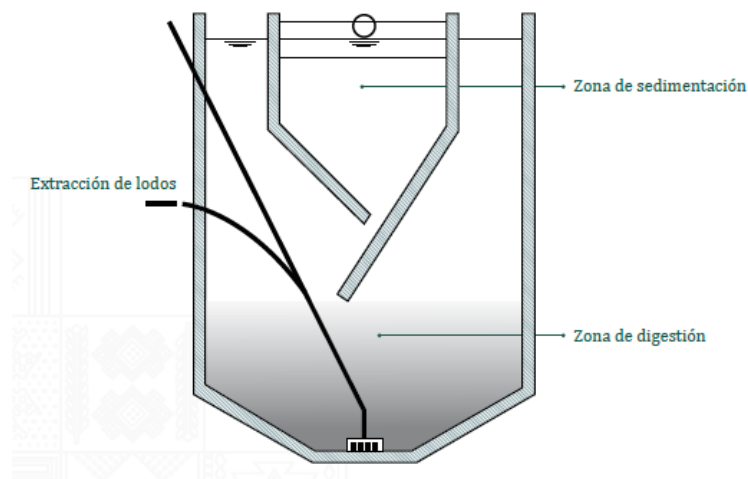


Figura 7: Tanque Imhoff. (Fuente: CENTA, 2021)

García, J. y Corzo, A. (2008) recomiendan los tanques Imhoff para una población de entre 200 – 500 hab-eq. Para poblaciones mayores se recomienda que se utilicen tanques Imhoff en paralelo. En la literatura se ha visto que es recomendable utilizar estos tanques Imhoff en poblaciones no mayores a 5.000 hab-eq y no es adecuado para una gran población debido a que su capacidad está limitada a poblaciones pequeñas y medianas.

- **Sedimentador o decantador primario**

Es un sistema que elimina una gran parte de los sólidos suspendidos del agua residual, mediante gravedad. Eliminan sólidos sedimentable y materias flotantes, dejan sin alterar los sólidos coloidales y disueltos. A diferencia de los tanques mencionados anteriormente, estos sedimentadores no almacenan ni estabilizan los lodos decantados (CENTA, 2021).

Existen sedimentadores rectangulares y circulares, ambos de unos 3 metros de profundidad, pantallas deflectoras en la entrada, vertederos en la salida del agua y su

sistema de transporte de fangos se realiza con rasquetas en el fondo. Los rectangulares son poco frecuente y tienen ciertas limitaciones, se pueden utilizar tanto en tratamientos primarios como secundarios. Los circulares, además de utilizarse en tratamientos primarios y secundarios también se utilizan para espesamiento de fangos. Además, de utilizar rasquetas de fondo, también se puede utilizar mecanismos de succión para la extracción de fangos (Ferrer, J. y Seco, A., 2005). En la Figura 8 se muestra un ejemplo de un sedimentador primario circular con sistema mecánico de succión de fangos.

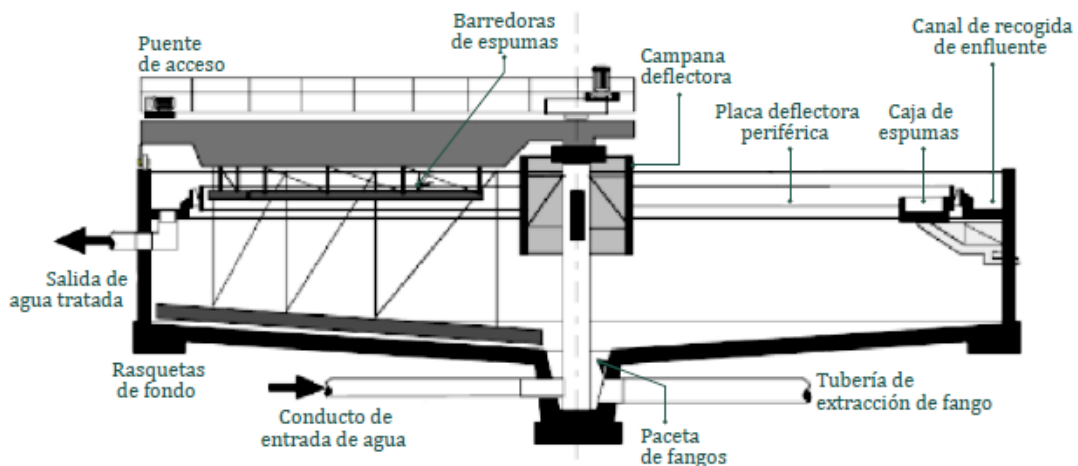


Figura 8: Sedimentador primario circular con sistema mecanizado de succión de fangos. (Fuente: CENTA, 2021)

Según CENTA (2021) los sedimentadores primarios se utilizan para poblaciones de tamaño medio y grande.

4.3.1.3. Tratamiento secundario

El tratamiento secundario de aguas residuales se refiere a un conjunto de procesos biológicos que se utilizan para eliminar las impurezas de origen orgánico y de menor tamaño que no pudieron ser retiradas durante el tratamiento primario de aguas residuales (Rojas, R. 2002).

El objetivo del tratamiento secundario es lograr la pureza del agua para que pueda ser reutilizada de diferentes formas, excluyendo el consumo humano. Además, el tratamiento secundario ayuda a prevenir la contaminación de cuerpos de agua receptores, como ríos, lagos y océanos, y es necesario para cumplir con las regulaciones ambientales.

Existen diferentes tipos de tratamientos secundarios de aguas residuales, CENTA (2021) los clasifica en tres grupos según la Tabla 4, donde además se incluyen algunos ejemplos.

Tabla 4: Tratamientos secundarios según CENTA (2021)

Tratamientos secundarios	Definición	Ejemplos de tratamientos
Tratamientos anaerobios	La degradación de la materia orgánica ocurre en ausencia de oxígeno molecular	Filtros anaerobios de flujo ascendente (FAFA) Reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA/RALF)
Tratamientos extensivos	Son aquellos que recurren a procesos naturales para suministrar el oxígeno necesario para lograr el proceso de depuración aerobia. Tienen elevados requisitos de superficie de construcción.	Lagunas de estabilización Humedales artificiales Lombrifiltros
Tratamientos intensivos	Son aquellos que recurren a dispositivos electromecánicos para suministrar oxígeno necesario para lograr el proceso de depuración aerobia.	Filtros percoladores Contactores biológicos rotativos (CBR) Aireaciones extendidas

4.3.1.4. Manejo de lodos

El manejo de lodos se refiere a las acciones y procesos que se llevan a cabo para gestionar de manera adecuada los residuos sólidos generados durante el tratamiento de aguas residuales, como son los residuos del enrejado, desarenador y sedimentador (Rojas, R. 2002).

El tratamiento de los lodos implica, según corresponda, los siguientes procesos:

- Estabilización: reduce su contenido de materia orgánica y producción de malos olores. Comprende procesos químicos y térmicos. Algunos ejemplos de tratamiento para estabilización son: tratamiento térmico, oxidación con cloro, estabilización con cal, etc.
- Deshidratación: reducir el contenido de humedad de los lodos mediante procesos físicos. Esto por diferentes razones, siendo las más relevantes que disminuye los costes de transporte debido a la reducción de su volumen, facilita su manejo y se evitan lixiviados en su disposición final. Algunos ejemplos de tratamiento para deshidratación son: acondicionamiento, filtros prensa, filtros banda, centrifugas, eras de secado, etc. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Otra alternativa para la estabilización y secado de los lodos es la utilización de humedales artificiales, se pueden considerar como “Lechos de Secado” mejorados, ya que el lixiviado que se obtiene es de mucho mejor calidad que el de los lechos clásicos (CENTA, 2021).

Esta opción, además es mucho más sostenible, considerando que requiere de un menor consumo de energía que otras tecnologías. Este tipo de humedal tiene un funcionamiento similar al sistema francés, ya que tienen un funcionamiento alternado de alimentación y descanso. El tiempo de descanso dependerá de climatología, espesor de fango o niveles de humedad del humedal. El agua que se recoge al final es llevada a la cabecera de la planta o se devuelve a las celdas que puedan tener déficit de humedad (Hernández, C. y Martín, M. 2023).

En la Figura 9 se muestra un esquema de este tipo de humedales, donde se puede ver que son muy similares a los humedales verticales, el medio filtrante está compuesto de diferentes capas, el lodo es vertido en la superficie y el agua se va filtrando por medio granular hasta llegar al sistema de captación del agua en el fondo.

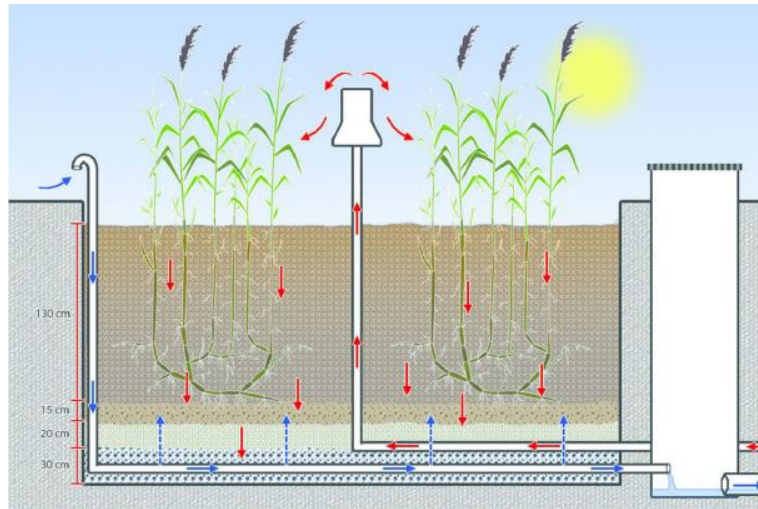


Figura 9: Esquema de un humedal artificial para el tratamiento de lodos. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017)

4.4. Humedales artificiales

Los humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales son tecnologías de tratamiento natural considerados opciones sostenibles y respetuosas con el medio ambiente, que en comparación a otras tecnologías no requieren grandes requisitos con respecto a su operación y mantenimiento. Suelen tratar diferentes tipos de aguas residuales, ya sea agua sin tratar, primarias, secundarias o terciarias. Además, los humedales artificiales, se pueden subdividir en diferentes tipos de humedales, humedales artificiales de flujo superficial y de flujo subsuperficial o subterráneo (Dotro, G. et al., 2017).

Vidal, G. y Hormazábal, S., (2018) indican que los humedales artificiales (o construidos) son una tecnología no convencional que utilizan el metabolismo de las plantas y el consorcio bacteriano de sus raíces (rizomas) como mecanismo de depuración de aguas residuales domésticas o industriales. Para el buen funcionamiento de estos, es imprescindible un buen manejo hidráulico de los efluentes y un buen tratamiento primario que se encargue de eliminar sólidos, grasas y aceites para evitar el taponamiento del humedal artificial, fenómeno conocido como “clogging”.

Los humedales artificiales, al ser sistemas con una operación sencilla en comparación con otros sistemas, se han popularizado en la última década y se están utilizando en todo el mundo (Langergraber, G. et al., 2019).

Según Langergraber, G. et al., (2019) las aplicaciones urbanas principales de los humedales artificiales son a grandes rasgos las siguientes:

- Reutilización de agua
- Recuperación de nutrientes
- Producción de energía
- Servicios ecosistémicos

Otros objetivos de diseño de humedales artificiales, aparte del tratamiento de aguas residuales y que es muy interesante de mencionar son:

- Almacenar agua para evapotranspirarla o para mitigar inundaciones
- Evapotranspirar agua, por ejemplo, para deshidratar lodos
- Producir biomasa
- Recobrar nutrientes
- Crear ambientes paisajísticos
- Incrementar los servicios ecosistémicos y fomentar la biodiversidad

Además, mencionan que los humedales para tratamiento tienen algunas ventajas particulares, como su flexibilidad en cuanto a tamaño, con poca economía de escala, mantenimiento sencillo, requiere personal poco especializado y provocan una baja o nula perturbación a sus vecinos.

Si comparamos los humedales artificiales con los sistemas convencionales, existen dos diferencias importantes de mencionar que son: los humedales artificiales tienen un nulo consumo energético para descontaminar y una mayor superficie de tratamiento. Además, en las últimas décadas se han popularizado debido a su bajo coste de inversión, bajo mantenimiento, nulo consumo energético y porque no generan grandes cantidades de lodos de forma continua (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.1. Mecanismos de eliminación de los contaminantes

Dotro, G. et al. (2017) manifiestan que los humedales artificiales utilizan diferentes mecanismos para la eliminación de diversos contaminantes y patógenos que se encuentran en el agua residual y, a diferencia de los tratamientos convencionales, estos no requieren de operaciones unitarias, sino que son capaces de realizar estos procesos de eliminación en un solo paso.

Las raíces y rizomas de las plantas juegan un papel fundamental en el tratamiento, ya que en ellas se adhiere la biopelícula microbiana, la que puede contener diversos microorganismos (aerobios, facultativos y anaerobios).

En definitiva, los humedales artificiales logran el tratamiento del agua residual mediante fenómenos físicos, químicos y biológicos que provocan los elementos que los componen (CENTA, 2021).

En la Tabla 5 se muestran los principales mecanismos de eliminación dentro de los humedales artificiales.

Tabla 5: Principales mecanismos de eliminación de contaminantes y patógenos en humedales artificiales (Dotro, G. et al., 2017).

Parámetro	Principales mecanismos de eliminación
Sólidos suspendidos	Sedimentación, filtración
Materia orgánica	Sedimentación y filtración para la remoción de materia orgánica particulada, degradación biológica (aerobia y/o anaerobia) para la remoción de materia orgánica disuelta
Nitrógeno	Amonificación y posterior nitrificación y desnitrificación, adsorción y exportación de plantas a través de la recolección de biomasa
Fósforo	Reacciones de adsorción-precipitación impulsadas por las propiedades de los medios filtrantes, la absorción y exportación de la planta a través de la recolección de biomasa
Patógenos	Sedimentación, filtración, mortandad natural, depredación (realizada por protozoos y metazoos)

4.4.1.1. Eliminación de los sólidos suspendidos totales

Aproximadamente un 50 a 60% de los sólidos suspendidos del agua residual quedan retenidos en el tratamiento primario, aunque su porcentaje de eliminación dependerá del tipo de tecnología seleccionada (CENTA, 2021).

El resto de los sólidos suspendidos que ingresa al humedal artificial es eliminado mediante sedimentación y filtración. La filtración se lleva a cabo en el medio granular y la sedimentación debido a la baja velocidad del agua y el tamizado que se provoca entre los poros del medio granular. La zona en que se provoque la retención depende del tipo de humedal artificial, en sistemas horizontales, este fenómeno sucede donde entra el agua residual y va disminuyendo mientras avanza el agua por el lecho, y en

sistemas verticales, donde solo ocurrirá la filtración y no la sedimentación, ocurre en los primeros centímetros del medio granular y va disminuyendo mientras el agua va descendiendo por el lecho (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.1.2. Eliminación la materia orgánica

Parte de esta materia orgánica también es eliminada por sedimentación en el tratamiento primario, específicamente la materia orgánica suspendida, y la que no se elimina por sedimentación es eliminada en el tratamiento secundario mediante procesos biológicos (aerobios y anaerobios) (CENTA, 2021). La materia orgánica suspendida que llega al tratamiento secundario, en este caso al humedal artificial, es eliminada por filtración, tal como se describió en el apartado anterior (García, J. y Corzo, A., 2008).

A diferencia de los sistemas de tratamiento de aguas residuales convencionales, los humedales artificiales eliminan la materia orgánica utilizando varias vías dentro de diferentes micrositios del propio humedal (Dotro, G. et al., 2017). Suele ser compleja, ya que obedece a un conjunto simultáneo de procesos físicos, químicos y bióticos (García, J. y Corzo, A., 2008).

La materia orgánica particulada retenida por filtración y/o sedimentación, una vez acumulada es hidrolizada y se va degradando en el lecho. Además, la materia orgánica particulada formará parte del crecimiento de la biopelícula bacteriana y la acumulación de detritos vegetales y microbianos (Dotro, G. et al., 2017).

En los sistemas horizontales la eliminación de materia orgánica se realiza biológicamente por la intervención de bacterias facultativas y anaeróbicas que se encuentran en la biopelícula bacteriana adherida a las plantas y detritos del medio granular del humedal. En los sistemas vertical el proceso biológico se llevará a cabo por bacterias facultativas y anaeróbicas de la biopelícula (Vidal, G. y Hormazábal, S.,2018).

Los sistemas horizontales en general tienen poca condición aeróbica y los sistemas verticales todo lo contrario, al tener oxígeno en todo el lecho este va a inhibir cualquier reacción anaeróbica, lo cual se traduce en que los sistemas verticales alcanzan un mayor rendimiento de eliminación (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.1.3. *Eliminación de nutrientes*

- **Nitrógeno**

Generalmente, en las aguas residuales urbanas hay nitrógeno que se encuentra en forma de amonio y nitrógeno orgánico (García, J. y Corzo, A., 2008). Dependiendo del tipo de humedal artificial, el metabolismo microbiano logra remover el nitrógeno orgánico mediante la amonificación, es decir, el nitrógeno orgánico (NOrg) se transforma a nitrógeno amoniacal (N-NH₄⁺), el cual puede ser asimilado por las raíces de las plantas o por los microorganismos, volatilizarse (cuando pH > 9) u oxidarse a nitrato (NO₃⁻) mediante el proceso de nitrificación y finalmente se produce la desnitrificación, que es cuando el NO₃⁻ se reduce a nitrógeno molecular (N₂) en condiciones anóxicas/anaerobias (Arteaga, V. et al., 2019).

Otro proceso que logra eliminar parte de este nitrógeno es la adsorción del amonio y la asimilación por parte de las plantas (García, J. y Corzo, A., 2008).

- **Fósforo**

El fósforo es otro nutriente que se encuentra generalmente en las aguas residuales urbanas, pero que es muy difícil de eliminar, independiente del tipo de tratamiento seleccionado, la mejor alternativa, en caso de que el fósforo no cumpla con los niveles permitidos, es incorporar un tratamiento adicional, que consiste en la adición de reactivos químicos (García, J. y Corzo, A., 2008).

Los humedales artificiales en general logran eliminar el 10 a 20 % del fósforo (García, J. y Corzo, A., 2008), esta eliminación es factible por procesos de adsorción, precipitación, absorción de plantas, mineralización, sedimentación, etc., aunque es limitada por diferentes factores (Arteaga, V. et al., 2019).

Al igual que con el nitrógeno, las plantas también pueden nutrirse de fósforo e incorporarlo en su biomasa, pero este proceso es complejo y tiene ciertas limitaciones (Dotro, G. et al., 2017), este mecanismo, junto con la asimilación por los microorganismos, se denomina biótico, y existe también el mecanismo abiótico que consiste en la adsorción del fósforo por el medio granular, cuya capacidad de adsorción es limitada, por lo que, se acaba rápidamente (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.1.4. Eliminación de organismos patógenos

La eliminación de patógenos es un proceso tan completo como necesario de realizarse, debido a que, si las aguas tratadas tendrán un reúso, se deben de eliminar sin dudas los organismos patógenos para evitar enfermedades.

Como se decía anteriormente, la eliminación de patógenos es un proceso complejo y que abarca tres mecanismos: el mecanismo físico que es la filtración y sedimentación; el mecanismo químico que considera la oxidación y adsorción de la materia orgánica; y el mecanismo biológico que considera la acción de las raíces de las plantas, por la liberación de oxígeno y la acción de los microorganismos adheridos a estas, la retención en la biopelícula bacteriana, la depredación, la competencia y la muerte natural (Dotro, G. et al., 2017).

Un indicador muy importante en la eliminación de los patógenos, específicamente de la contaminación fecal es la medición de los coliformes fecales (*Escherichia coli*) presentes en el agua tratada. Para la eliminación de patógenos del efluente de los humedales artificiales se recomienda utilizar un humedal artificial superficial o la cloración como tratamiento terciario (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.2. Tipos de humedales artificiales

Aunque según la literatura existente diferentes tipos de humedales artificiales, en el presente trabajo se describirán dos clasificaciones: humedales artificiales de flujo superficial y de flujo subsuperficial, este último se subdivide en horizontal y vertical, tal como se muestra en la Figura 10.

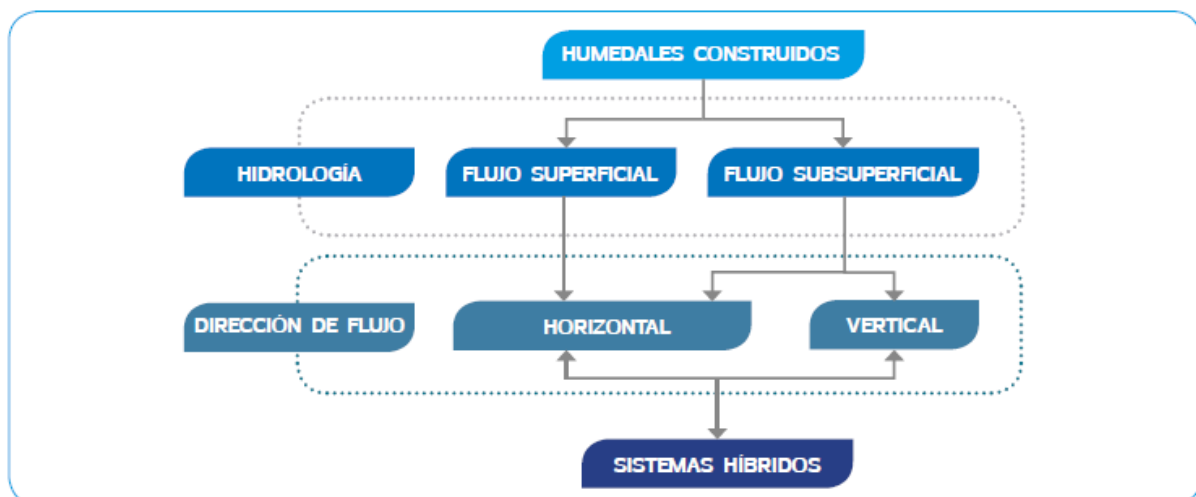


Figura 10: Diferentes configuraciones de los humedales artificiales. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Esta clasificación obedece al sentido preferente del trasiego del agua en los lechos (Vidal, G. y Hormazábal, S.,2018).

En la actualidad, se ha visto que los humedales artificiales se han popularizado en mayor medida para tratar aguas residuales domesticas de pequeñas poblaciones. Esto debido a que este sistema presenta dos limitaciones para su aplicación en medianas y grandes comunidades, las cuales son: la gran área de terreno que estos requieren para su construcción y que son inadecuados en climas fríos. Sin embargo, teóricamente, no existen límites de tamaño superior para su aplicación tanto para tratamiento secundario como terciario, excepto la disponibilidad de terreno y su costo (Masi, F. et al., 2017).

4.4.2.1. Humedales artificiales de flujo superficial

Los humedales artificiales de flujo superficial (HAFS) son conocidos por estar densamente vegetadas y el agua fluye libremente por encima del lecho del medio (Dotro, G. et al., 2017).

Estos suelen ser poco profundos con aproximadamente 0,3 metros de profundidad, lo que favorece el intercambio de oxígeno con la atmósfera. En estos humedales el agua se vierte en la superficie en un extremo del lecho y va avanzado en contacto con la atmósfera trasegando horizontalmente para llegar finalmente al extremo opuesto del lecho (Vidal, G. y Hormazábal, S.,2018). Según García, J. y Corzo, A., (2008) este tipo de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,4 m, y con plantas.

En la Figura 11 se ilustran dos tipos de HAFS, uno con macrófitas flotantes, que no requieren de sustrato en el fondo y el otro con macrófitas de raíces arraigadas a un sustrato en el fondo.

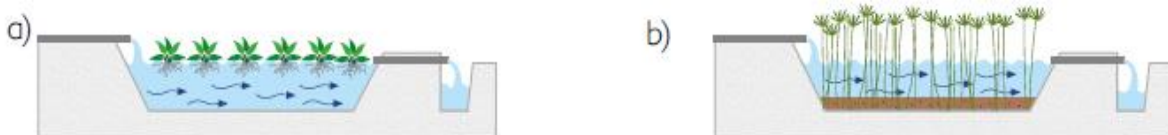


Figura 11: Esquema de humedales de flujo superficial a) con macrófitas flotantes, b) con macrófitas arraigadas. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Los humedales con macrófitas arraigadas, no suele utilizarse para el tratamiento secundario en aguas residuales urbanas, debido a que, este tipo de humedal, si lo comparamos con el humedal de flujo subsuperficial, es más propenso a tener

problemas con la proliferación de mosquitos y malos olores, y soporta una menor carga orgánica (Hernández, C. y Martín, M., 2023). Por lo tanto, se suelen utilizar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora (García, J. y Corzo, A., 2008). Por lo que, se suelen utilizar más para el tratamiento terciario de aguas residuales (Dotro, G. et al., 2017).

4.4.2.2. Humedales artificiales de flujo subsuperficial

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSs) son sistemas que tienen una profundidad de lámina de agua de entre 0,3 y 0,9 m, en que el agua circula de manera subterránea a través de un medio granular en contacto con las raíces y rizomas de las plantas, creándose una biopelícula adherida a estos, la cual tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua (García, J. y Corzo, A., 2008).

Este tipo de humedal se utiliza generalmente para el tratamiento secundario de aguas residuales, con el objeto de evitar la obstrucción del medio filtrante poroso (Dotro, G. et al., 2017).

En el presente trabajo, se definirán tres tipologías de humedales de flujo subsuperficial: horizontal, vertical y el denominado sistema francés, el cual emplea humedales verticales.

4.4.2.2.1. Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH) son sistemas en que el agua se distribuye en un extremo del lecho, por debajo de la superficie, y donde trasiega en sentido horizontal a través del medio filtrante, entre las raíces de las plantas y sin contacto con la atmósfera (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018). La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m y funcionan permanentemente inundados, con el agua entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie, y con cargas de alrededor de 6 g DBO/m² día (García, J. y Corzo, A., 2008).

Debido a que el agua no está en contacto con la atmósfera, es decir que se encuentran en flujo saturado, hace que el agua alcance condiciones anóxicas favoreciendo la degradación de la materia orgánica (Hernández, C. y Martín, M., 2023).

En la Figura 12 se ilustra un HAFSsH, donde se puede apreciar la entrada del agua, el flujo que avanza de manera horizontal hacia el otro extremo. Finalmente, en el fondo

del lecho, se recoge el agua tratada con una estructura adecuada que controla la altura del nivel del agua en el lecho. Para asegurar que el agua avance horizontalmente desde la entrada a la salida sin quedarse estancada se debe construir con una leve pendiente en el fondo, de modo que por gravedad el agua llegue a la salida (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

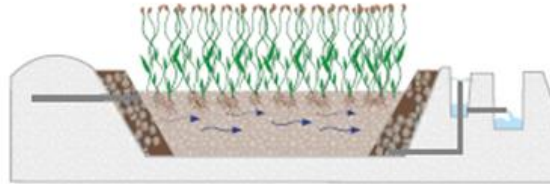


Figura 12: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Con respecto al medio filtrante o granular, este debe tener un diámetro medio de una 5 – 8 mm. En la entrada y salida del humedal se deben colocar piedras para diferenciarlos del medio del humedal que es el más importante, ya que es donde están las plantas y donde se crea la biopelícula, y donde ocurrirán varios procesos: retención y sedimentación de sólidos suspendidos, degradación de la materia orgánica, transformación y asimilación de nutrientes e inactivación de los microorganismos patógenos (García, J. y Corzo, A., 2008).

Los HAFSsH requieren de un tratamiento primario que elimine de manera eficaz las partículas para evitar obstrucciones en el lecho. En cuanto a su aplicación, estos se utilizan para tratamientos secundarios y terciarios (Dotro, G. et al., 2017).

4.4.2.2.2. Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV) son sistemas en que el agua se debe distribuir de manera homogénea por toda la superficie del lecho y el agua fluye por el medio filtrante de manera descendente (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Según García, J. y Corzo, A., (2008) esta tecnología se desarrolló en Europa tras la necesidad de producir efluentes nitrificados y como alternativa a los HAFSsH, en comparación a estos tienen una mayor capacidad de tratamiento y requieren una menor superficie, aunque se colmatan con mayor facilidad.

En la Figura 13 se muestra un esquema de un HAFSsV usados típicamente en Europa. El agua residual, que ya ha pasado por un tratamiento primario, va ingresando

al lecho de manera intermitente a través de cargas con una gran cantidad de agua. Cada carga pasa por una tubería perforada para conseguir una buena distribución en el lecho donde se encuentran también las macrófitas emergentes. El agua va descendiendo y filtrándose por el medio filtrante, para finalmente ser recolectada en el fondo. Entre cada carga de agua, los poros del medio se vuelven a llenar de oxígeno manteniendo los procesos microbianos aeróbicos (Dotro, G. et al., 2017). Este tipo de humedales en general se componen de dos o mas etapas en serie (García, J. y Corzo, A., 2008).

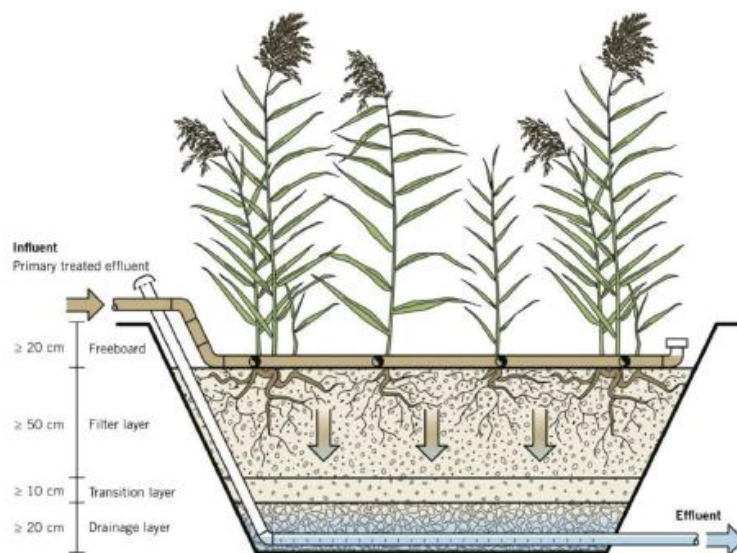


Figura 13: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial vertical. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).

La presurización del agua suele hacerse mediante bombas o aprovechando diferencias de cotas para instalar sistemas de presión pasiva (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

El medio granular, sirve para el crecimiento de la biopelícula y es el medio donde se arraigan las plantas y se filtra el agua (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018), debe tener una profundidad de entre 0,5 y 0,8 m y debe ser heterogéneo, ya que cuenta con tres capas horizontales con diferentes granulometrías, la primera capa es de arena gruesa, la segunda de grava y la del fondo de grava gruesa (García, J. y Corzo, A., 2008).

4.4.2.2.3. Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical francés

Según Dotro, G. et al., (2017) los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical con sistema francés (HAFSSVF) son sistemas simplificados, que no requieren de tratamiento primario ni de tratamiento de lodos, ya que se realiza el tratamiento en un

solo paso. Consta de dos etapas, cada etapa contiene celdas operadas alternativamente. La primera etapa se encarga de tratar los lodos y eliminar parcialmente materia orgánica y nitrógeno. En la segunda etapa, se elimina la materia orgánica y se nitrifica. Con respecto a la capa que se va depositando en la superficie del filtro, denominada capa de depósito se debe remover cuando alcanza una profundidad aproximada de 20 cm, esto es cada 10 a 15 años.

En esta capa el lodo se va acumulando y mineralizando, después de 1 o 2 años de operación, esta capa logra que el humedal alcance rendimientos óptimos de tratamiento, ya que la capa aumenta el TRH y favorece la formación de diversos microorganismos (Paing, J., 2015).

En la Figura 14 se muestra un esquema de los HAFSsVF, donde se puede ver que el sistema comienza con el cribado del agua residual, para impedir que ingresen grandes residuos sólidos, luego viene la primera etapa que se divide en tres filtros (o celdas) paralelos que son alimentados con agua residual cribada y luego la segunda etapa se divide en dos filtros.

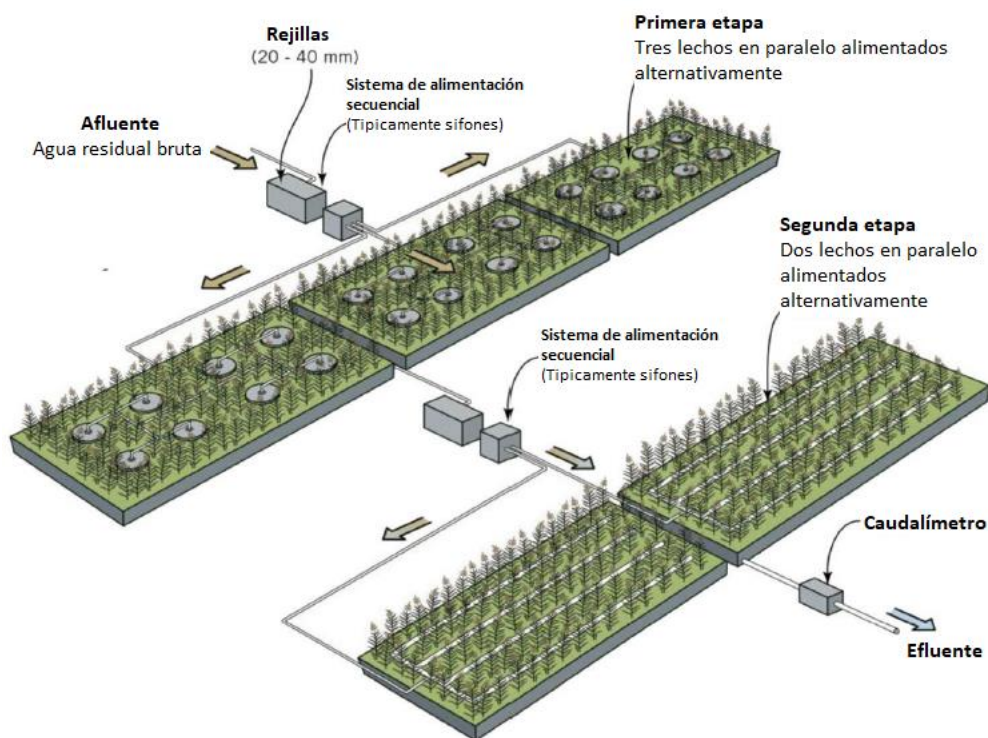


Figura 14: Esquema de un humedal de flujo subsuperficial vertical con sistema francés. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).

Un componente crítico muy importante a considerar, recomendado por Dotro, G. et al., (2017), es que se utilicen plantas del tipo Phragmites, aunque ya se ha probado con

otras plantas de manera exitosa, pero estas plantas lo que provocan es que al moverse con el viento permiten que en la capa depósito de materia orgánica se formen grietas o aberturas, lo que permitirá a su vez mantener la capacidad de infiltración del filtro.

En cuanto a la dosificación del agua, tal como se muestra en la Figura 15, en la primera etapa se realiza durante 3,5 días y se da un descanso de 7 días, para la segunda etapa se alimenta durante 3,5 días y se deja descansar por 3,5 días, esta dosificación se realiza estratégicamente de manera alterna, es decir, mientras se alimenta un filtro los demás están en descanso. Esta estrategia ayudará a controlar el crecimiento de la biopelícula que se adhiere al medio filtrante, ayudará a mantener las condiciones aeróbicas y a degradar la materia orgánica.

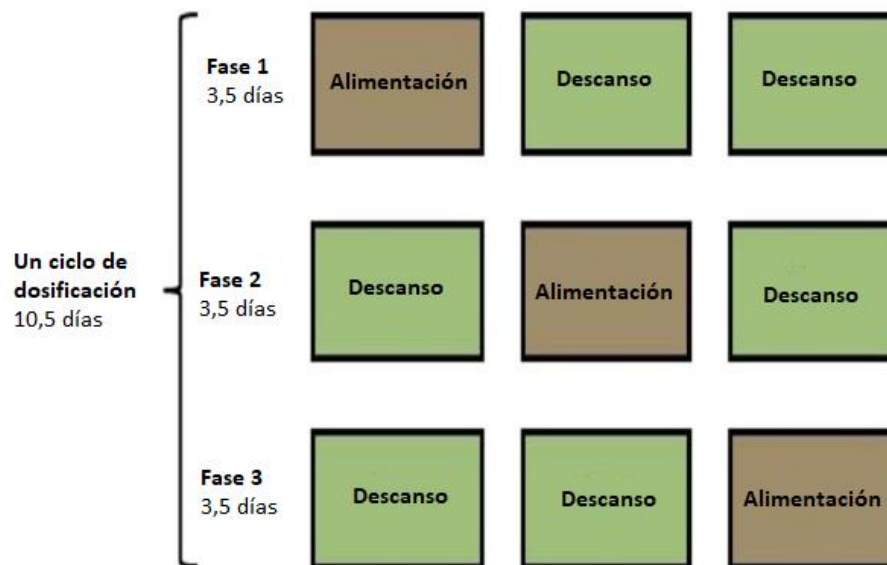


Figura 15: Esquema del funcionamiento de la primera etapa del sistema francés, con tres lechos alternando los periodos de alimentación y descanso durante un ciclo completo. (Fuente: Dotro, G. et al., 2017).

4.4.3. Tipo de vegetación utilizada en los humedales artificiales

En los humedales naturales se pueden encontrar abundante y variada vegetación acuática. En los cuerpos de agua dulce continentales se encuentran principalmente dos tipos de vegetación pertenecientes a dos grupos taxonómicos distintos, estos son: las algas y macrófitas (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Las macrofitas habitan permanentemente en ambientes inundados, sumergidas o emergentes en lagos, lagunas, ríos, arroyos o estuarios. Las macrófitas pueden

clasificarse como flotantes libres, sumergidas o arraigadas con hojas flotantes, y emergentes (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018), tal como se muestra en la Figura 16.

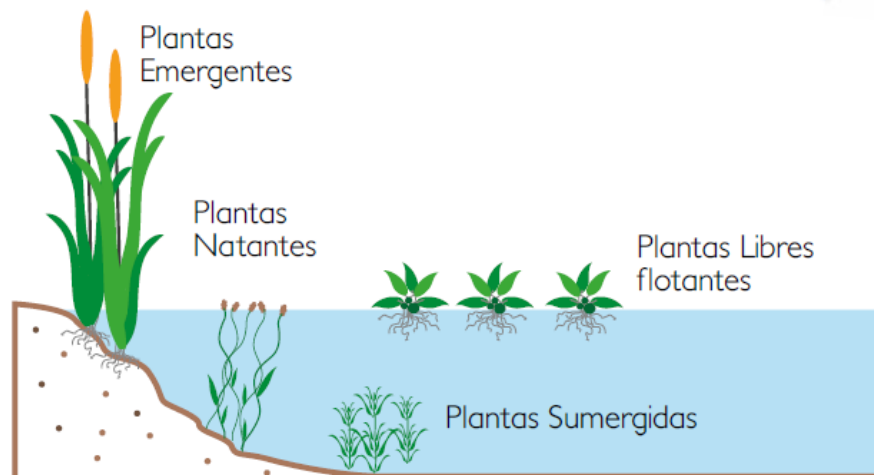


Figura 16: Clasificación de las macrófitas. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

Lo que coincide con lo indicado por Kadlec, R. y Wallace, S. (2009), que existen cuatro tipos de macrófitas acuáticas las cuales se definen a continuación:

- **Macrófitas emergentes:** Son plantas que crecen en suelos saturados o sumergidos en agua desde donde el nivel freático está aproximadamente a 0,5 m por debajo de la superficie del suelo hasta donde el sedimento está cubierto con aproximadamente 1,5 m de agua. En la Figura 17 se muestran tres ejemplos de estas.

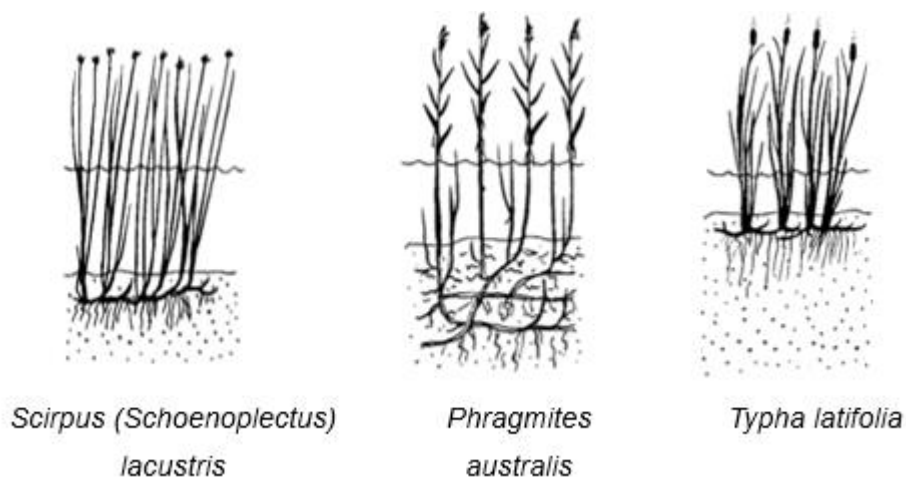


Figura 17: Ejemplos de macrófitas emergentes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009)

- **Macrófitas de hojas flotantes:** son plantas que tienen las raíces en sedimentos sumergidos a profundidades de agua de aproximadamente 0,5 a 3 m y poseen

hojas flotantes o ligeramente aéreas. En la Figura 18 se muestran tres ejemplos de estas.

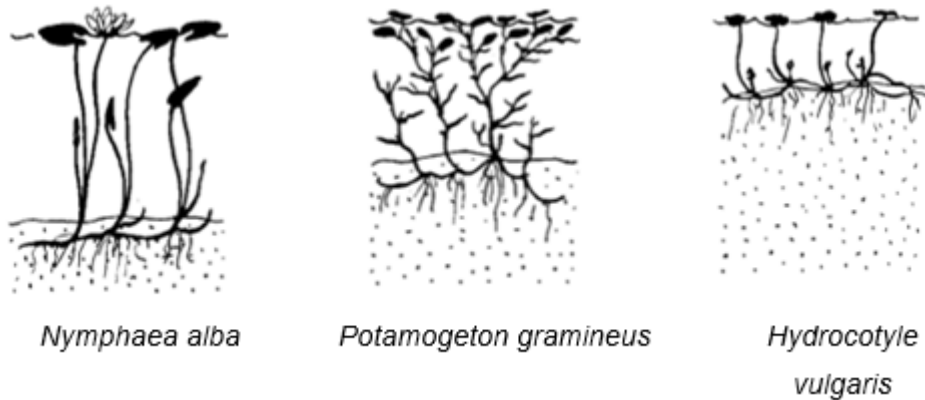


Figura 18: Ejemplos de macrófitas de hojas flotantes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).

- **Macrófitas flotantes:** son plantas que flotan libremente y que no tienen raíces en el sustrato; flotan libremente sobre o dentro del agua y generalmente están restringidas a áreas protegidas no turbulentas. En la Figura 19 se muestran dos ejemplos de estas.

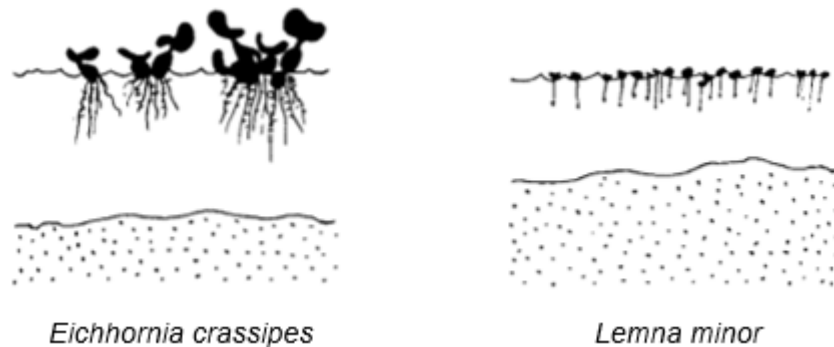


Figura 19: Ejemplos de macrófitas flotantes. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).

- **Macrófitas sumergidas:** son plantas que se encuentran en todas las profundidades dentro de la zona fótica. Las angiospermas vasculares se encuentran solo a unos 10 m (1 atm de presión hidrostática) de profundidad del agua y las macroalgas no vasculares ocurren en el límite inferior de la zona fótica (hasta 200 m). En la Figura 20 se muestran dos ejemplos de estas.

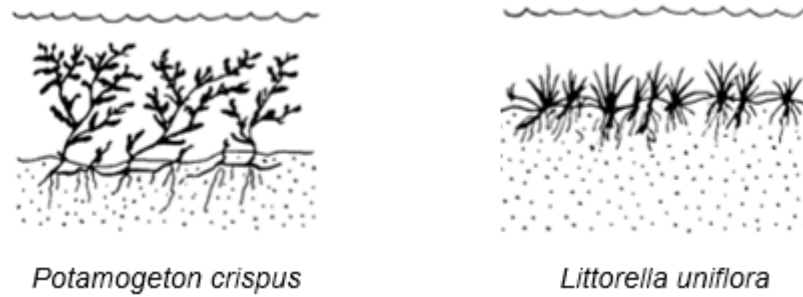


Figura 20: Ejemplos de macrófitas sumergidas. (Fuente: Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).

Su aplicación en los humedales artificiales se debe a que las plantas en general y las macrófitas en particular, tienen la capacidad de formar biopelículas bacterianas asociadas a los rizomas y raíces que son las responsables de la biodegradación, filtración y adsorción de los compuestos que se encuentran en un agua residual a tratar (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018), esta biopelícula crea microambientes aeróbicos donde tienen lugar procesos microbianos que usan el oxígeno, como la degradación aeróbica de la materia orgánica y la nitrificación. Además, las plantas asimilan nutrientes, que, aunque es modesta logran eliminar un 10% de nitrógeno total y un 20% del fósforo total (García, J. y Corzo, A., 2008).

Las especies de las plantas deben ser seleccionadas en base a la flora local, condiciones de sitio, la calidad del agua, diseño de profundidad del agua y consideraciones como biodiversidad y creación de hábitat (Langergraber, G. et al., 2019).

En la Figura 21 se muestra una clasificación del tipo de vegetación a utilizar según el tipo de humedal artificial, la que se verá que depende de la circulación del agua. En general, se puede decir que existen humedales sin medios de soporte (HAFS) y humedales con medios de soporte (HAFSsH y HAFSsV) (Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

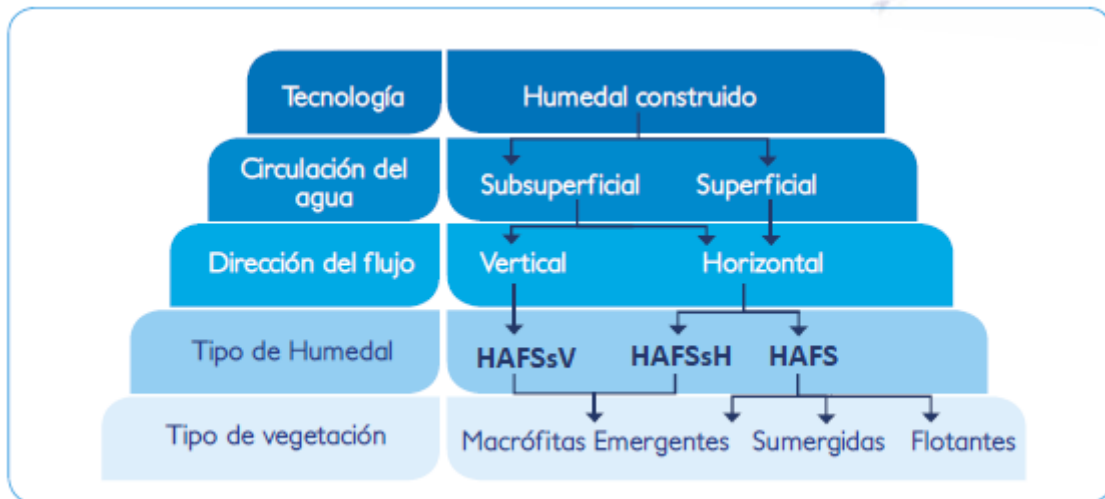


Figura 21: Clasificación del tipo de vegetación aptas para ser utilizadas según cada tipo de humedal artificial. (Fuente: Vidal, G. y Hormazábal, S., 2018).

5. MARCO NORMATIVO REGULATORIO EN MATERIA DE VERTIDO DE RESIDUOS LÍQUIDOS

A continuación, se definen las normativas vigentes en materia de vertidos de aguas residuales a los diferentes cuerpos de agua en Chile y lo mismo se hará con la normativa española que también será tomada como referencia en el presente trabajo.

5.1.1. Normativa aplicable en Chile

En Chile las EDAR empezaron a construirse en los años 90, y no fue hasta el año 2000 que se publicó la primera norma referida al vertido de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales (D. 90/2000), debido a la propagación de enfermedades gastrointestinales (Fundación Chile, 2016).

Según Baeza (2023) las aguas residuales tratadas son reutilizadas principalmente para riego agrícola, industria, minería, recarga artificial de acuíferos, riego de zonas recreacionales y de áreas verdes. En Chile, debido a la escasez hídrica se están evaluando las posibles alternativas en torno a darle una solución a corto plazo mediante la reutilización de aguas servidas tratadas.

A continuación, se realizará un resumen de las principales normas que existen en torno a la regulación del vertido de aguas residuales tratadas, considerando exclusivamente los parámetros que son críticos en el tratamiento de las aguas servidas domésticas, es decir, la DQO, DBO₅, Sólidos suspendidos, Nitrógeno total y Fósforo total.

Dentro de la normativa chilena, existen tres regulaciones referidas al tema de las aguas residuales:

1. Decreto 90 promulgado el 30 de mayo del 2000

Estable norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales.

En la Tabla 6 se muestran los límites máximos permitidos para el vertido de residuos líquidos.

Tabla 6: Límites máximos permitidos para la descarga de residuos líquidos a cuerpos de agua fluviales establecidos en la norma chilena (D. 90/2000)

Contaminantes	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Aguas fluviales</i>	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Aguas lacustres</i>	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Aguas marinas dentro de la zona de protección litoral</i>	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Aguas marinas fuera de la zona de protección litoral</i>
DQO	-	-	-	-
DBO5	35	35	60	-
Nitrógeno Total	50	10	50	-
Fósforo Total	10	2	5	-
Sólidos Suspendidos Totales	80	80	100	300

2. Norma chilena oficial 1.333 aprobada el año 1978

Su última modificación fue el año 1987. Esta norma fija un criterio de calidad del agua de acuerdo a requerimiento científicos referidos a aspectos físicos, químicos y biológicos, según el uso determinado. En este caso nos enfocaremos al uso para riego, por lo que en la Tabla 7 se muestra un listado de elementos químicos y sus respectivas limitaciones:

Tabla 7: Concentraciones máximas de elementos químicos en agua para riego según la NCh 1333

Elemento	Unidad	Límite máximo
Aluminio (Al)	mg/l	5,00
Arsénico (As)	mg/l	0,10
Bario (Ba)	mg/l	4,00
Berilio (Be)	mg/l	0,10
Boro (B)	mg/l	0,75
Cadmio (Cd)	mg/l	0,010
Cianuro (CN)	mg/l	0,20
Cloruro (Cl)	mg/l	200,00
Cobalto (Co)	mg/l	0,050
Cobre (Cu)	mg/l	0,20
Cromo (Cr)	mg/l	0,10
Fluoruro (F)	mg/l	1,00
Hierro (Fe)	mg/l	5,00
Litio (Li)	mg/l	2,50
Litio (cítricos) (Li)	mg/l	0,075
Manganeso (Mn)	mg/l	0,20
Mercurio (Hg)	mg/l	0,001
Molibdeno (Mo)	mg/l	0,010
Níquel (Ni)	mg/l	0,20
Plata (Ag)	mg/l	0,20
Plomo (Pb)	mg/l	5,00
Selenio (Se)	mg/l	0,020
Sodio porcentual (Na)	%	35,00
Sulfato (So ₄ =)	mg/l	250,00
Vanadio (V)	mg/l	0,10
Zinc (Zn)	mg/l	2,00

Como se puede apreciar ninguno de los parámetros que menciona la tabla anterior, incluye los parámetros que mencionamos anteriormente como críticos para el tratamiento de agua residuales.

3. Decreto supremo 46 promulgado el 8 de marzo de 2002.

Estable norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas y como se aprecia en la Tabla 8 de los contaminantes que son críticos en el tratamiento de aguas residuales solo se refiere al nitrógeno total.

Tabla 8: Límites máximos permitidos para la descarga de residuos líquidos a cuerpos de agua subterráneas establecidos en la norma chilena (D.S. 46/2002)

Contaminantes	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Acuíferos con vulnerabilidad media</i>	Límite Máximo Permitido (mg/l) <i>Acuíferos con vulnerabilidad media</i>
DQO	-	-
DBO5	-	-
Nitrógeno Total	10	15
Fósforo Total	-	-
Sólidos Suspendidos Totales	-	-

5.1.2. Normativa aplicable en España

La Directiva 91/271/CEE que trata sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, fue promulgada en 1991 debido a la necesidad de proteger el medio ambiente de los graves episodios de contaminación de aguas que se daba en los territorios de los diferentes miembros de la Unión Europea (UE).

Dicha directiva tiene por objeto, como se mencionó anteriormente, proteger el medio ambiente en la UE de las repercusiones negativas que producen las aguas residuales urbanas (por ejemplo, la eutrofización).

En la Tabla 9 se muestra un resumen de los límites máximo permitidos de vertidos de aguas residuales urbanas.

Tabla 9: Límites máximos permitidos para los vertidos procedentes de instalaciones de depuración de aguas residual urbanas establecidos en la norma española.

Contaminantes	Límite Máximo Permitido (mg/l) Directiva 91/271/CEE
DQO	125
DBO5	25
Nitrógeno total	15
Fósforo total	2
Sólidos suspendidos total	35

Por lo anterior, independiente de cuál sea el destino del efluente del humedal que se diseñe en el presente trabajo, las comparaciones de resultados obtenidos y los límites máximos permitidos que se utilizarán serán los que se mencionan en el Decreto 90/2000 (norma chilena) para aguas fluviales y Directiva 91/271/CEE (norma española).

6. DATOS DE PARTIDA

6.1. Ubicación geográfica

El pueblo San Pedro de Atacama se encuentra ubicado en la comuna de su mismo nombre San Pedro de Atacama, Provincia de El Loa, Región de Antofagasta, en el norte grande de Chile. Se encuentra a 2.436 metros sobre el nivel del mar en medio del Desierto de Atacama. Ocupa un rango latitudinal aproximado desde los 22°22'35,455" a los 24°19'46,175" de latitud sur y longitudinalmente desde aproximadamente los 68°41'48,522" a los 67°0'3,992" de longitud oeste. La comuna de San Pedro de Atacama posee una superficie de 23.438,8 km² y solo 4,1 km² de su territorio es considerado zona urbana, lo que se traduce en un 0,01% del suelo (Municipalidad de San Pedro de Atacama, 2017).

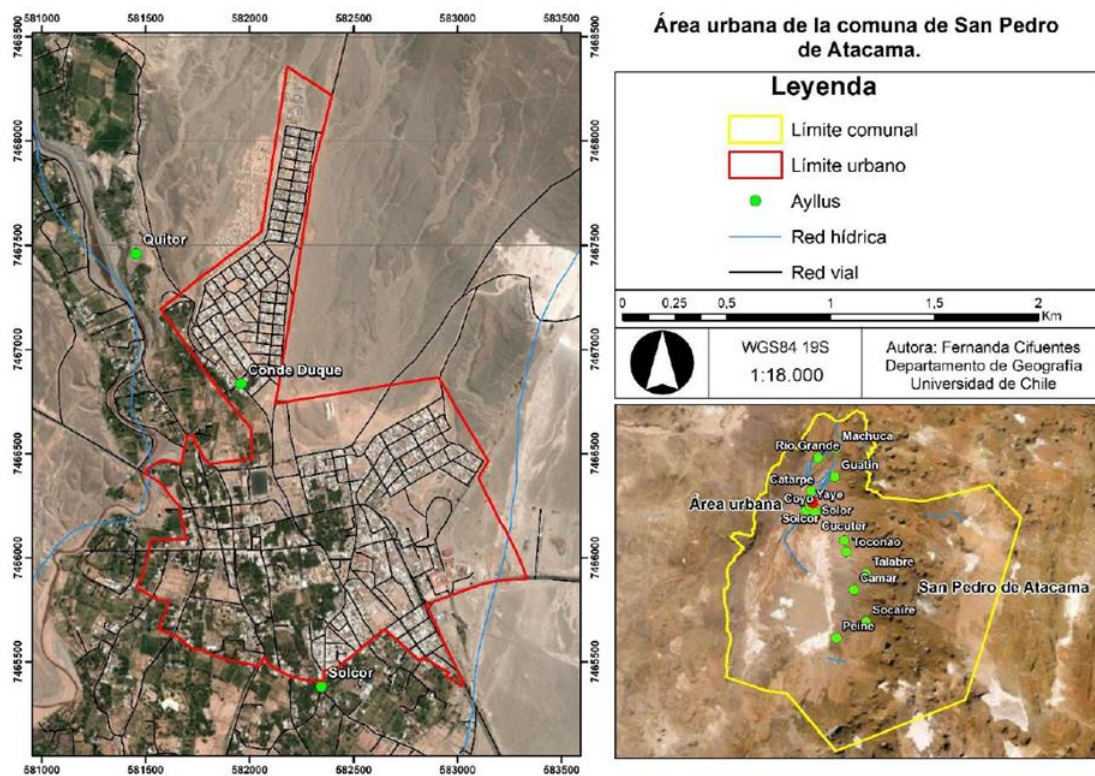


Figura 22: Área urbana de San Pedro de Atacama. (Fuente: Cifuentes, 2021).

La Figura 22 muestra el área urbana de San Pedro de Atacama, cuyo limite urbano se encuentra descrito en la cartografía oficial del Censo 2017. La comuna de San Pedro de Atacama se compone de dos cuencas hidrográficas, la del Salar de Atacama y la de Alta Puna, las cuales conforman un sistema geomorfológico junto con los cordones montañosos de la Cordillera de la Sal, Cordillera de Domeyko y la Cordillera de Los Andes (Cifuentes, 2021)

6.2. Actividades económicas

Hasta el siglo XX el pueblo tenía como actividad predominante la producción agroganadera, pero por diferentes circunstancias históricas, según comenta Leiva, A. (2020) ha sido desplazada por el turismo.

Según indica el “Diagnostico comunal de Seguridad Pública” del año 2020, en la comuna, hasta el año 2019 existen 980 empresa, cuyos sub rubros que presentan mayor concentración corresponden a:

- Ventas al por menor (147 empresas)
- Actividades de alojamiento (107 empresas)
- Actividades de transporte por vía terrestre (96 empresas)
- Actividades de viajes y operadores turísticos (94 empresas)
- Entre otras.

En base a la cantidad de empresas dedicadas al rubro del turismo, y que además son las que mayor empleabilidad entregan a la comuna, se puede decir que la actividad económica más importante en la comuna es el turismo (Municipalidad de San Pedro de Atacama, 2020)

6.3. Climatología

Es importante conocer la climatología del lugar donde se llevará a cabo el humedal artificial. El tratamiento biológico de aguas residuales está muy influenciado por el clima. La temperatura juega un papel decisivo en algunos procesos de tratamiento, especialmente en los de base natural y no mecanizados. Las temperaturas cálidas disminuyen los requisitos de la tierra, mejoran el proceso de conversión, aumentan la eficiencia de eliminación y hacen factible la utilización de algunos procesos de tratamiento (Sperling & Lemos, 2005).

San Pedro de Atacama, se caracteriza por presentar un clima desértico marginal de altura, lo que significa que durante todo el año existe una gran oscilación térmica, lo que se explica debido a que encuentra a una altura sobre los 2.000 m.s.n.m., dando características propias del desierto en altura (CIREN, 2016). El Desierto de Atacama, es el desierto más árido del mundo, sin embargo, durante la época estival se registran frecuentemente precipitaciones de tipo convectivas debido al fenómeno denominado “Invierno Altiplánico” o “Invierno Boliviano” (Vargas, N. y Rojas, N., 2016).

A continuación, se presentan datos de temperatura, precipitaciones y lluvias de San Pedro de Atacama que fueron obtenidos de una web dedicada a datos meteorológicos

con una gran interfaz visual denominada de Weather Spark (WS). WS toma los datos históricos de 2016 a 2023 de la estación meteorológica más cercana, que en este caso se encuentra a 91 kilómetros de San Pedro de Atacama, en el Aeropuerto internacional El Loa y los corrige tomando en cuenta la diferencia de altitud entre la estación y San Pedro de Atacama (Weather Spark, 2023).

6.3.1. Temperatura

La Figura 23 nos muestra las temperaturas promedio máxima y mínima en San Pedro de Atacama, donde se observa que, en la temporada templada, que dura 4,5 meses, se tiene una temperatura máxima promedio de 27°C y mínima de 9°C. En la temporada fresca, que dura 2,6 meses, se tiene una temperatura mínima promedio de 1°C y máxima de 20°C.

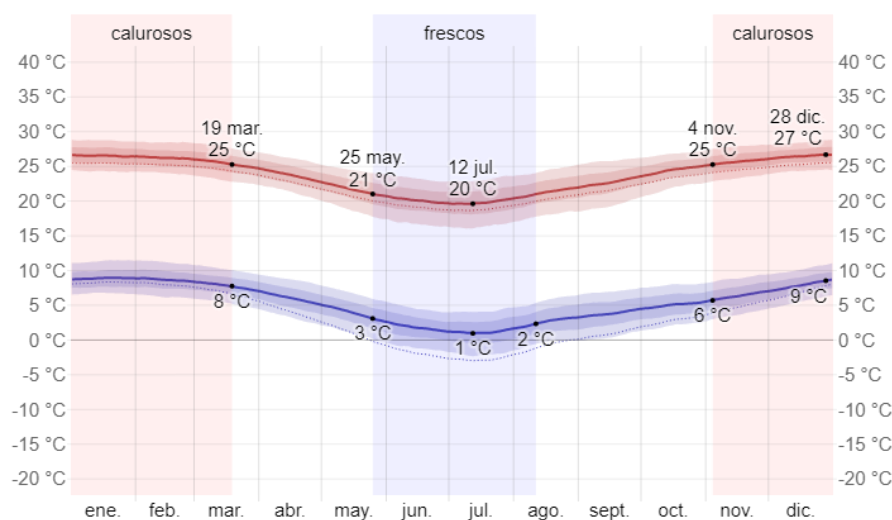


Figura 23: Temperaturas promedio máxima y mínima en San Pedro de Atacama. (Fuente: Weather Spark, 2023).

La temperatura máxima (línea roja) y la temperatura mínima (línea azul) promedio diaria con las bandas de los percentiles 25° a 75°, y 10° a 90°. Las líneas delgadas punteadas son las temperaturas promedio percibidas correspondientes.

Para el diseño de humedal artificial se ha determinado, que, al ser un clima templado, se utilizará una temperatura de 20°C para el agua residual.

6.3.2. Precipitación acumulada

La Figura 24 muestra la precipitación acumulada promedio entre los años 2013 y 2023, donde se puede ver que las precipitaciones se concentran entre diciembre y marzo correspondientes al verano austral, cuando ocurre el fenómeno denominado “Invierno altiplánico” alcanzando un promedio de 22,75 mm/mes en febrero y el resto del año se mantiene entre 0 y 2,45 mm/mes.

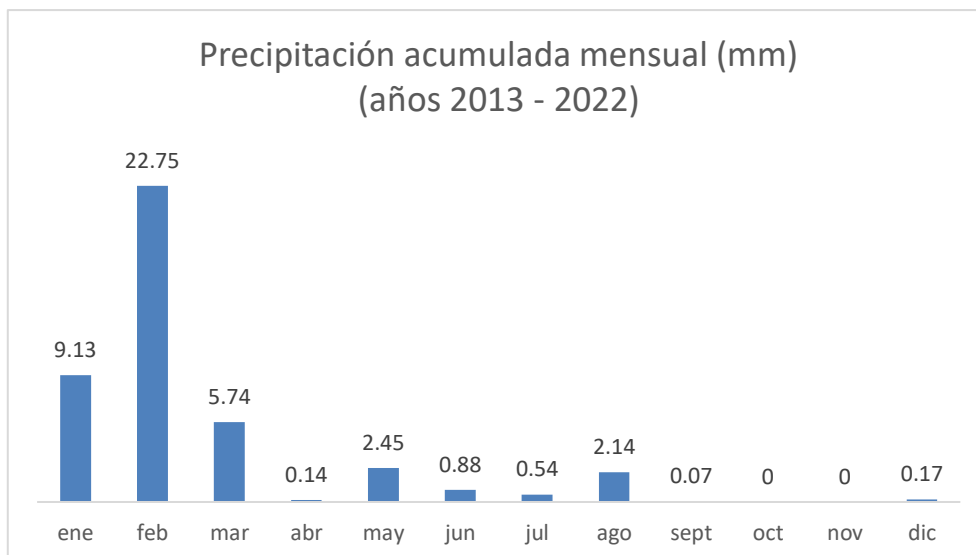


Figura 24: Precipitación acumulada promedio mensual en San Pedro de Atacama. (Fuente: elaboración propia con los datos del INIA, 2023).

6.3.3. Lluvias

La Figura 25 muestra la precipitación de lluvia acumulada durante un periodo móvil de 31 días. En verano el promedio de lluvia permanece constante en aproximadamente 3 milímetros y rara vez excede los 21 milímetros y en otoño permanece en aproximadamente 2 milímetros, y rara vez excede 14 milímetros.

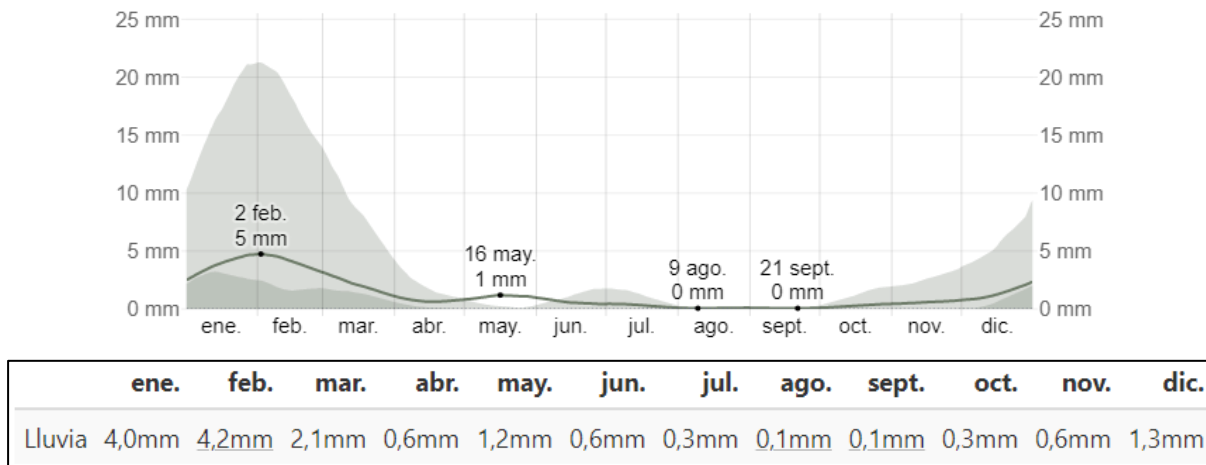


Figura 25: Promedio mensual de lluvia en San Pedro de Atacama. (Weather Spark, 2023).

6.3.4. Evapotranspiración

Es importante conocer la evapotranspiración, ya que, en área áridas, la evapotranspiración podría llevar a pérdidas de agua y concentración de constituyentes en el efluente (Langergraber, G. et al, 2020).

Los datos de la evapotranspiración de San Pedro de Atacama se han obtenido de la web del Instituto de Investigaciones Agropecuarias de Chile (INIA, 2023). En la Figura

26 se puede ver que la evapotranspiración oscila entre 60 y 180 mm aproximadamente:

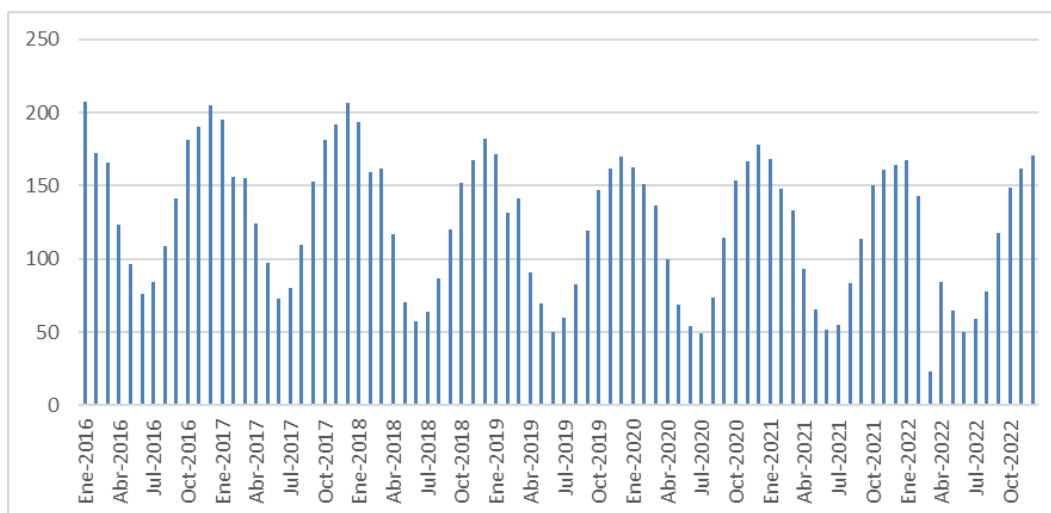


Figura 26: Evapotranspiración promedio mensual en milímetros en San Pedro de Atacama entre 2016 y 2022. (Fuente: elaboración propia con los datos del INIA, 2023),

6.4. Redes de alcantarillado y EDAR actual

Existen diferentes tipos de sistemas de alcantarillado, los cuales se clasifican según la forma en que captan y conducen las aguas residuales y pluviales. A continuación, se describen dos tipos de sistemas de alcantarillado más comunes:

- Redes unitarias: son aquellas redes formadas por un único conducto para la evacuación de los distintos tipos de aguas (domésticas, industriales y pluviales).
- Redes separativas: son aquellas redes que cuentan con dos conductos independientes, uno para la evacuación de aguas residuales y otro para la evacuación de aguas pluviales.

Cada tipo de sistema de alcantarillado tiene sus ventajas y desventajas, y su elección dependerá de las características de la zona donde se va a instalar y de las necesidades de la población. Es importante destacar que los sistemas de alcantarillado son fundamentales para mantener el agua contaminada lejos de la población y evitar enfermedades.

En el pueblo de San Pedro de Atacama se tiene el tipo de redes unitarias, es decir se mezclan las aguas residuales y las aguas pluviales.

En la Figura 27 se muestran redes de agua residuales que se encuentran en el pueblo de San Pedro de Atacama (líneas azules), hasta llegar a la actual EDAR que está marcada en color amarillo al lado izquierdo de la figura.

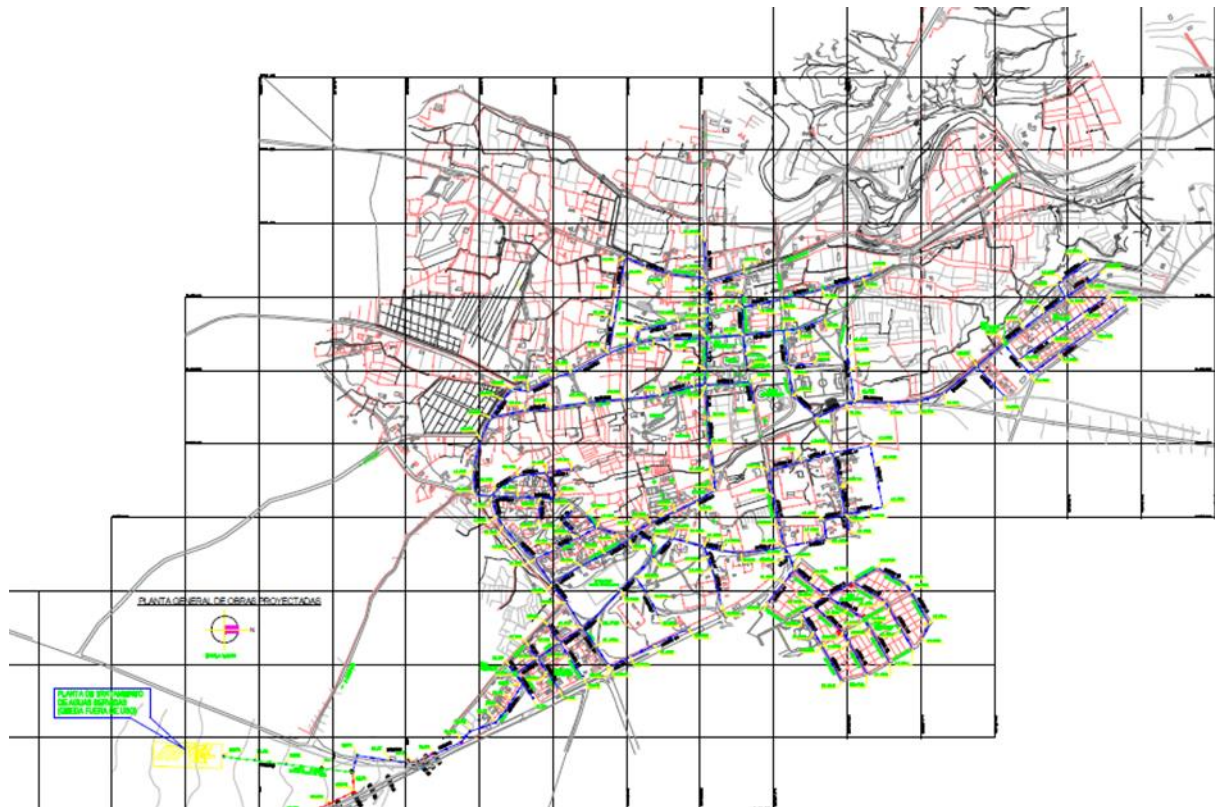


Figura 27: Redes de alcantarillado de San Pedro de Atacama. Fuente: Declaración de impacto ambiental para el mejoramiento sistema de alcantarillado de aguas servidas. (Fuente: SEIA, 2023)

La EDAR actual está diseñada por un caudal de entrada de entre 10 y 12 l/s, cuenta con un sistema de tratamiento de aireación extendida en su modalidad Lodos Activados y este sistema se implementó utilizando los mismos equipos y/o recursos que ya se tenían en el año 2007.

A continuación, se mencionan los elementos con los que cuenta la EDAR actual y en la Figura 28 se muestra un plano y fotografías tomadas por la autoridad sanitaria durante una fiscalización:

- Cámara de rejas para retención de material grueso
- Sistema de medición y registro de caudal de afluente
- Ecuador para mantener un flujo constante de afluente que ingresa al tratamiento secundario

- Filtro rotatorio para extraer solidos pequeños
- 3 reactores biológicos
- 3 sedimentadores (cuadrados)
- 3 digestores donde llega el lodo para su maduración
- Sistema desinfección mediante canal de cloración
- Floculación/canchas de secado deshidratación en filtro de prensa
- Disposición final de las aguas en piscinas aledañas a la planta



Figura 28: Plano y fotografías de la EDAR actual. (Fuente: SNIFA, 2023)

De acuerdo a lo señalado por la empresa que opera la EDAR actual, esta funciona de la siguiente manera:

1. El agua residual llega a un ecualizador que tiene la función de mantener el flujo constante del caudal que al tratamiento secundario.
2. Existente 3 reactores biológicos. Los reactores 1 y 2 se encuentran conectados y el 3 funciona de manera independiente.

3. Luego el flujo es conducido a los sedimentadores, existen 3 sedimentadores rectangulares según las imágenes (uno para cada reactor), para la separación líquido-sólido.
4. Desde los sedimentadores se llevan los lodos hasta el digestor para su maduración
5. El agua se lleva al canal de cloración para la desinfección
6. Una vez madurados los lodos, son llevados al estanque de floculación y posteriormente a las canchas de secado y/o filtro de prensa, dependiendo de la cantidad de lodos, se puede usar uno o ambos al mismo tiempo.
7. Finalmente, los lodos son llevados al sector de acumulación de lodos para su disposición final y el agua tratada es descargada en las piscinas de infiltración, las que se pueden apreciar en la Figura 29 y Figura 30.



Figura 29: Fotografía de una de las piscinas de infiltración de la EDAR actual. (Fuente: SNIFA, 2023).

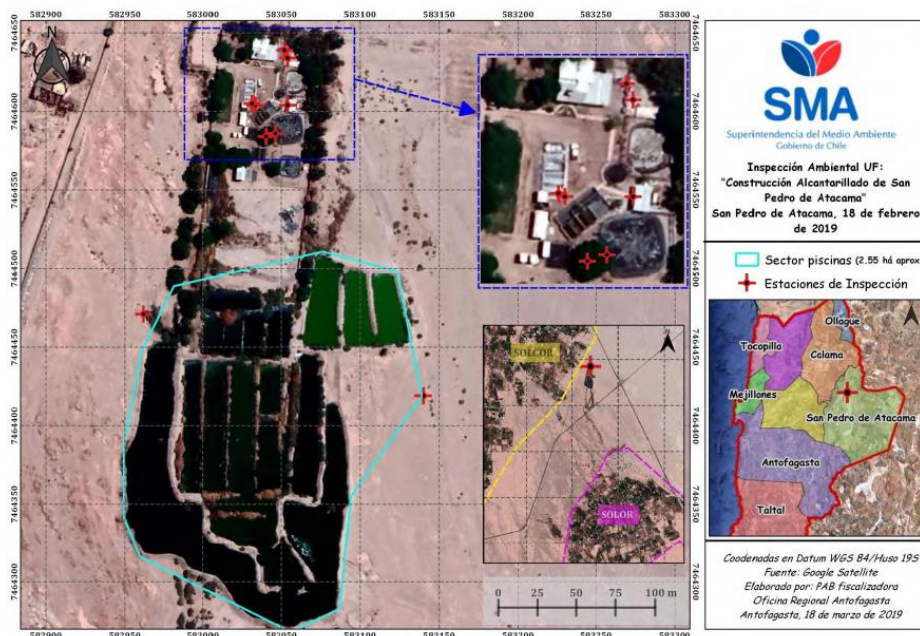


Figura 30: Imagen satelital de la actual EDAR. (Fuente: SNIFA, 2023)

6.5. Población de diseño

Según el Censo 2017 llevado a cabo por el Instituto Nacional de Estadísticas de Chile (en adelante INE) la población del país fue de 17.574.003 habitantes, que representa un aumento de un 16,3% respecto al censo del año 2002.

Con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama la población aumentó entre el 2002 y el 2017 en un 121,29% pasando de 4.969 habitantes a tener 10.996 habitantes y un 50,24% corresponde a población urbana, es decir, aproximadamente 5.524 habitantes.

De acuerdo al Banco Mundial, la población en Chile ha aumentado de 8,13 millones a 19,49 millones, lo que se traduce en un aumento del 139,7% en 61 años, tal como se muestra en la Figura 31.

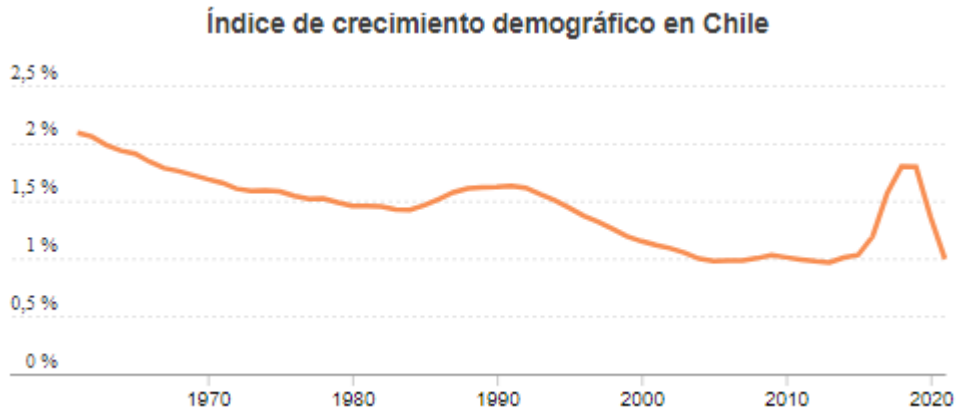


Figura 31: Evolución del índice de crecimiento demográfico en Chile. (Fuente: Banco mundial, 2023)

Sin embargo, de acuerdo a las proyecciones del Instituto Nacional de Estadística de Chile (en adelante INE) en los últimos años ha disminuido el índice de crecimiento demográfico, y se espera que sea menor a cero para el año 2035.

Para la población proyectada del diseño se consideran los datos de tasa de crecimiento indicados por el Banco Mundial, y para estimar la población al 2043 se considera el último dato de 0,9%

El humedal artificial será diseñado para una vida útil de 20 años, por lo tanto, se proyectó la población prevista para 20 años, para lo cual se utilizó el método geométrico:

$$P_f = (P_i * (1 + r))^n \quad (1)$$

Siendo,

P_f : Población futura

P_i : Población inicial

r : Tasa de crecimiento anual geométrico medio anual

n : años de proyección

Considerando que los datos censales son del año 2017 hacemos una estimación de 26 años para que el resultado sea de una población futura para el año 2043, es decir 20 años de vida útil desde el año 2023.

Con estos datos nos da una población futura (para el año 2043) de 7.157,27 habitantes, sin embargo, este valor no considera la población flotante, por lo tanto, debemos estimar la población flotante, tomando el caudal máximo registrado en la actual EDAR de 23 l/s y multiplicándola por la dotación estimada en 180 l/día hab

obtenemos un total de 11.040 habitantes, por lo tanto 5.500 corresponde a población flotante que sumada a la población futura nos da un total de 12.657 habitantes.

Además, es importante conocer los habitantes equivalentes, que, en términos generales, se utiliza para representar la población equivalente de un área o sistema, y se refiere al número de personas que un sistema de tratamiento de aguas residuales puede servir o manejar de manera efectiva. Según el Real Decreto Ley 11/1995 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas en España, 1 habitante equivalente (hab – eq) es la carga orgánica biodegradable con una demanda bioquímica de oxígeno de cinco días (DBO₅), de 60 gr de oxígeno por día.

Los habitantes equivalentes, se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$h. e. = \frac{Q_{med,d} * DBO_5}{60g DBO_5/d} \quad (2)$$

Siendo,

h.e.: Habitantes equivalentes, (hab – eq)

Q_{med,d}: Caudal medio diario, (m³/d)

$$h. e. = \frac{2.278,26 * 375}{60}$$

$$h. e. = 14.240 \text{ hab} - \text{eq}$$

6.6. Cálculo de caudales

Es importante definir correctamente los caudales para el diseño de todas las etapas del tratamiento (Hernández, C. y Martín, M. 2023), por lo que a continuación se determinará los caudales de agua residual urbana que entra a la EDAR mediante las fórmulas de la guía de García, J. y Corzo, A. (2008).

6.6.1. Caudal medio diario

$$Q_{med,d} = \frac{Población * dotación}{1000} \quad (3)$$

Siendo,

Q_{med,d}: Caudal medio diario, (m³/día)

$$Q_{med,d} = \frac{12.657 \text{ hab} * 180 \frac{l}{\text{hab} \cdot d}}{1000} = 2.278,26 \frac{m^3}{d}$$

6.6.2. Caudal medio horario

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24} \quad (4)$$

Siendo,

$Q_{med,h}$: Caudal medio hora, ($m^3/día$)

$$Q_{med,h} = 2.278,26 \frac{m^3}{d} * \frac{1d}{24h} = 94,93 \frac{m^3}{h}$$

6.6.3. Caudal punta horario

Para obtener un caudal punta horario más preciso se puede calcular multiplicando el caudal medio horario por un factor punta, el cual se calcula mediante la siguiente ecuación empírica:

$$F = 1,15 + \frac{2,575}{Q_{med,h}^{1/4}} \quad (5)$$

Siendo,

F: Factor punta, (adimensional)

$$F = 1,15 + \frac{2,575}{94,93^{1/4}}$$

$$F = 1,97$$

Ahora el caudal punta horario se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{punta,h} = Q_{med,h} * F \quad (6)$$

Siendo,

$Q_{punta,h}$: Caudal punto horario de agua residual, (m^3/h)

$$Q_{punta,h} = 94,93 \frac{m^3}{h} * 1,97 = 187,48 \frac{m^3}{h}$$

6.6.4. Caudal punta diario

El caudal punta diario se obtiene multiplicando el caudal medio horario por el coeficiente punta diario elegido por quien diseñe el tratamiento, el cual debe estar dentro del rango de 1,2 a 2,0. Por lo que, seleccionamos el valor recomendado por García, J. y Corzo, A. (2008) de 1,7

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} * C_{pd} \quad (7)$$

Siendo,

$Q_{punta,d}$: Caudal punta diario de agua residual, ($m^3/día$)

C_{pd} : Coeficiente punta diario, (adimensional)

$$Q_{punta,d} = 2.278,26 \frac{m^3}{d} * 1,7 = 3.873,04 \frac{m^3}{d}$$

Finalmente, una vez calculados todos los caudales, a continuación, en la Tabla 10 se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 10: Resumen de resultados obtenidos de los cálculos de caudales. (Fuente: elaboración propia)

Resultado de los caudales	
$Q_{med,d}$	2.278,26 m^3/d
$Q_{med,h}$	94,93 m^3/h
$Q_{punta,h}$	187,48 m^3/h
$Q_{punta,d}$	3.873,04 m^3/d

6.7. Caracterización del agua residual afluyente

La caracterización del agua residual se obtuvo mediante una analítica real, cuya medición se realizó en el afluyente de la EDAR actual (ver Anexo 2). Sin embargo, de los datos disponibles no se contaba con la DQO, por lo que se procederá a calcularla utilizando los valores de emisión másica unitaria tabulados (o VEMU) mencionado por García, J. y Corzo, A. (2008), quienes dicen que cuando no se dispone de datos o estos no son representativos, se pueden utilizar los VEMU. En la Tabla 11 se muestran los VEMU correspondiente a cada parámetro. Recordemos que solo determinaremos así al parámetro de DQO.

Tabla 11: Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) (García, J. y Corzo, A., 2008).

Parámetro	Concentración (mg/l)	VEMU (g/hab-día)
DQO	600	85
DBO ₅	280	40
Nitrógeno total	50	7,5
Fósforo total	12	1,7
Sólidos suspendidos totales	200	30

Como se cuenta con el dato de la DBO₅, se realiza el cálculo mediante una regla de tres para que la DQO esté relacionada a los datos existentes.

A continuación, se detalla el cálculo de la concentración de la Demanda Química de Oxígeno (DQO):

$$C_{DQO} = \frac{VEMU_{DQO} * DBO_5_{real}}{VEMU_{DBO_5}} \quad (8)$$

$$C_{DQO} = \frac{85 \frac{g}{hab \cdot d} * 375 \text{ mg/l}}{40 \frac{g}{hab \cdot d}} = 796,88 \text{ mg DQO/l}$$

En la Tabla 12 se presentan las concentraciones de los principales contaminantes presentes en la entrada de la EDAR:

Tabla 12: Concentraciones de contaminantes del agua de entrada al sistema de tratamiento.

Parámetro	Concentración en el afluente (mg/l)	Límites máximo permisibles de vertido según la normativa vigente chilena (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según la normativa vigente española (mg/l)
DQO	796,88	-	125
DBO ₅	375	35	25
Nitrógeno total	65,9	50	15
Fósforo total	30,9	10	2
Sólidos suspendidos totales	236	80	35

Finalmente, se obtiene el índice de biodegradabilidad de la materia orgánica, a partir de la relación entre DBO₅ y DQO, y según el resultado que se obtenga se sabrá el nivel de biodegradación que tiene el agua afluyente de acuerdo a la Tabla 13.

Tabla 13: Ratios típicos de índices de biodegradabilidad del agua. (Henze et. al.,2008).

Ratio	Fuerte	Media	Débil
DQO/DBO ₅	2,5 – 3,5	2,0 – 2,5	1,5 – 2,0

Para el cálculo utilizaremos la siguiente expresión:

$$\text{Índice de biodegradabilidad} = \frac{DQO}{DBO_5} \quad (9)$$

$$\text{Índice de biodegradabilidad} = \frac{796,88}{375}$$

$$\text{Índice de biodegradabilidad} = 2,1$$

El resultado obtenido de 2,1 lo que indica que el agua del afluyente es fuertemente biodegradable, por lo que es factible emplear un humedal artificial para el tratamiento de dichas aguas.

7. DISEÑO DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN

7.1. Pretratamiento

Para los humedales artificiales, ya sean horizontal, vertical y vertical francés es necesario poner un pretratamiento que elimine elementos grandes y pesados, arenas y grasas, para evitar problemas de obstrucción en los siguientes procesos de depuración. A continuación, se dimensionan las etapas que conforman el pretratamiento.

7.1.1. Enrejados

Para el diseño del enrejado se consideró la instalación de una reja de gruesos y una reja de finos, ambas en el mismo canal de desbaste y con un canal suplementario equipado con una reja manual de las mismas características para utilizarlas en caso de avería o que se encuentren fuera de servicio por labores de mantenimiento.

Ferrer, J. y Seco, A. (2005) proponen un diseño basado en mantener la velocidad de paso del agua y la pérdida de carga dentro de ciertos límites. En la Tabla 14 se muestran los datos de partida utilizados.

Tabla 14: Parámetros de diseño del enrejado. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Parámetro	Valor	Unidad
Colmatación	30	%
$Q_{med.h}$	94,93	m ³ /h
$Q_{pta.h}$	187,48	m ³ /h
Velocidad de paso real del agua (V) para caudal medio	$0,6 < V < 1$	m/s
Velocidad de paso real del agua (V) para caudal máximo	$V < 1,4$	m/s

Se calcula el área mínima que cumple los criterios de velocidad de paso indicados anteriormente:

Criterio de velocidad: $0,6 < V < 1$ (m/s):

Primero se calcula el área mínima

$$A_{min} = Q_{med.h}/V_{max} \quad (10)$$

$$A_{min} = \frac{94,93}{\frac{3.600}{1}}$$

$$A_{min} = 0,026 \text{ m}^2$$

Luego se calcula el área máxima:

$$A_{max} = Q_{med.h}/V_{min} \quad (11)$$

$$A_{max} = \frac{94,93}{\frac{3.600}{0,6}}$$

$$A_{max} = 0,044 \text{ m}^2$$

Criterio de velocidad: $V < 1,4 \text{ m/s}$

$$A_{min} = Q_{punta.h}/V_{max} \quad (12)$$

$$A_{min} = \frac{187,48}{\frac{3.600}{1,4}}$$

$$A_{min} = 0,037 \text{ m}^2$$

Se escoge el $A_{min}=0,037 \text{ m}^2$ ya que se encuentre entre las áreas máxima y mínima que cumplen con el criterio de velocidad y nos asegura que no sedimentarán los sólidos, con esta área se calcula la menor superficie libre de paso, es decir, sin sólidos retenidos en la reja. Para lo cual se debe dividir el área escogida por 0,7 ya que se ha fijado un 30% de colmatación:

$$A_{libre} = A_{escogida}/0,7 \quad (13)$$

Siendo,

A_{libre} : Superficie libre de paso, (m^2)

$A_{escogida}$: Superficie que cumple con el criterio de velocidad, (m^2)

$$A_{libre} = \frac{0,037}{0,7}$$

$$A_{libre} = 0,053 \text{ m}^2$$

Una vez determinada la superficie libre de paso, se procede a dimensionar la separación entre barrotes, el espesor de los barrotes, el calado del canal y ancho real del canal.

Para esto se consideran los siguientes rangos para cada parámetro de diseño según el tipo de reja:

Tabla 15: Parámetros de diseño para rejas gruesas y rejas finas. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Parámetro	Rejas gruesas	Rejas finas
Espesor barrotes (e)	1 – 2 cm	0,5 – 1 cm
Separación entre barrotes (a)	5 – 15 cm	1,5 – 2 cm

Además, para el canal de desbaste se recomienda un ancho (w) y calado (h) mayor o igual a 0,25 m cada uno y se debe cumplir que la relación entre ambos sea aproximadamente 1.

- Enrejado fino

Se recomienda comenzar el diseño dimensionando el enrejado fino y después el grueso, para definir el ancho y calado del canal de desbaste en base al enrejado fino.

En primer lugar, se elige a: 1,5 cm y e: 1 cm, para asegurar que el espacio, por el que pasará el agua, sea lo suficientemente pequeño para retener los sólidos.

Se fija el calado en 0,30 m y con el área libre calculada se obtiene la longitud de espacios libres (b):

$$b = \frac{A_{libre}}{h} \quad (14)$$

Siendo,

b: longitud de espacios libres, (m)

h: calado, (m)

$$b = \frac{0,053}{0,30}$$

$$b = 0,18 \text{ m}$$

Teniendo b, se puede determinar el número de espacios (n) y el número de barras (n-1):

$$n = \frac{b}{a} \quad (15)$$

Siendo,

n: Número de espacios entre barrotes, (unidad)

a: Separación entre barrotes, (unidad)

$$n = \frac{0,18}{0,015}$$

$$n = 11,81 \approx 12 \text{ espacios}$$

Se obtiene n igual a 11,81 y lo aproximamos a 12 espacios, con esto se calcula el número de barrotes:

$$n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ barrotes}$$

Luego para dimensionar el ancho del canal, se utiliza la siguiente expresión:

$$w = n * a + (n - 1) * e \quad (16)$$

Siendo,

w: ancho del canal, (m)

e: Espesor de barrotes, (m)

$$w = 12 * 0,015 + (12 - 1) * 0,01$$

$$w = 0,29 \text{ m}$$

Se verifica que se cumple con la relación h/w

$$\text{Relación } \frac{h}{w} = \frac{0,30}{0,29} = 1,03 \approx 1$$

CUMPLE

- Enrejado grueso

Una vez que se cumple con la relación se procede a realizar el diseño de las rejas gruesas, desde la base de que el calado y el ancho del canal son 0,30 y 0,29 m respectivamente.

Se escoge a =0,06 m y e=0,015 m, según el rango definido en la Tabla 15 de manera aleatoria y de modo que se cumpla con lo mencionado anteriormente.

Dicho esto, se procede a calcular el número de espacios (n) y el número de barras ($n-1$), mediante la ecuación 17

$$w = n * a + (n - 1) * e \quad (17)$$

Despejando n , queda la siguiente expresión:

$$n = \frac{w + e}{a + e}$$
$$n = \frac{0,29 + 0,015}{0,06 + 0,015}$$

$$n = 4,07 \approx 4 \text{ espacios}$$

Por lo tanto, el número de barrotes será $n-1$:

$$n - 1 = 4,07 - 1 = 3,07 \approx 3 \text{ barrotes}$$

Ahora bien, ya se cuenta con los elementos de diseño principales para el enrejado, sin embargo, tal y como menciona Ferrer, J. y Seco, A. (2005), el diseño no se puede considerar completo si no se considera la manipulación y vertido de los residuos que se generan debido a la retención de sólidos en las rejillas.

En general, la solución para estos sólidos es llevarlo a molienda, digestión anaerobia, incineración y vertido.

Por lo anterior, se deberá estimar la cantidad de residuos recogidos por las rejillas con la ayuda de la Figura 32, la cual permite realizar una estimación de la cantidad de residuos recogidos en una rejilla de limpieza mecánica.

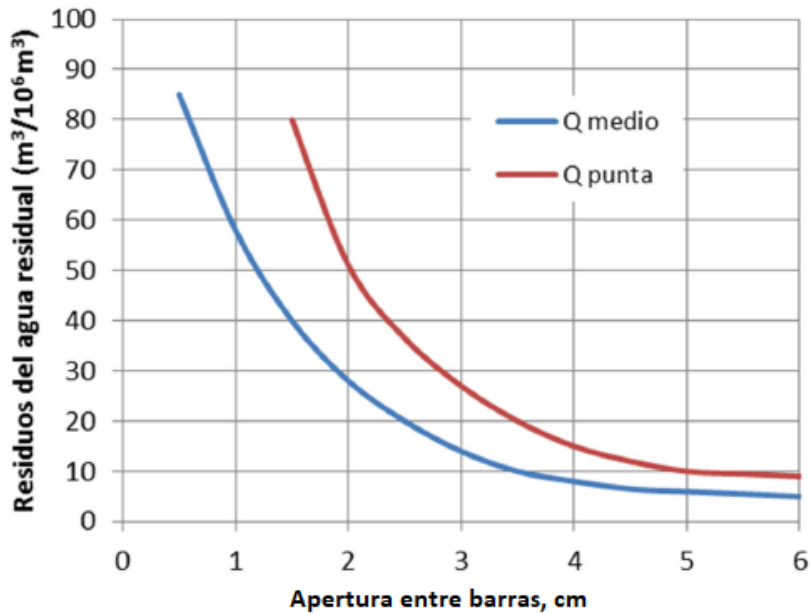


Figura 32: Cantidad de residuos obtenidos por rejas de barras de limpieza mecánica. (Fuente: Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Para rejas gruesa, sabiendo que la apertura entre barras es de 6 cm, nos da aproximadamente $4 \text{ m}^3/10^6\text{m}^3$, y con la siguiente expresión se obtienen los sólidos recogidos en las rejas gruesas:

$$Sól_{(RG)} = \frac{4l}{10^3\text{m}^3} * 2.278,26 \frac{\text{m}^3}{d}$$

$$Sól_{(RG)} = 9,11 \frac{l}{d}$$

Luego para conocer los residuos recogidos en las rejas finas, primero calculan los sólidos totales, sabiendo que la apertura entre barras de las rejas finas es de 1,5 cm, nos da aproximadamente $40 \text{ m}^3/10^6\text{m}^3$, y con la siguiente expresión se obtienen los sólidos recogidos totales:

$$Sól_{(T)} = \frac{40l}{10^3\text{m}^3} * 2.278,26 \frac{\text{m}^3}{d}$$

$$Sól_{(T)} = 91,13 \frac{l}{d}$$

Finalmente, calculamos la diferencia entre ambos y se obtienen los sólidos recogidos por las rejas finas:

$$Sól_{(RF)} = Sól_{(T)} - Sól_{(RG)} \quad (18)$$

$$Sól_{(RF)} = 91,13 - 9,11$$

$$Sól_{(RF)} = 82,02 \frac{l}{d}$$

Los sólidos debidos a la limpieza de la cámara de rejillas serán limpiados directamente y serán considerados como residuos sólidos domésticos, el almacenamiento interno de los residuos se realizará en tambores de 200 litros, el transporte será realizado por el camión recolector de basura y el destino final será el vertedero municipal autorizado para la comuna de San Pedro de Atacama.

Respecto a la pérdida de carga, ya que las rejillas serán de limpieza mecánica continua, la pérdida de carga se mantiene prácticamente constante para un flujo constante.

7.1.2. Desarenador aireado

Para el diseño del desarenador aireado, consideraremos los parámetros básicos de diseño de la Tabla 16.

Tabla 16: Parámetros básicos de diseño para desarenador aireado. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Características	Valor	
	Intervalo	Típico
DESARENADOR AIREADO		
Dimensiones:		
Profundidad, m	2 – 5	
Longitud, m	7,5 – 20	
Ancho, m	2,5 – 7	
Relación ancho-profundidad	1:1 – 5:1	2:1
Relación longitud-ancho	3:1 – 4:1	3:1
Tiempo de retención a caudal punta, min		
Desarenador	2 – 5	3
Desarenador - desengrasador	12 - 25	1
Suministro de aire Nm ³ /min m de longitud	0,15 – 0,45	0,3
Suministro de aire Nm ³ /h m ³ de tanque	0,5 – 2	1
Cantidad de arena y espumas:		
Arena, m ³ /10 ³ m ³	0,004 – 0,020	0,015
Espumas, ml/m ³	7,5 – 45	25

En primer lugar, se fija el tiempo de retención hidráulico a caudal punta en 15 minutos, ya que además se quiere conseguir que el desarenador desengrase, ya que esto evitará que el humedal se colmate, y se calcula el volumen del desarenador con la siguiente expresión:

$$V = TRH * Q_{pta,h} \quad (19)$$

Siendo,

V: Volumen del desarenador, (m³)

TRH: Tiempo de retención hidráulico, (min)

$$V = 15 * 187,48$$

$$V = 46,87 \text{ m}^3$$

Cabe mencionar que el TRH fijado es alto, ya que se ha decidido eliminar grasas, y el según la tabla antes mencionada, para eliminar grasas se requerirá más tiempo.

Luego, se fija el calado del desarenador en 2 m, el cual se recomienda que se encuentre dentro del intervalo que indica la Tabla 16 y que sea mayor al calado del canal de desbaste y elegimos un ancho, de modo que se cumpla con la relación ancho – profundidad y la relación longitud – ancho, por lo que el ancho se fija en 2,6 metros y se comprueba la relación ancho – profundidad:

$$\text{Relación } \frac{W}{h} = \frac{2,6}{2} = 1,3$$

La relación se cumple porque se encuentra dentro del intervalo recomendado.

La longitud se calcula de la siguiente manera:

$$L = \frac{V}{h*W} \quad (20)$$

Siendo,

L: Longitud del desarenador, (m)

V: Volumen del desarenador, (m³)

h: Calado, (m)

W: ancho del desarenador, (m)

$$L = \frac{46,87}{2 * 2,6}$$

$$L = 9,01 \text{ m}$$

Se comprueba la relación longitud – ancho:

$$\text{Relación } \frac{L}{W} = \frac{9,01}{2,6} = 3,47$$

La relación se cumple porque se encuentra dentro del intervalo recomendado.

Las arenas producidas luego serán gestionadas, para lo cual serán recogidas mediante rasquetas de fondo, luego pasarán por un lavado para eliminar la materia putrescible y llevadas a un vertedero controlado. Por lo que, es necesario estimar la cantidad de arena que será producida en el desarenador. Para este cálculo tomamos el valor típico de 0,015 l arena/m³ y se calcula el caudal de arena:

$$Q_{arena} = \text{Cantidad arena típica} * Q_{med,d} \quad (21)$$

Siendo,

Q_{arena} : Caudal de arena generada en el desarenador, (l/arena/d)

Cantidad arena típica: valor típico de arena, (0,015 l arena/m³)

$$Q_{arena} = 0,015 * 2.278,26$$

$$Q_{arena} = 34,17 \text{ l arena/m}^3$$

Para el sistema de aireación del desarenador, se deberá seleccionar una soplante que suministre el caudal de aire necesario para general el movimiento helicoidal necesario en el desarenador, para lo cual se deberá calcular el caudal de aire necesario.

Primero se calcula el caudal de aire por longitud, considerando el valor típico de 0,3 Nm³ de aire/min m de longitud:

$$Q_{long} = \text{Suministro de aire de longitud} * L \quad (22)$$

Siendo,

Q_{long} : Caudal de aire por longitud, (Nm³/h)

Suministro de aire de longitud: valor típico de aire, (0,3 Nm³ de aire/min m)

L: longitud del desarenador, (m)

$$Q_{long} = 0,3 * 9,01$$

$$Q_{long} = 162,24 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

Luego se calcula el caudal de aire necesario por volumen, considerando el valor típico de 1,0 Nm³ de aire/h m³ de tanque:

$$Q_{air} = \text{Suministro de aire de tanque} * V \quad (23)$$

Siendo,

Q_{air}: Caudal de aire por volumen, (Nm³/h)

Suministro de aire de tanque: valor típico de aire, (1,0 Nm³ de aire/h m³)

V: Volumen del desarenador, (m³)

$$Q_{air} = 1,0 * 46,87$$

$$Q_{air} = 46,87 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

De ambos caudales calculados se selecciona el mayor valor, para evitar que haya déficit de aire. Por lo tanto, el desarenador aireado diseñado requiere de un mínimo de 162,24 Nm³/h de caudal de aire.

La presión que deben suministrar las soplantes se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta P = P_2 - P_1 \quad (24)$$

Siendo,

P₁: Presión a la entrada, (mca)

P₂: Presión a la salida, (mca)

$$\Delta P = \Delta h_{estática} + \Delta h_{difusor} + \Delta h_{tubería} + \Delta h_{válvula} + \Delta h_{filtro}$$

$$\Delta P = 2,1 + 0,3 + 0,15 + 0,2 + 0,4$$

$$\Delta P = 3,15 \text{ mca}$$

Ya que se ha decidido eliminar grasas, se deberá considerar la colocación de una placa deflectora en el extremo final del desarenador para que las grasas no salgan y luego eliminarlas con una rasqueta superficial.

La disposición final de los residuos generados será la misma que se señalaron para los residuos de las rejillas.

7.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario en humedales artificiales suele realizarse mediante fosas sépticas o tanques Imhoff, sin embargo, esto considerando que los humedales artificiales han sido utilizados para pequeñas poblaciones. En este caso, se diseña para 14.240 hab-eq y no sería adecuado utilizar ese tipo de tecnologías, por lo tanto, se utilizará un sedimentador primario.

Para el diseño del sedimentador primario se debe conocer la fracción soluble y suspendida que se encuentra en el afluente, por lo tanto, como no tenemos estos datos, estimaremos dichas cantidades según valores típicos de aguas residuales, obteniendo los resultados que se indican en la Tabla 17.

Tabla 17: Fracción soluble y suspendida de los contaminantes en el agua residual.

Parámetro	Concentración en el afluente (mg/l)	Fracción soluble (mg/l)		Fracción suspendida (mg/l)	
DQO	796,88	40%	318,75	60%	478,13
DBO ₅	375	40%	150	60%	225
Nitrógeno total	65,9	65%	42,84	35%	23,07
Fósforo total	30,9	65%	20,90	35%	10,82
		SSV (mg/l)		SSVNB (mg/l)	
Sólidos suspendidos totales	236	70%	165,20	30%	70,80

El diseño del sedimentador primario se realiza a partir de los valores típicos de tiempo de retención hidráulico, carga superficial y carga sobre vertedero, que se muestran a continuación en la Tabla 18.

Tabla 18: Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria para aguas residuales urbanas. (Ferrer, J. y Seco, A., 2005).

Características	Valor	
	Intervalo	Típico
Tiempo de retención hidráulica, (h)		
A caudal medio	2 – 3	2,5
A caudal punta	≥ 1	1
Carga sobre vertedero, (m ³ /mh)		
A caudal medio	10	10
A caudal punta	40	40
Calado	2,5 – 3,5	3
Carga superficial, (m ³ /m ² h)		
Sedimentación primaria		
A caudal medio	≤ 1,3	1,3
A caudal punta	≤ 2,5	2,5
Sedimentación primaria con adición de fango activado en exceso		
A caudal medio	1 – 1,3	1,2
A caudal punta	2 – 2,5	2,2

Para definir el TRH utilizaremos los valores típicos que aparecen en la Tabla 19.

Tabla 19: Valores típicos de eliminación de sólidos suspendidos según el tiempo de retención hidráulica para aguas residuales urbanas.

TRH (h)	% eliminación de SS
1	43
2	55
3	65
4	66
5	67

Se selecciona un porcentaje de eliminación de sólidos suspendidos de 60%, ya que según se ve en la Tabla 19 no tiene sentido darle más tiempo, ya que el porcentaje de eliminación no varía significativamente, por lo tanto, se selecciona un TRH de 2,5 horas.

Se calculan las áreas necesarias a caudal medio y punta a partir de la carga superficial

$$A_{med} = \frac{Q_{med,d}}{C_{s,med}} \quad (25)$$

Siendo,

A_{med} : Área necesaria a caudal medio, (m^2)

$Q_{med,d}$: Caudal medio diario, (m^3/d)

$C_{s,med}$: Carga superficial a caudal medio, (m^3/m^2h)

$$A_{med} = \frac{2.278,26}{1,3}$$

$$A_{med} = 73,02 \text{ m}^2$$

$$A_{pta} = \frac{Q_{pta,d}}{C_{s,pta}} \quad (26)$$

Siendo,

A_{pta} : Área necesaria a caudal punta, (m^2)

$Q_{pta,d}$: Caudal punta diario, (m^3/d)

$C_{s,med}$: Carga superficial a caudal medio, (m^3/m^2h)

$$A_{pta} = \frac{3.873,04}{2,5}$$

$$A_{pta} = 64,55 \text{ m}^2$$

De ambas superficies se elige la mayor, que en este caso es $73,02 \text{ m}^2$. Se elige diseñar un sedimentador circular, considerando que son de mucho más fácil operación y mantenimiento, y a partir de la superficie se obtiene un diámetro de $9,64 \text{ m}$.

A continuación, se calcula el calado H mediante la siguiente expresión:

$$H = \frac{TRH \cdot Q_{med,d}}{A} \quad (27)$$

Siendo,

H: Calado del sedimentador, (m)

TRH: tiempo de retención hidráulico, (h)

A: Superficie del sedimentador, (m²)

$$H = \frac{2,5 \cdot 2,278,26}{73,02}$$

$$H = 3,25 \text{ m}$$

Está dentro del intervalo indicado en la Tabla 18.

Ahora se procede a comprobar el diseño mediante el tiempo de retención hidráulico y la carga sobre vertedero.

La primera condición a cumplir es que el TRH deberá ser mayor a 1h a caudal punta, para comprobarlo utilizamos la siguiente expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q_{pta,d}} \quad (28)$$

Siendo,

V: el volumen del sedimentador, (m³)

$$TRH = \frac{3,25 \cdot 73,02}{3.873,04}$$

$$TRH = 1,30 \text{ h} > 1 \text{ h} \quad \text{CUMPLE}$$

Luego el diseño, hasta el momento, es válido.

La segunda condición a cumplir es el criterio de carga sobre vertedero a caudal medio y punta, que se obtiene con la siguiente expresión:

$$C_{SV,med} = \frac{Q_{med,d}}{\pi \cdot D} \quad (29)$$

Siendo,

$C_{SV,med}$: Carga sobre vertedero a caudal medio, (m^3/mh)

D: diámetro del sedimentador, (m)

$$C_{SV} = \frac{2.278,26}{\pi \cdot 9,64}$$

$$C_{SV} = 3,13 \frac{m^3}{m \cdot h} < 10 \frac{m^3}{m \cdot h} \quad CUMPLE$$

$$C_{SV,pta} = \frac{Q_{pta,d}}{\pi \cdot D} \quad (30)$$

Siendo,

$C_{sv,pta}$: Carga sobre vertedero a caudal punta, (m^3/mh)

D: diámetro del sedimentador, (m)

$$C_{SV,pta} = \frac{3.873,04}{\pi \cdot 9,64}$$

$$C_{SV,pta} = 5,33 \frac{m^3}{m \cdot h} < 40 \frac{m^3}{m \cdot h} \quad CUMPLE$$

Ambas condiciones se cumplen, es decir, la carga sobre vertedero a caudal medio es menor o igual a $10 m^3/mh$ y la carga sobre vertedero a caudal punta es menor o igual a $40 m^3/mh$, por lo tanto, el diseño puede considerarse correcto.

A continuación, se determina la calidad del agua a la salida del sedimentador primario, la cual se determina considerando que se eliminará el 60% de la fracción particulada de cada uno de los parámetros y 60% de los sólidos suspendidos totales. Los resultados se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20: Calidad del agua a la salida del sedimentador primario.

Parámetro	Concentración inicial del contaminante (mg/l)	Eficiencia de remoción del tratamiento primario	Concentraciones a la salida del sedimentador primario (mg/l)
DQO	796,88	36%	510
DBO5	375	36%	240
Sólidos suspendidos	236	60%	94,40
Nitrógeno total	65,90	21%	52,06
Fósforo total	30,90	21%	24,41

Finalmente, es importante también considerar que el sedimentador producirá fangos, y se deberá dar solución a estos, por lo tanto, primero se determinará la cantidad de fangos producidos al día, obteniendo resultados que se muestran en la Tabla 21.

Tabla 21: Cantidad de fangos producidos en el sedimentador primario.

Parámetro	Valor (kg/d)
$Q\Delta X_P$	322,60
$Q\Delta DBO5_P$	307,57
$Q\Delta DQO_P$	653,58
$Q\Delta NKT_P$	31,53
$Q\Delta PT_P$	14,78

El volumen de sólidos totales extraído cada día dependerá de la concentración de los fangos cuando son extraídos. Esta mayor o menor concentración dependerá del tipo de fango, por lo que es un parámetro para determinar cuando la planta esté en funcionamiento. A efectos de diseño se puede considerar que la concentración del fango primario es de 50 kg SST/m³.

Por lo tanto, el caudal de fango primario a evacuar por día se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{w,P} = \frac{Q\Delta X_P}{50 \text{ kg SST/m}^3} \quad (31)$$

Siendo,

$Q_{w,P}$: Caudal de fango primario, (m^3/d)

$Q\Delta X_P$: fangos producidos al día, (kg/d)

$$Q_{w,P} = \frac{322,60}{50}$$

$$Q_{w,P} = 6,45 m^3/d$$

Este caudal me indicará como tiene que ser la bomba para transportar estos fangos

7.3. Tratamiento secundario

Para el diseño de los humedales artificiales que se definirán a continuación, se ha considerado como apoyo en primer lugar la “Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales” de Hernández, C. y Martín, M. (2023), los que a su vez se han apoyado por otros autores importantes en el mundo de los humedales artificiales.

En los tres siguientes apartados se explicará la metodología por la cual se dimensionaron tres tipos de humedales artificiales, humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, vertical y vertical francés.

7.3.1. Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

Una vez que el afluente ha pasado por el pretratamiento y tratamiento primario, está listo para ingresar al HAFSsH. En la Tabla 22, se muestran las concentraciones de salida del sedimentador primario y que, por lo tanto, serán las concentraciones del afluente que ingresará al HAFSsH.

Tabla 22: Concentraciones de contaminantes de entrada al humedal artificial.

Parámetro	Concentración de entrada al humedal artificial (mg/l)
DQO	510
DBO5	240
Sólidos suspendidos totales	94,40
Nitrógeno total	52,06
Fósforo total	24,41

Según Hernández, C. y Martín, M. (2023), el diseño del humedal consiste básicamente en la determinación de la superficie necesaria para obtener una determinada eliminación de materia orgánica.

Para el cálculo de la superficie utilizaremos la ecuación 32 basada en el modelo cinético P-k-C*:

$$S = \frac{P * Q_{med,d}}{k_A} * \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_0 - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (32)$$

Siendo,

S: Superficie, (m²)

C₀: Concentración de salida, (mg/l)

C_i: Concentración de entrada, (mg/l)

C*: Concentración de fondo, (mg/l)

k_A: Constante de degradación, (m/día)

P: supuesto número de tanques en serie, (adimensional)

Para determinar el valor de k_A se debe seleccionar el contaminante que queremos eliminar, en este caso hemos decidido dimensionar considerando la concentración de DBO₅, por lo que k_A estará en un rango de entre 0,08 a 0,12 m/día, siempre que se cumpla que la concentración de DBO₅ del agua residual sea menor a 250 mg/l, en este caso dicha concentración es de 240 mg/l por lo que se ha seleccionado un k_A de 0,095 m/día que está dentro del rango ya que no supera el límite, si superase el límite tendríamos que disminuir el k_A en un 20% (García, J. y Corzo, A., 2008).

Según Dotro, G. et al., (2017) es recomendable corregir los valores de k_A por efecto de la temperatura de la temperatura mediante la ecuación 33.

$$K_{AT} = K_{20} \theta^{T-20} \quad (33)$$

Siendo,

k_{AT}: Constante de reacción, (d⁻¹)

k_{20} : Constante de reacción a 20°C, (°C)

θ : Coeficiente de temperatura, (adimensional)

T: temperatura del agua, (°C).

Sin embargo, para el presente trabajo como hemos seleccionado una temperatura de diseño de 20°C, considerando que la temperatura ambiente en general es templada, no será necesario realizar la corrección. Además, según García, J. y Corzo, A., (2008) los humedales de flujo horizontal tienen una característica notable, ya que son poco sensibles a los cambios de temperatura para eliminar DBO.

Con respecto a la altitud, en la actualidad no existe suficiente información sobre como esta influye en el comportamiento de los humedales artificiales (CENTA, 2021).

Volviendo al cálculo de la superficie del humedal artificial, tenemos que P cuando se toma como concentración de contaminante la DBO es 3 según Kadlec & Wallace, (2009).

Con lo que respecta a la concentración de fondo (C^*), es la concentración del efluente que resulta de un proceso biogeoquímico que ocurre en el interior de los humedales artificiales, en este caso esta concentración es de 10 mg/l (Dotro, G. et al., 2017).

Con todo lo anterior, ya tenemos todos los datos para el cálculo de la superficie:

$$S = 3 * \frac{2.278,26}{0,095} * \left(\left(\frac{240 - 10}{25 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)$$

$$S = 106.791,40 \text{ m}^2$$

Una vez determinada la superficie se deben hacer dos comprobaciones:

Comprobación 1: se debe verificar que la carga orgánica superficial sea menor a 6 g DBO₅/m² d, este valor garantizará que la remoción de materia orgánica se haga efectiva, si no cumple se deberá aumentar la superficie del humedal hasta cumplir con este criterio, la carga orgánica se calcula mediante la ecuación 34

$$C_{org,s} = \frac{Q_{med,d} * C_i}{S} \quad (34)$$

Siendo,

$C_{org,s}$: carga orgánica superficial, (g DBO₅/m²día)

$Q_{med,d}$: Caudal medio diario, (m³/día)

C_i : Concentración inicial de DBO, (mg/l)

$$C_{org,s} = \frac{2.278,26 * 240}{106.791,40}$$

$$C_{org,s} = 5,12 \text{ g } \frac{DBO_5}{m^2 \text{ día}} < 6 \text{ g } \frac{DBO_5}{m^2 \text{ día}} \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación 2: se debe verificar que la carga hidráulica se encuentre entre 20 y 40 l/m²día, la cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_h = \frac{Q_{med,d} * 1000}{s} \quad (35)$$

$$C_h = \frac{2.278,26 * 1000}{106.791,4}$$

$$C_h = 21,33 \text{ l/m}^2 \text{ día} \quad \text{CUMPLE}$$

Tras haber cumplido con estos criterios se puede proceder a distribuir la superficie obtenida en cuantas celdas sea necesario y dimensionarlas. Esto suele hacerse con el criterio de carga orgánica máxima en la sección transversal lo cual servirá para reducir la colmatación en el humedal artificial. Para lo cual se calculará el área transversal necesaria para cumplir el criterio de 250 g DBO₅/m²día utilizaremos la siguiente ecuación:

$$A_t = \frac{Q_{med,d} * C_i}{C_{org,s,máx}} \quad (36)$$

$$A_t = \frac{2.278,26 * 240}{250}$$

$$A_t = 2.187,13 \text{ m}^2$$

Luego se calcula el área transversal necesaria según la ecuación de flujo subterráneo en medio saturado (Ley de Darcy) y según Hernández, C. y Martín, M. (2023) se debe escoger el área transversal mayor. La ecuación de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$Q = k_s * A_s * s \quad (37)$$

Siendo,

k_s : es la conductividad hidráulica del medio granular seleccionado, ($m^3/m^2/d$)

A_s : área de la sección transversal, (m^2)

s : gradiente hidráulico o pendiente del humedal, (m/m)

García, J. y Corzo, A. (2008) recomienda dividir el k_s por un factor de seguridad de 7, ya que el k_s inicial comienza a reducirse con el tiempo por la acumulación de sólidos y al crecimiento de la biopelícula bacteriana y de las raíces de las plantas del humedal.

Los valores de k_s en función del tipo de sustrato a utilizar en los humedales se describen en la Tabla 23.

Tabla 23: Ordenes de magnitud para la conductividad hidráulica k_s . (García, J. y Corzo, A., 2008).

Medio granular	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica k_s ($m^3/m^2 d$)
Arenas graduadas	2	28 – 32	10 – 1.000
Arenas gravosas	8	30 – 35	500 – 5.000
Gravas finas	16	35 – 38	1.000 – 10.000
Gravas medianas	32	36 – 40	10.000 – 50.000
Rocas pequeñas	128	38 – 45	50.000 – 250.000

García, J. y Corzo, A. (2008) recomiendan emplear una pendiente entre 0,01 a 0,02 m/m . por lo tanto, para el cálculo del área transversal necesaria según la ecuación de flujo subterránea en medio saturado utilizaremos un valor intermedio para el k_s ($3.500 m^3/m^2día$) y una pendiente s de 0,01 m/m .

De la ecuación 37 despejamos A_s y se obtiene la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q_{med,d}}{\frac{k_s}{f_s} * s}$$

Siendo,

$Q_{med,d}$: caudal medio diario, ($m^3/día$)

f_s : Factor de seguridad, (adimensional)

$$A_s = \frac{2.278,26}{\frac{3.500}{7} * 0,01}$$

$$A_s = 455,65 \text{ m}^2$$

Según Hernández, C. y Martín, M. (2023), después de calculadas ambas superficies, debemos escoger el área transversal mayor. La cual es el área transversal necesaria para cumplir el criterio de la carga orgánica (< 250 g DBO₅/m²día) A_t = 2.187,13 m²

Una vez calculada el área de la sección transversal, debemos seleccionar el calado (h) que se supondrá que será de 0,6 m, ya que, si seleccionamos un calado muy pequeño, que a pesar de que ayudaría a eliminar nitrógeno, se tendrían que aumentar el ancho y largo del humedal.

Sabiendo esto, calculamos el ancho del humedal con h=0,6 m y la siguiente ecuación:

$$W = \frac{A_t}{h} \tag{38}$$

Siendo,

W: ancho del humedal, (m)

h: profundidad, (m)

$$W = \frac{2.187,13}{0,6}$$

$$W = 3.645,22 \text{ m}$$

Luego, una vez conocidos el ancho y la superficie del humedal se procede a calcular la longitud con la siguiente ecuación:

$$L = \frac{S}{W} \tag{39}$$

Siendo,

L: longitud del humedal, (m)

S: superficie del humedal, (m²)

W: ancho del humedal, (m)

$$L = \frac{106.791,40}{3.645,22}$$

$$L = 29,30 \text{ m}$$

Ahora se determina la cantidad de celdas que tendrá el humedal para conseguir una relación de 1:1 entre largo y ancho de cada celda. Para la determinación del número de celdas utilizamos la siguiente expresión:

$$n^{\circ} \text{ celdas} = \frac{W}{L} \quad (40)$$

$$n^{\circ} \text{ celdas} = \frac{3.645,22}{29,30}$$

$$n^{\circ} \text{ celdas} = 124,41 \approx 125 \text{ celdas}$$

Se obtienen 124,41 número de celdas, que lo redondeamos a más, para estar por el lado de la seguridad, por lo que tendremos 125 celdas.

Sabiendo esto, determinamos el ancho de cada celda utilizando la siguiente expresión:

$$W_{\text{celdas}} = \frac{W}{\text{nro de celdas}} \quad (41)$$

Siendo,

W_{celdas} : ancho de cada celda, (m)

W: ancho del humedal, (m)

Nro. De celdas: número de celdas del humedal, (unidad)

$$W_{\text{celdas}} = \frac{3.645,22}{125}$$

$$W_{\text{celdas}} = 29,16 \text{ m} \approx 30 \text{ m}$$

Finalmente, se fija el largo y el ancho en 30 x 30 m, con estas dimensiones se cumple la relación de longitud y ancho 1:1 y la superficie total sería de 112.500 m².

Ahora procedemos a calcular el volumen total del humedal con la ecuación 42, para lo cual debemos considerar un resguardo de 0,2 m sobre el calado, este se encontrará libre de gravas y agua, así se evitarán desbordamientos en caso del aumento repentino del caudal o por lluvias muy intensas.

$$V_{\text{total}} = S * (h + \text{resguardo de } h) \quad (42)$$

Siendo,

V_{total} : Volumen total del humedal, (m^3)

$$V_{total} = 112.500 * (0,6 + 0,2)$$

$$V_{total} = 90.000 m^3$$

Luego, el volumen útil, es decir, el volumen que ocupará el agua entre los orificios de las gravas, para lo cual consideraremos una porosidad de 0,35:

$$V_{\acute{u}til} = S * h * \varepsilon \quad (43)$$

Siendo,

$V_{\acute{u}til}$: Volumen útil o volumen de agua, (m^3)

ε : porosidad, (adimensional)

$$V_{\acute{u}til} = 112.500 * 0,6 * 0,35$$

$$V_{\acute{u}til} = 23.625 m^3$$

El tiempo de retención hidráulica (TRH) en humedales artificiales no es un parámetro de diseño, sin embargo, es importante conocerlo. Seguramente será un valor elevado debido a la gran superficie del humedal, lo cual es bueno para la eliminación de contaminantes.

Cabe mencionar que es probable que ese TRH vaya disminuyendo debido a que el agua va tomando caminos preferenciales, para evitar esto es recomendable utilizar granos más finos en algunas zonas creando una especie de deflectores en el humedal, logrando que se distribuya mejor el flujo.

Para el cálculo del TRH utilizaremos la siguiente ecuación:

$$TRH = \frac{V_{\acute{u}til}}{Q_{med,d}} \quad (44)$$

$$TRH = \frac{23.625}{2.278,26}$$

$$TRH = 10,4 \text{ días}$$

A continuación, en la Tabla 24 se presenta un resumen con los resultados obtenidos para el dimensionamiento de la HAFSsH.

Tabla 24: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsH.

Dimensionamiento biológico del humedal		
Parámetro	Valor	Unidad
k_A (DBO ₅)	0,095	m/día
k_A (N _T)	0.023	m/día
C*	10	mg/l
P	3	adim
Superficie inicial	106.791,40	m ²
C _{org,s}	5,12	g DBO ₅ /m ² día
Máxima carga orgánica sección transversal asumida	250	g DBO ₅ /m ² día
Dimensionamiento hidráulico del humedal		
A _s	455,65	m ²
Pendiente del lecho (s)	0,01	m/m
Factor de seguridad (f _s)	7	
k _s	3.500	m ³ /m ² /día
h	0,6	m
h _{resguardo}	0,2	m
h _{total}	0,8	m
A _t	2.187,13	m ²
Ancho humedal	3.645,22	m
Longitud humedal	29,3	m
N° celdas	125	UN
Ancho celda	30	m
Longitud celda	30	m
Relación L/W	1:1	-
Superficie total humedal	112.500	m ²
Volumen total humedal	90.000	m ³
Volumen útil o de agua	23.625	m ³
TRH	10,4	Días

Una vez realizado el diseño, debemos determinar la concentración final de los contaminantes que saldrán del humedal. Para el cálculo de DBO₅ y Nitrógeno total utilizamos la ecuación 32 y para la DQO y sólidos suspendidos total suponemos una eficiencia de remoción de 80% y 90% respectivamente y obtenemos los resultados que muestra la Tabla 25.

Tabla 25: Resumen de resultados obtenidos para la concentración final de contaminantes para HAFSsH.

Parámetro	Concentración entrada al humedal (mg/l)	Concentración de salida del humedal	Eficiencia de remoción del HAFSsH	Límite máximo permitido de la Norma Chilena (mg/l) Dto. 90/2001	Límite máximo permisible de la Norma Española (mg/l) DE 91/271/ CEE
DQO	510	102	80%	-	125
DBO ₅	240	24	90%	35	25
Nitrógeno total	52,06	19,05	63%	50	15
Fósforo total	24,41	19,53	20%	10	2
Sólidos suspendidos	94,40	18,88	80%	80	35

De los resultados obtenidos podemos ver que la DQO, DBO₅ y Sólidos suspendidos se logra cumplir con los límites permitidos de ambas normativas. Sin embargo, para el nitrógeno total no se cumple con la normativa española y para el fósforo total no se cumple con ninguna de las dos normativas, por lo tanto, se deben implementar tratamientos adicionales para la eliminación de ambos nutrientes.

En este caso, la eliminación de nitrógeno es un tema complejo, ya que requiere mecanismos de nitrificación y desnitrificación, los HAFSsH son sistemas que funcionan en condiciones anóxicas, por lo que se ve dificultada la nitrificación. Existen algunas estrategias para eliminación de nitrógeno, pero se basan la mayoría en HAFSsV, ya que para HAFSsH no se han logrado obtener mejores resultados, por

ejemplo, con la recirculación, reciprocación o aireación, que con esta última se ha logrado a un porcentaje de eliminación de casi 40%, sin embargo, en este caso se requiera una mayor tasa de remoción. La única opción que parece ser viable según la literatura es implementar una combinación de HAFSsV y HAFSsH, pero este caso, considerando que el humedal propuesto es un humedal a gran escala, no sería viable económicamente realizar una combinación de ambos humedales.

Para la remoción de fósforo se definirá más adelante una alternativa.

7.3.2. Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial vertical

Considerando las concentraciones de contaminantes del afluente al HAFSsV, es decir los que se mencionan en la Tabla 22, procedemos a realizar los cálculos tomando como base la remoción de DQO.

Según Dotro, G. et al., (2017) tenemos dos alternativas de diseño, considerando dos tipos de medio filtrante y sus respectivas tasas máximas de carga orgánica por unidad de superficie:

1. Arena fina de 0,06 – 4 mm con carga orgánica superficial de 20 g DQO/m²día
2. Arena gruesa de 2 – 3 mm con carga orgánica superficial de 80 g DQO/m²día.

La diferencia entre uno y otro varia en que el medio filtrante fino provoca un tiempo de retención del agua mayor lo que se traduce en una posible mayor eficiencia de remoción de contaminantes, pero al infiltrarse más lentamente el agua facilita que se produzcan obstrucciones del medio. Por otro lado, el medio filtrante grueso permite una carga hidráulica más alta y, por lo tanto, menos potencial de obstrucción (Dotro, G. et al., 2017)

- Diseño con medio filtrante de arena de 0,06 – 4 mm

Primero se calcula la carga orgánica de entrada con la siguiente expresión:

$$C_0 = Q_i * C_{in} \quad (45)$$

Siendo,

C₀: Carga orgánica de entrada, (g DQO/día)

Q_i: Caudal medio diario de agua residual, (m³/día)

C_{in}: Concentración de DQO al ingreso del humedal, (mg/l)

$$C_0 = 2.278,26 * 510$$

$$C_0 = 1.161.912,6 \text{ g} \frac{DQO}{\text{dia}}$$

Con esto se calcula la superficie del humedal:

$$S = \frac{C_0}{C_{org,s}} \quad (46)$$

Siendo,

S: Superficie del humedal, (m²)

C_{org,s}: Carga orgánica superficial, (g DQO/m²dia)

$$S = \frac{1.161.912,6}{20}$$

$$S = 58.095,63 \text{ m}^2$$

Comprobamos que la carga hidráulica sea menor a 80 l/m²dia

$$C_h = \frac{Q_{med,d}}{S} \quad (47)$$

Siendo,

C_h: Carga hidráulica, (l/m²/día)

$$C_h = \frac{2.278,26}{58.095,63}$$

$$C_h = 39,22 \text{ l/m}^2 \text{ día} \quad \text{CUMPLE}$$

Se procede a determinar el número de celdas y a dimensionarlas considerando la recomendación de Dotro, G. et al., (2017) de que la superficie de cada celda no debe superar los 400 m², para facilitar la distribución del agua de manera uniforme por la superficie.

$$Nro \text{ de celdas} = \frac{S}{S_{max}} \quad (48)$$

Siendo,

S_{max}: Superficie máxima recomendada, (m²)

$$Nro\ de\ celdas = \frac{58.095,63}{400}$$

$$Nro\ de\ celdas = 145,24 \approx 146\ celdas$$

Ahora debemos fijar el largo y ancho de cada celda considerando una relación L: W de 1, como la superficie de cada celda será de 400 m² asumimos que el largo será de 20 m y el ancho de 20 m, por lo que la superficie total del humedal quedará en:

$$S_t = L * W * Nro\ de\ celdas \quad (49)$$

Siendo,

S_t: Superficie total del humedal, (m²)

L: largo, (m)

W: Ancho, (m)

$$S_t = 20 * 20 * 146$$

$$S_t = 58.400\ m^2$$

Para definir la profundidad del humedal, seguiremos las recomendaciones de Dotro, G. et al., (2017), quienes dicen que la profundidad del humedal se determina mediante la suma de las capas de material filtrante que se detallan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 26: Capas del medio filtrante.

Tipo de capa	Valor	unidad
Altura resguardo	0,20	m
Altura material granular superficial	0,10	m
Altura capa filtrante	0,60	m
Altura capa de transición	0,10	m
Altura capas de drenaje	0,20	m

Por lo tanto, si sumamos todas las capas obtenemos un humedal de 1,2 metros de profundidad.

Una vez obtenida la profundidad de la superficie total del humedal, procedemos a determinar en volumen total con la siguiente expresión:

$$V = S_t * H \quad (53)$$

Siendo,

V: volumen total del humedal, (m³)

H: Profundidad del humedal, (m)

$$V = 58.400 * 1,2$$

$$V = 70.080 \text{ m}^3$$

Para la dosificación del agua residual en el HAFSsV con medio filtrante fino se recomiendan 4 ciclos diarios, es decir, intervalos de 6 horas (Dotro, G. et al., 2017). La distribución puede realizarse por gravedad o por bombeo y siempre de manera intermitente intercalando los periodos de alimentación con periodos de reposo. Si se opta por gravedad el agua se puede distribuir mediante depósito dotados de sifones autovaciantes los cuales almacenarán el agua que sale del tratamiento primario antes de llegar al humedal (Hernández, C. y Martín, M. 2023).

Para determinar el volumen del depósito se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{td} = \frac{Q_{med.d}}{n^{\circ} \text{ciclos diarios}} \quad (54)$$

Siendo,

V_{td}: Volumen del tanque dosificador, (m³)

$$V_{td} = \frac{2.278,26}{4}$$

$$V_{td} = 569,57 \text{ m}^3$$

Se dimensionado el tanque dosificador para lograr una alimentación intermitente mediante intervalos de carga de 6 horas, es decir, 4 alimentaciones al día.

Para determinar su superficie fijaremos una profundidad de 1 metro, dando una superficie total de 569,57 m².

Luego para que el agua pueda ser distribuida por gravedad hay que considerar una diferencia de altura que sea suficiente entre el tanque y el humedal artificial, por lo que determinaremos esta altura mínima con la siguiente expresión:

$$h = \frac{V_{td}}{S_{td}} \quad (55)$$

Siendo,

h: Diferencia de altura necesario entre el tanque dosificador y el HAFSSV, (m)

S_{td}: Superficie del tanque dosificador, (m²)

$$h = \frac{569,57}{569,57}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

- **Diseño con medio filtrante de arena 2 – 3 mm**

Primero calculamos la carga orgánica de entrada con la siguiente expresión:

$$C_0 = Q_i * C_{pt} \quad (50)$$

Siendo,

C₀: Carga orgánica de entrada, (g DQO/día)

Q_i: Caudal medio diario de agua residual, (m³/día)

C_{pt}: Concentración de DQO al ingreso del humedal, (mg/l)

$$C_0 = 2.278,26 * 510$$

$$C_0 = 1.161.912,6 \text{ g} \frac{\text{DQO}}{\text{dia}}$$

Con esto se calcula la superficie del humedal:

$$S = \frac{C_0}{C_{org,s}} \quad (51)$$

Siendo,

S: Superficie del humedal, (m²)

$C_{org,s}$: Carga orgánica superficial, (g DQO/m²día)

$$S = \frac{1.161.912,6}{80}$$

$$S = 14.523,91 \text{ m}^2$$

Comprobamos que la carga hidráulica sea menor a 80 l/m²día

$$C_h = \frac{Q_{med,d}}{S} \quad (52)$$

Siendo,

C_h : Carga hidráulica, (l/m²/día)

$$C_h = \frac{2.278,26}{14.523,91}$$

$$C_h = 156,86 \text{ l/m}^2 \text{ día} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Como no cumple, se deberá aumentar la superficie y para saber cuál es la superficie necesaria en este caso, la calculamos desde la premisa de que la carga hidráulica debe ser menor a 80 l/m²d, por lo tanto, despejamos S de la ecuación 52 obteniendo la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{med,d}}{C_h}$$

$$S = \frac{2.278,26}{80}$$

$$S = 28.478,25 \text{ m}^2$$

Con esta superficie nos aseguramos de que si se cumple con la carga hidráulica máxima.

Igual que en el caso anterior, se procede a determinar el número de celdas mediante la ecuación 48.

$$Nro \text{ de celdas} = \frac{28.478,25}{400}$$

$$Nro \text{ de celdas} = 71,2 \approx 72 \text{ celdas}$$

Ahora debemos fijar el largo y ancho de cada celda considerando una relación L: W de 1, como la superficie de cada celda será de 400 m² asumimos que el largo será de 20 m y el ancho de 20 m, por lo que la superficie total del humedal se calcula con la ecuación 49.

$$S_t = 20 * 20 * 72$$

$$S_t = 28.800 \text{ m}^2$$

La profundidad del humedal, en este caso, será la misma que viene dada por las capas que se indican en la Tabla 26, y por lo tanto la profundidad será de 1,2 metros.

Ahora, se procede a determinar en volumen total con la ecuación 50.

$$V = 28.800 * 1,2$$

$$V = 34.560 \text{ m}^3$$

Para la dosificación del agua residual en el HAFSSV con medio filtrante grueso se recomiendan 12 ciclos diarios, es decir, intervalos de 2 horas (Dotro, G. et al., 2017).

Para determinar el volumen del depósito se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{td} = \frac{Q_{med.d}}{n^{\circ} \text{ ciclos diarios}} \quad (54)$$

Siendo,

V_{td} : Volumen del tanque dosificador, (m³)

$$V_{td} = \frac{2.278,26}{12}$$

$$V_{td} = 189,86 \text{ m}^3$$

Se dimensiona el tanque dosificador para lograr una alimentación intermitente mediante intervalos de carga de 2 horas, es decir, 4 alimentaciones al día.

Para determinar su superficie fijaremos una profundidad de 1 metro, dando una superficie total de 189,86 m².

Luego para que el agua pueda ser distribuida por gravedad hay que considerar una diferencia de altura que sea suficiente entre el tanque y el humedal artificial, por lo que se determina la altura mínima con la ecuación 55.

$$h = \frac{189,86}{189,86}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

A continuación, en la Tabla 27, se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 27: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsV.

Parámetro	Arena (0,06 – 4 mm)	Arena (2 – 3 mm)	Unidad de medida
	Valor	Valor	
Tasa de carga orgánica máxima	20	80	
Carga orgánica de entrada C _o	1.161.912,6	1.161.912,6	g DQO/día
Superficie requerida	58.095,63	28.478,25	m ²
Numero de celdas	146	72	UD
Configuración de cada celda	20 x 20	20 x 20	m ²
Superficie total del humedal	58.400	28.800	m ²
Profundidad del humedal	1,2	1,2	m
Volumen total del humedal	70.080	34.560	m ³
Volumen del tanque dosificador	569,57	189,86	m ³
Nº de ciclos	4	12	UD
Intervalos de cargas	6	2	horas

De ambas opciones se ha escogido la arena gruesa de 2 – 3 mm considerando que requiere la mitad de superficie que la arena de 0,06 – 4 mm, además el volumen del tanque dosificador es mucho accesible. Todo esto se traduce en menores costos de construcción, operación y mantenimiento.

Finalmente, se procede a determinar las concentraciones del efluente del humedal artificial, para lo cual se utilizaron los porcentajes de rendimientos establecidos por Dotro, G. et al., (2017) cuando se usa en la capa principal arenas finas de tamaño entre 0,06 – 4 mm. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28: Resumen de resultados obtenidos para la concentración final de contaminantes para HAFSsV.

Parámetro	Concentración entrada al humedal (mg/l)	Eficiencia de remoción del HAFSsV (Dotro, G. et al., 2017)	Concentración de salida del humedal (mg/l)	Límite máximo permitido de la Norma Chilena (mg/l) Dto. 90/2001	Límite máximo permitido de la Norma Española (mg/l) DE 91/271/CEE
DQO	510	90%	51		125
DBO5	240	90%	24	35	25
Nitrógeno total	52,06	20%	41,65	50	15
Fósforo total	24,41	20%	19,53	10	2
Sólidos suspendidos	94,40	90%	9,44	80	35

De los resultados obtenidos podemos decir que la DQO y sólidos suspendidos están dentro de los límites máximos tanto chilenos como españoles. Sin embargo, la DBO5 está justo en el límite de la norma española, el nitrógeno total solo cumple con la norma chilena y el fósforo total no cumple ninguno de las dos limitaciones.

Para la remoción de fósforo en el apartado 7.4. se propone un listado de posibles soluciones para el caso de humedales a gran escala.

En este tipo humedales la eliminación de nitrógeno amoniacal es de casi un 94% (Arteaga, 2019), sin embargo, para eliminar el nitrógeno total Dotro, G. et al. (2017) plantean estrategias para su eliminación, por lo que para el presente trabajo se propone implementar la siguiente opción para la eliminación de nitrógeno total y disminuir aún más la DBO₅:

- Reciprocación:

Esta estrategia consiste en llenar el humedal y drenar secuencialmente para aumentar la disponibilidad de oxígeno en el subsuelo. En comparación con los lechos con nivel de agua estáticos, esta variación en el nivel del agua aumentará el rendimiento del tratamiento, favoreciendo aún más la eliminación de DQO, DBO y en especial

nitrógeno total. Se van alternando las condiciones aerobias con anóxicas repitiéndose varias veces al día, produciendo una variedad de microorganismos. En la Tabla 29 se muestran los rendimientos

Tabla 29: Rendimientos y concentraciones de DBO5 y NT tras la implementación de la “Reciprocación”. (Dotro, G. et al. 2017).

Parámetro	Concentración entrada al humedal (mg/l)	Eficiencia de remoción del HAFSsV + Reciprocación (Dotro, G. et al., 2017)	Concentración de salida del humedal (mg/l)	Límite máximo permitido de la Norma Chilena (mg/l) Dto. 90/2001	Límite máximo permitido de la Norma Española (mg/l) DE 91/271/ CEE
DBO ₅	240	99,3%	1,68	35	25
Nitrógeno total	52,06	72,3%	14,42	50	15

De los resultados obtenidos, podemos decir que se ha disminuido satisfactoriamente la DBO₅ y que el nitrógeno total ya se encuentra por debajo de los límites permitidos de ambas normas.

Este tipo de humedal implica mayores costos de inversión, operación y mantenimiento por el uso de bombas. Pero para grandes poblaciones, podría ser una opción rentable si se aprovechan las pendientes naturales, uso de sifones, bombas de bajo cabezal, entre otras estrategias (Dotro, G. et al., 2017).

7.3.3. Sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema francés”

El sistema francés se diseña en 2 etapas, el cual, al igual que los HAFSsV, se basa en cargas superficiales máximas.

- 1era etapa:

Partimos calculando la superficie necesaria para los diferentes parámetros de calidad y para la carga hidráulica, y seleccionamos la que nos dé el mayor valor. Cada superficie se obtendrá dividiendo el caudal medio diario por su correspondiente carga másica superficial máxima, para lo cual utilizaremos las que se muestran en la Tabla 30 y que vienen dadas por Dotro, G. et al., (2017).

Tabla 30: Cargas másica superficiales máximas para cada parámetro y cargas de eliminación teórica – 1era etapa. (Dotro, G. et al., 2017).

Parámetro	Carga máxima	Carga eliminación (g/m ² /d)
Carga hidráulica (C _h)	0,37 m ³ /m ² /d	-
DBO5	150 g/m ² /d	0,9*M _{DBO5}
DQO	350 g/m ² /d	0,8* M _{DQO}
SST	150 g/m ² /d	0,9*M _{SST}
NKT	30 g/m ² /d	1,1128*M _{NKT} ^{0,8126}
<i>NOTA: M_i es la carga másica de entrada de cada parámetro (g/m²/d)</i>		

Para el cálculo de la superficie para la carga hidráulica utilizamos la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{med.d}}{C_h} \quad (56)$$

Siendo,

S: Superficie de un filtro, (m²)

C_h: Carga hidráulica, (m³/m²/día)

$$S = \frac{2.278,26}{0,37}$$

$$S = 6.157,46 \text{ m}^2$$

Para calcular cada una de las superficies para los contaminantes utilizaremos la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{med.d} * C_i}{M_i} \quad (57)$$

Siendo,

C_i: concentración inicial del contaminante (del afluente), (mg/l)

M_i: carga de contaminante, (g/m²/día)

Tabla 31: Resultado de las superficies calculadas para cada uno de los parámetros de calidad – 1era etapa.

Parámetro	M _i (g/m ² dia)	Superficie (m ²)
Carga hidráulica	-	6157,46
DBO ₅	150	5695,65
DQO	350	5187,11
SST	150	3584,46
NKT	30	5004,58

En la Tabla 31 se muestran los resultados obtenidos para cada una de las superficies esperando cada parámetro de calidad. Como podemos ver la mayor superficie corresponde a la de la carga hidráulica, que es de 6157,46 m², y en base a esta definiremos el diseño del humedal.

Considerando que será un humedal de grandes dimensiones, se debe dimensionar como si fueran varios humedales en uno, para lo cual dividiremos la superficie en líneas paralelas, asumimos entonces que habrán 4 grupos o líneas paralelas 4 líneas de 3 celdas cada una, por lo que, tendremos en total 12 celdas.

Luego para determinar el largo y ancho de cada celda, consideramos una relación de 1:1 y fijamos L: 40 m y W: 40 m, y para calcular la superficie total de la primera etapa usamos la siguiente expresión:

$$S_{t.1} = L * W * n^{\circ}celdas \quad (58)$$

Siendo,

S_{t.1}: Superficie total de la 1era etapa del humedal, (m²)

L: largo, (m)

W: ancho, (m)

$$S_{t.1} = 40 * 40 * 12$$

$$S_{t.1} = 19.200 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, habrá 12 celdas con un total de 19.200 m² de superficie dividido en cuatro líneas paralelas y 3 celdas cada una. Hay que recordar que de las 3 celdas solo una

se encontrará en funcionamiento y las otras 2 estarán en descanso. Como existen cuatro líneas se encontrará en funcionamiento una celda por cada línea

Para el perfil de cada celda se seguirán las recomendaciones de Dotro, G. et al., (2017) y que se muestran en la Tabla 32.

Tabla 32: Especificaciones de medios filtrantes para un diseño de humedal francés VF. (Dotro, G. et al., 2017).

Capa	Primera etapa		Segunda etapa	
	Espesor	Material	Espesor	Material
Resguardo	> 30 cm			
Capa principal	30 a 80 cm	2 - 6 mm grava	30 a 80 cm	arena 0.25<d10<0,4 mm y d60/d/10 < 5 y menor al 3% partículas finas
Capa de transición	10 a 20 cm	5 - 15 mm grava	10 a 20 cm	3 - 12 mm grava
Capa de drenaje	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava

Por lo tanto, se fijan los valores medios para cada capa. En la Tabla 33 se muestra el perfil de cada capa de arriba hacia abajo y los materiales que se utilizarán:

Tabla 33: Perfil de cada celda de arriba hacia abajo y material correspondiente – 1era etapa.

Capa	Espesor (m)	Material
Resguardo	0,5	
Capa principal	0,5	grava 2-6 mm
Capa transición	0,15	grava 5-15 mm
Capa drenaje	0,25	grava 20-60 mm
Altura total	1,4	

Resulta una altura de filtro de 1,4 m de espesor sumando todas sus capas.

Para la distribución del agua residual se debe considerar descargas intermitentes y muy intensas para que inunde toda la superficie, como son cuatro grupos o líneas paralelas, el caudal se va a distribuir en cuatro, por lo que debemos dividirlo en cuatro.

La altura de inundación se recomienda que sea de 2 a 5 cm por cada descarga, por lo que se fija un valor de 3 cm.

Ahora calculamos el volumen de descarga mediante la siguiente expresión, considerando que la superficie de cada es de 1.600 m²:

$$V_d = S_{celda} * h_i \quad (59)$$

Siendo,

V_d: Volumen por descarga, (m³)

S_{celda}: Superficie de cada celda, (m²)

h_i: altura de inundación, (m)

$$V_d = 1.600 * 3$$

$$V_d = 48 \text{ m}^3/\text{descarga}$$

Como se mencionó anteriormente el caudal debe dividirse en 4, por lo que el caudal que entra a cada celda será de 569,57 m³/d

Para el cálculo del número de descargas usamos la siguiente expresión:

$$n^{\circ} \text{descargas} = \frac{Q_{med.d}}{V_d} \quad (60)$$

$$n^{\circ} \text{descargas} = \frac{\frac{2.278,26}{4}}{48}$$

$$n^{\circ} \text{descargas} = 11,8 \approx 12 \text{ descargas/dia}$$

Caudal horario de agua residual en cada descarga, consideraremos la carga hidráulica mínima (HLR) recomendada de 0,5 m³/m² h y la siguiente expresión:

$$Q_d = S_{celda} * HLR \quad (61)$$

Siendo,

Q_d : Caudal horario en cada descarga, (m^3/h)

HLR: Carga hidráulica mínima por cada celda, ($m^3/m^2 h$)

$$Q_d = 1.600 * 0,5$$

$$Q_d = 800 m^3/h$$

Finalmente se ve determinar la duración del pulso de agua coma para lo cual utilizaremos la siguiente expresión:

$$T_p = \frac{V_d}{Q_d} \quad (62)$$

Siendo,

T_p : Duración del pulso de agua, (min)

$$T_p = \frac{48}{800/60}$$

$$T_p = 3,6 \text{ min}$$

- 2da etapa

Para comenzar con el diseño de la segunda etapa debemos conocer las concentraciones de las variables a la salida de la primera etapa, por lo que, primero debemos calcularlas considerando los porcentajes de eliminación recomendadas por Dotro, G. et al., (2017) y que se mencionan en la Tabla 30.

Como hemos definido que el humedal funcionará con cuatro líneas debemos considerar como si fueran cuatro humedales diferentes, por lo tanto, para calcular las concentraciones de los contaminantes de salida de la primera etapa utilizaremos el caudal medio diario será de $569,57 m^3/d$.

Primero debemos calcular la carga orgánica diaria de la primera etapa para cada parámetro mediante la siguiente ecuación:

$$C_{org,1era} = \frac{Q_{med,d} * C_i}{S_{celda}} \quad (63)$$

Siendo,

$C_{org,1era}$: Carga orgánica diaria de la primera etapa, (g/m²dia)

C_i : concentración inicial del contaminante (fuente de la primera etapa), (mg/l)

Luego determinamos la carga eliminada de cada con los porcentajes de eliminación recomendados y finalmente la carga diaria de cada contaminante en el efluente de la primera etapa se obtiene restando la carga orgánica diaria y la carga eliminada:

$$C_{diaria} = C_{org,1era} - C_{elim} \quad (64)$$

Siendo,

C_{diaria} : carga diaria en el efluente de la primera etapa, (g/m²día)

C_{elim} : Carga eliminada en la primera etapa, (g/m²día)

Con los valores obtenidos podemos determinar la concentración de los contaminantes en el efluente de la primera etapa mediante la siguiente expresión:

$$C_{f.1} = \frac{S_{celda} * C_{diaria}}{Q_{med.d}} \quad (65)$$

Siendo,

$C_{f.1}$: Concentración de contaminantes en el efluente de la primera etapa, (mg/l)

En la Tabla 34 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 34: Características del efluente de la 1era etapa del HAFSsV francés.

Parámetro	Carga orgánica diaria 1era etapa (g /m ² d)	Carga eliminada 1era etapa (g /m ² d)	Carga diaria en el efluente 1era etapa (g /m ² d)	Concentración contaminante en el efluente 1era etapa
DBO5	133,49	120,14	13,35	37,50
DQO	283,67	226,94	56,73	159,38
SST	84,01	75,61	8,40	23,60
NKT	23,46	14,45	9,01	25,30

Una vez conocidas las concentraciones de cada parámetro que entrará a la segunda etapa del HAFSsV francés, podemos comenzar a realizar el diseño de esta. Para eso,

comenzamos determinando, al igual que en la primera etapa, las superficies para cada parámetro de calidad y para la carga hidráulica, seleccionando el de mayor magnitud. Cada superficie se obtendrá dividiendo el caudal medio diario por su correspondiente carga másica superficial máxima, para lo cual utilizaremos las que se muestran en la Tabla 35.

Tabla 35: Cargas másica superficiales máximas para cada parámetro y cargas de eliminación teórica – 2da etapa. (Dotro, G. et al., 2017).

Parámetro	Carga máxima	Carga eliminación (g/m ² /d)
Carga hidráulica (C _h)	0,37 m ³ /m ² /d	-
DBO ₅	20 g/m ² /d	0,8*M _{DBO5}
DQO	70 g/m ² /d	0,75* M _{DQO}
SST	30 g/m ² /d	0,80*M _{SST}
NKT	15 g/m ² /d	1,194*M _{NKT} ^{0,8622}
<i>NOTA: M_i es la carga másica de entrada de cada parámetro (g/m²/d)</i>		

Mediante las mismas ecuaciones utilizadas para la 1era etapa, determinamos las superficies para la 2da etapa. En la Tabla 36 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 36: Resultados de las superficies calculadas para cada uno de los parámetros de calidad – 2da etapa

Parámetro	M _i (g/m ² dia)	Superficie (m ²)
Carga hidráulica	-	6157,46
DBO ₅	20	4271,74
DQO	70	5187,11
SST	30	1792,23
NKT	15	3842,94

Se selecciona la de mayor magnitud, que al igual que para la primera etapa la mayor área viene siendo la de la carga hidráulica de 6.157,46 m².

Como se dijo anteriormente, el humedal contará con 4 líneas paralelas, en la segunda etapa de este tipo de humedales se deben considerar 2 celdas por cada línea, por lo tanto, se tendrá un total de 8 celdas con las mismas dimensiones que las celdas de la primera etapa, por lo que la superficie total de la segunda etapa será la siguiente:

$$S_{t.2} = L * W * n^{\circ}celdas \quad (66)$$

Siendo,

$S_{t.2}$: Superficie total de la 2da etapa del humedal, (m²)

L: largo, (m)

W: ancho, (m)

$$S_{t.2} = 40 * 40 * 8$$

$$S_{t.2} = 12.800 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, en la segunda etapa habrá 8 celdas con un total de 12.800 m² de superficie dividido en cuatro líneas paralelas y 2 celdas cada una.

Siendo la superficie total del humedal la suma de las superficies de ambas etapas, la cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_T = S_{t.1} + S_{t.2} \quad (67)$$

Siendo,

S_T : Superficie total del humedal, (m²)

$$S_T = 19.200 + 12.800$$

$$S_T = 32.000 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la superficie total del HAFSsV francés sería de un 32.000 m², sin considerar que se deberá agregar espacio para separación entre celdas, entre otras instalaciones auxiliares.

La capa filtrante se determina considerando las recomendaciones de la Tabla 32. Por lo tanto, se fijan los valores medios para cada capa. En la Tabla 37 se muestra el perfil de cada capa de arriba hacia abajo y los materiales que se utilizarán.

Tabla 37: Perfil de cada celda de arriba hacia abajo y material correspondiente – 2da etapa.

Capa	Espesor (m)	Material
Resguardo	0,25	
Capa principal	0,5	grava 2-6 mm
Capa transición	0,15	grava 5-15 mm
Capa drenaje	0,25	grava 20-60 mm
Altura total	1,15	

En la Tabla 38 se muestran los resultados del dimensionamiento del HAFSsV francés.

Tabla 38: Resumen de resultados obtenidos para el dimensionamiento del HAFSsV francés.

Parámetro	Etapa 1	Etapa 2	unidad
Superficie total	19.200	12.800	m ²
	32.000		m ²
N° de línea paralelas	4	4	Ud
N° de celdas por línea	3	2	Ud
N° de celdas totales	12	8	Ud
Ancho cada celda	40	40	m
Largo cada celda	40	40	m
Superficie de cada celda	1.600	1.600	m ²

Para la determinación de las concentraciones finales de los contaminantes en el efluente del humedal, se considerarán los porcentajes de remoción que se establecen en la Tabla 35 y mediante el mismo procedimiento de cálculo de la primera etapa, los resultados se pueden ver en la Tabla 39.

Tabla 39: Características del efluente de la 2da etapa del HAFSsV francés.

Parámetro	Carga orgánica diaria 2da etapa (g /m ² d)	Carga eliminada 2da etapa (g /m ² d)	Carga diaria en el efluente 2da etapa (g /m ² d)	Concentración contaminante en el efluente 2da etapa (mg/l)
DBO5	13,35	10,68	2,67	1,88
DQO	56,73	42,55	14,18	9,96
SST	8,40	6,72	1,68	1,18
NKT	9,01	7,94	1,06	0,75

Finalmente, en Tabla 40 se presentan los valores de concentración final en el efluente. Para la determinación de la eliminación de fósforo se asumió un 20% igual que para un HAFSsV. Aunque, Paing, J. et al. (2015) indican que según varias experiencias de HAFSsV con sistema francés el rendimiento de remoción de fósforo podría ser de 23% e ir aumentando con el tiempo hasta 28% debido al poder filtrante de la capa depósito.

Tabla 40: Resultados de concentración final en el efluente del HAFSsV francés.

Parámetro	Concentración entrada humedal (mg/l)	Eficiencia remoción HAFSsV francés (Dotro, G. et al., 2017)	Concentración salida humedal (mg/l)	Límite máximo permitido Norma Chilena (mg/l) Dto. 90/2001	Límite máximo permitido Norma Española (mg/l) DE 91/271/ CEE
DQO	510	99,63%	1,88		125
DBO5	240	95,85%	9,96	35	25
Nitrógeno total	52,06	97,73%	1,18	50	15
Fósforo total	24,41	20%	19,53	10	2
Sólidos suspendidos	94,40	99,21%	0,75	80	35

La calidad del efluente obtenido cumple con los límites permitidos de DQO, DBO5, NT y SST con creces, esto se debe a que la superficie siempre se redondeó hacia valores mayores para estar por el lado de la seguridad. Por esto se espera conseguir lo mismo con el fósforo, pero no se puede afirmar teóricamente.

7.4. Propuestas para la eliminación de fósforo

Una de las limitaciones de los humedales artificiales y que se ha detectado con el tiempo es la eliminación de fósforo, que en los primeros años logran eliminarlo, pero esta efectividad va disminuyendo debido a la saturación de los medios de adsorción (Kadlec, R. y Wallace, S., 2009).

Como en ninguna las tres alternativas de humedal se ha logrado la remoción de fósforo a niveles aceptables en comparación de las normativas chilena y española. Tras la revisión de la literatura se ha llegado a proponer las siguientes alternativas:

- Medios reactivos

Los medios reactivos que se suelen utilizar son productos naturales, subproductos industriales y productos manufacturados, siendo los materiales a base de calcio los más utilizados debido a que suelen formar productos estables e insolubles con fosfato. La principal desventaja de utilizar medios reactivos es que el efluente suele aumentar su pH. El proceso más dominante para la eliminación de fósforo en bajas concentraciones es la adsorción y para altas concentraciones de fósforo es la precipitación.

Los medios reactivos son procesos limitados, ya que la adsorción es limitada y puede reducir el funcionamiento hidráulico del humedal. Por lo que, para no cambiar todo el medio filtrante del humedal se recomienda agregar un lecho filtrante antes o después del tratamiento sin plantas (Dotro, G. et al., 2017).

- Adición de sales químicas

La adición de sales (hierro o aluminio) es la solución más utilizada en tratamiento convencionales. Sin embargo, en tratamientos con humedales la disponibilidad de datos es limitada a largo plazo y a gran escala.

La propuesta que se presentará a continuación proviene de un estudio realizado por Dotro, G. et al. (2015), donde se analizó la efectividad de eliminar fósforo agregando

sales en diferentes puntos del proceso de tratamiento de 14 plantas depuradoras de aguas residuales urbanas con diferentes tipos de procesos de depuración y la adición de un HAFSsH como tratamiento terciario para recibir los precipitados de fósforo y obtener un efluente con mucho menos concentración de fósforo. Las conclusiones de dicho estudio indican que la estrategia ha funcionado con éxito. Sin embargo, como se mencionaba anteriormente, la disponibilidad de datos es limitada, y para humedales artificiales a gran escala como en este caso, no se han encontrado experiencias de este tipo que puedan asegurar su efectividad.

De todas maneras, lo que se propone para solucionar este problema de eliminación de fósforo es la adición de sales aguas arriba de cada humedal. Para el caso del HAFSsH y HAFSsV se podrían agregar dichas sales en el desarenador aireado para que precipite el fósforo en el sedimentador primario, para disminuir las concentraciones de fósforo a la entrada del humedal, y para el caso del HAFSsV francés también podría agregarse las sales en el desarenador aireado y el precipitado de fósforo podría quedar retenido en la capa depósito, aunque esto provocaría que la capa tenga que ser retirada más frecuentemente.

No olvidar que para la selección de la del tipo y dosificación del precipitante es importante realizar previamente un ensayo de Jar-test.

7.5. Sistema de humedal artificial para el tratamiento de lodos humedales HAFSsH y HAFSsV

Para el diseño de los sistemas de tratamiento con humedal horizontal y vertical, se ha considerado un tratamiento primario mediante sedimentador primario, el cual producirá fangos que deberán ser tratados.

Por lo tanto, para completar el diseño de cada sistema se propone implementar a la salida del sedimentador primario un humedal artificial para el tratamiento de lodos (HATL).

Según Dotro, G. et al. (2017) no existen pautas para el diseño de estos humedales y la experiencia es menor a 20 años, por lo que para el diseño se ha tomado como referencia la investigación realizada por Silva, G. (2019), quien a su vez se ha guiado por diferentes autores que han realizado experimentos a escala piloto y real para este tipo de humedales.

Para el diseño se consideran las recomendaciones de parámetros que se indican en la Tabla 41.

Tabla 41: Principales parámetros propuestos para HATL. (Silva, L., 2019).

Parámetro	Valor recomendado
Tasa de carga de lodos (kg ST/m ² año) *	30 – 90
Número mínimo de camas	8 – 10
Altura de camas sobre la superficie del filtro (m)	1,7 – 1,8
Altura de acumulación de lodos (m)	1,5 – 1,6
Altura de seguridad (m)	0,2
Altura de medio filtrante (m)	0,55 – 0,60
Tiempo de almacenamiento de lodo (años)	8 – 10
(*) la tasa de carga de lodos de entre 30 a 60 kg ST/m ² año es considerada para climas fríos y para climas cálidos se puede considerar hasta 90 kg ST/m ² año (Dotro, G. et al 2017)	

- Superficie calculada del humedal

Para el cálculo de la superficie requerida se debe considerar la producción de fango estimada del sedimentador primario (322,6 kg ST/d) y seleccionar una tasa de carga de lodos, que para este caso se ha seleccionado 80 kg ST/m²año. Utilizando la siguiente ecuación se consigue la superficie total.

$$S_{HATL} = \frac{\text{Produccion de lodos} \left(\frac{\text{kg ST}}{\text{año}} \right)}{\text{Tasa de carga de lodos} \left(\frac{\text{kg ST}}{\text{m}^2 \text{ año}} \right)} \quad (68)$$

Siendo,

S_{HATL} : Superficie calculada del humedal artificial tratamiento de lodos, (m²)

$$S_{HATL} = \frac{322,6 * 365}{80}$$

$$S_{HATL} = 1.471,87 \text{ m}^2$$

- Número de camas

Según las recomendaciones estas deben ser de 8 a 10 camas, por lo que seleccionamos que sean 8, considerando que mientras más camas sean, mayor será el tiempo de retención entre cada alimentación.

- Superficie por cama

$$\text{Superficie por cama} = \frac{S_{HATL}}{n^{\circ} \text{ camas}} \quad (69)$$

$$\text{Superficie por cama} = \frac{1.471,87}{8}$$

$$\text{Superficie por cama} = 183,98 \text{ m}^2$$

Los que nos da un largo de 14 m y ancho de 14 m. Por lo tanto, la superficie total del humedal será:

$$S_T = L * A * n^{\circ} \text{ camas} \quad (70)$$

Siendo,

S_T : Superficie total del humedal, (m²)

L: largo, (m)

A: ancho (m)

$$S_T = 14 * 14 * 8$$

$$S_T = 1.568 \text{ m}^2$$

- Calado

De acuerdo a lo recomendado, se selección una altura de fango de 1,5 m, espesor medio filtrante de 0,60 m y altura de seguridad de 0,2 m. Por lo que, el calado puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$\text{Calado} = A_f + E_{mf} + A_s \quad (71)$$

Siendo,

A_f : Altura del fango, (m)

E_{MF} : Espesor del medio filtrante, (m)

A_s : Altura de seguridad, (m)

$$Calado = 1,5 + 0,6 + 0,2$$

$$Calado = 2,3 \text{ m}$$

Si se asume que la velocidad de acumulación de fango es de unos 10 cm/año se puede estimar que el vaciado será cada 8 o 10 años (Hernández, C. y Martín, M. 2023).

El medio filtrante estará compuesto por lo señalado en la Tabla 42.

Tabla 42: Capas del medio filtrante del HATL.

Capa	Material	Diámetro del material	Espesor de la capa
Inferior	Piedras	5 cm	25 cm
Intermedia	Grava	2 a 10 mm	25 cm
Superior	Arena	0,5 a 1 mm	10 cm

En cuanto a la vegetación, Silva, L. (2019) indica que se recomienda el uso de carrizo o *Phragmites australis* y una densidad de plantación de 4 plantas/m².

En la Tabla 43 se presenta un resumen del HATL a ser implementado a un costado del sedimentador primario que se considera para el tratamiento de aguas residuales de los humedales artificiales: HAFSsH y HAFSsV.

Tabla 43: Resumen de la propuesta de un humedal artificial para el tratamiento de lodos del sedimentador primario.

Característica	Valor	Unidad
Superficie calculada	1.471,87	m ²
Nº total de camas	8	Un
Superficie por cama	14 m x 14 m = 196	m ²
Calado total	2,3	m
Superficie total del HATL	1.568	m ²

8. COSTES DE IMPLEMENTACIÓN DEL TRATAMIENTO CON HUMEDAL ARTIFICIAL

San Pedro de Atacama se destaca por su principal actividad económica que es el turismo y la agricultura. Sin embargo, también se encuentra rodeado de faenas mineras, principalmente de cobre y litio. Estas empresas mineras, debido al impacto ambiental que generan en las comunidades aledañas y para mantener buenas relaciones, cuentan con programas de desarrollo económico local, que consisten en inversiones sociales estratégicas, donde las mineras promueven asociaciones con las comunidades locales para beneficiarse directa e indirectamente de las operaciones de la mina. Por lo que, la implementación de una iniciativa sostenible como lo son los humedales artificiales para el pueblo de San Pedro de Atacama es una propuesta interesante a financiar por este tipo de empresas. Además, existen diversos fondos gubernamentales para subsidiar parte de la inversión que requiere la implementación de esta nueva EDAR.

En el presente apartado se consideran los costes estimados para las principales obras y materiales que requiere cada humedal artificial para su construcción e implementación, el proceso constructivo considera a grandes rasgos las siguientes etapas:

1. Levantamiento topográfico del terreno seleccionado
2. Limpieza, trazado y replanteo del terreno
3. Movimiento de tierra: excavaciones para humedal
4. Instalación de arquetas de distribución
5. Obra civil para la impermeabilización con geomembrana
6. Instalación de tuberías y accesorios
7. Medio filtrante: arenas y gravas
8. Implantación de la vegetación
9. Pretratamiento: enrejado y desarenador
10. Tratamiento primario (si aplica)
11. Manejo de lodos (si aplica)

Algunos precios fueron extraídos del generador de precios de la construcción (Generador de precios, 2023) y de CENTA (2021).

A continuación, se muestra una tabla de costes para cada uno de los humedales propuestos.

Tabla 44: Estimación de costes del HAFSsH.

Nº	Descripción	Cantidad	Unidad medición	Precio unitario (€)	Precio total (€)
1	Preliminares				
	Despeje y limpieza del terreno con medios mecánicos (desniveles mínimos)	135.000	m2	0,70	94.500,00
2	Movimiento de tierra				
	Excavación a cielo abierto con medios mecánicos	74.250	m3	3,67	272.497,50
3	Levantamiento topográfico	24	hora	25,00	600,00
4	Obra civil				
	Impermeabilización con geomembrana (HAFSsH)	124.500	m2	12,30	1.536.330,00
	Impermeabilización con geomembrana (HATL)	2.600	m2	12,34	32.084,00
5	Tuberías y accesorios				
	Tuberías, válvulas y accesorios para humedal	1	ud	146.250,00	146.250,00
6	Medio filtrante				
	Arena (diámetro 8 mm)	67.500	m3	17,54	1.183.950,00
7	Vegetación				
	Implantación de vegetación	337.500	ud	1,76	594.000,00
8	Pretratamiento				
	Enrejado limpieza mecánica	1	ud	26.803,49	26.803,49
	Desarenador-desengrasador (con soplante)	1	ud	29.483,84	29.483,84
9	Tratamiento primario	1	ud	16.896,79	16.896,79
10	Equipos de bombeo	4	ud	4.283,60	17.134,40
		TOTAL		3.950.530,02	

Tabla 45: Estimación de costes del HAFSsV.

Nº	Descripción	Cantidad	Unidad medición	Precio unitario (€)	Precio total (€)
1	Preliminares				
	Despeje y limpieza del terreno con medios mecánicos (desniveles mínimos)	31.680	m2	0,70	22.176,00
2	Movimiento de tierra				
	Excavación a cielo abierto con medios mecánicos	38.016	m3	3,67	139.518,72
3	Levantamiento topográfico	20	hora	25,00	500,00
4	Obra civil				
	Impermeabilización con geotextil y geomembrana	35.000	m2	12,34	431.900,00
	Impermeabilización con geomembrana (HATL)	2.600	m2	12,34	32.084,00
5	Tuberías y accesorios				
	Tuberías, válvulas y accesorios para humedal	1	ud	222.360,00	222.360,00
6	Medio filtrante				
	Arena	20.306,4	m3	17,54	356.174,26
	Grava	9.372	m3	3,86	36.175,92
7	Vegetación				
	Implantación de vegetación	86.400	ud	1,76	152.064,00
8	Pretratamiento				
	Enrejado limpieza mecánica	1	ud	26.803,49	26.803,49
	Desarenador-desengrasador (con soplante)	1	ud	29.483,84	29.483,84
9	Tratamiento primario	1	ud	16.896,79	16.896,79
10	Equipos de bombeo (incluidos reciprocación y lodos)	33	ud	4.283,60	141.358,80
11	Sifón de alimentación	12	ud	3.000,00	36.000,00
TOTAL				1.643.495,82	

Tabla 46: Estimación de costes del HAFSsV francés.

Nº	Descripción	Cantidad	Unidad medición	Precio unitario (€)	Precio total (€)
1	Preliminares				
	Despeje y limpieza del terreno con medios mecánicos (desniveles mínimos)	35.200	m2	0,70	24.640,00
2	Movimiento de tierra				
	Excavación a cielo abierto con medios mecánicos	31.680	m3	3,67	116.265,60
3	Levantamiento topográfico	20	hora	25,00	500,00
4	Obra civil				
	Impermeabilización con geotextil y geomembrana	40.000	m2	12,34	493.600,00
5	Tuberías y accesorios				
	Tuberías, válvulas y accesorios para humedal	1	ud	222.360,00	222.360,00
6	Medio filtrante				
	Arena	16.000	m3	17,54	280.640,00
	Grava	12.800	m3	3,86	49.408,00
7	Vegetación				
	Implantación de vegetación	96.000	ud	1,76	168.960,00
8	Pretratamiento				
	Enrejado limpieza mecánica	1	ud	26.803,49	26.803,49
	Desarenador-desengrasador (con soplante)	1	ud	29.483,84	29.483,84
9	Sifón de alimentación	6		3.000,00	18.000,00
10	Equipos de bombeo	4	ud	4.283,60	17.134,40
TOTAL				1.447.795,33	

En la Figura 33 se muestra una gráfica comparativa de las tres alternativas planteadas, donde se puede ver que el HAFSsH casi duplica el coste de las otras dos alternativas, esta diferencia de costes viene dada principalmente por que el HAFSsH requiere casi cuatro veces la superficie de las otras dos alternativas, esto se refleja en el casi cuatro veces requerimiento de movimientos de tierra, volumen de material filtrante, vegetación a plantar, etc. Por otro lado, el HAFSsV tiene mayores costes que el sistema francés, aunque poca diferencia, debido a que se debe implementar el HATL, tratamiento primario y el bombeo para la reciprocación. Por lo tanto, el sistema francés

es el que muestra menores costes debido a que no requiere tratamiento primario ni manejo de lodos.

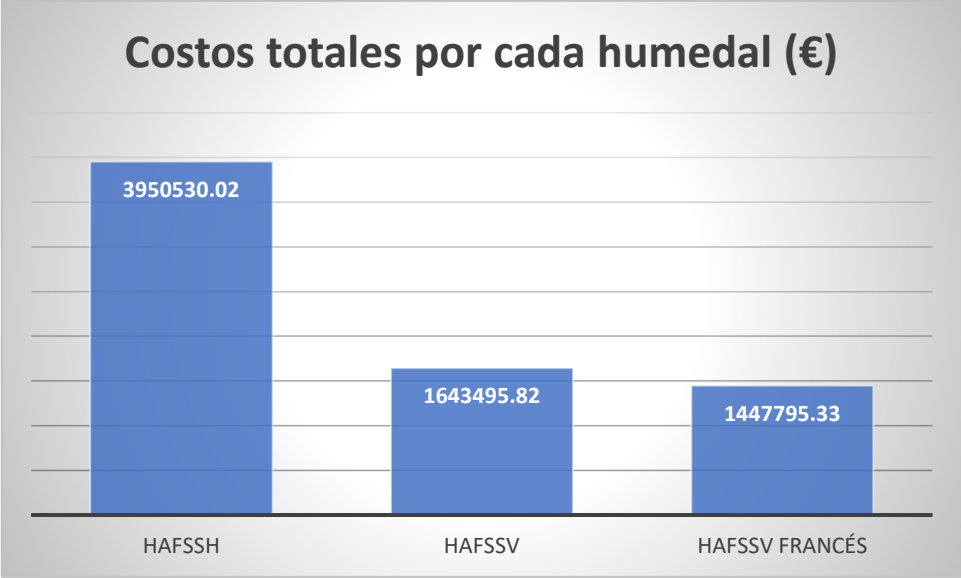


Figura 33: Comparativa de los costes total de la implementación de cada humedal. (Fuente: elaboración propia).

9. CARACTERÍSTICAS DEL EMPLAZAMIENTO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

Es importante tomar en cuenta ciertas consideraciones al implementar un humedal artificial, como el terreno en el que se emplazará, consideraciones para su construcción y posterior operación y mantenimiento. Por lo que, a continuación, se detalla el posible emplazamiento del humedal, características de construcción, impermeabilización, distribución y recogida, el medio granular, plantación, puesta en marcha y mantenimiento.

9.1. Emplazamiento

Las variables más importantes que mencionan García, J. y Corzo, A. (2008) para la elección del emplazamiento de un humedal artificial son: accesibilidad, precio y calidad del terreno, climatología y geología, etc. Estos enfocados a no aumentar los costes y facilitar la construcción.

Además, un terreno con pendientes moderadas es ideal para el agua pueda discurrir por las celdas del humedal y pasar de una línea a otra, sin recurrir al uso de bombas (CENTA, 2021).

El humedal artificial se pretende emplazar en fuera del límite urbano cercanos al pueblo de San Pedro de Atacama, pero lo suficientemente alejado de la población para no causar impactos sobre esta. Estos terrenos pertenecen al Ministerio de Bienes Nacionales y corresponden a terreno fiscales vacuos, por lo que su ocupación dependerá de realizar diferentes trámites para la obtención de permisos para el uso de estos. Se encuentran ubicados al sur del pueblo en las coordenadas geográficas UTM X: 7459039 Este e Y: 586811.44 Norte junto a la ruta CH-23.

Como se puede ver en la Figura 34 el emisario de las aguas residuales del pueblo se encuentra a 2.416 m.s.n.m. y el humedal se encontraría a 2.381 m.s.n.m., formándose una diferencia de cota que permitiría que sistema de tratamiento con humedal funcione mediante gravedad.

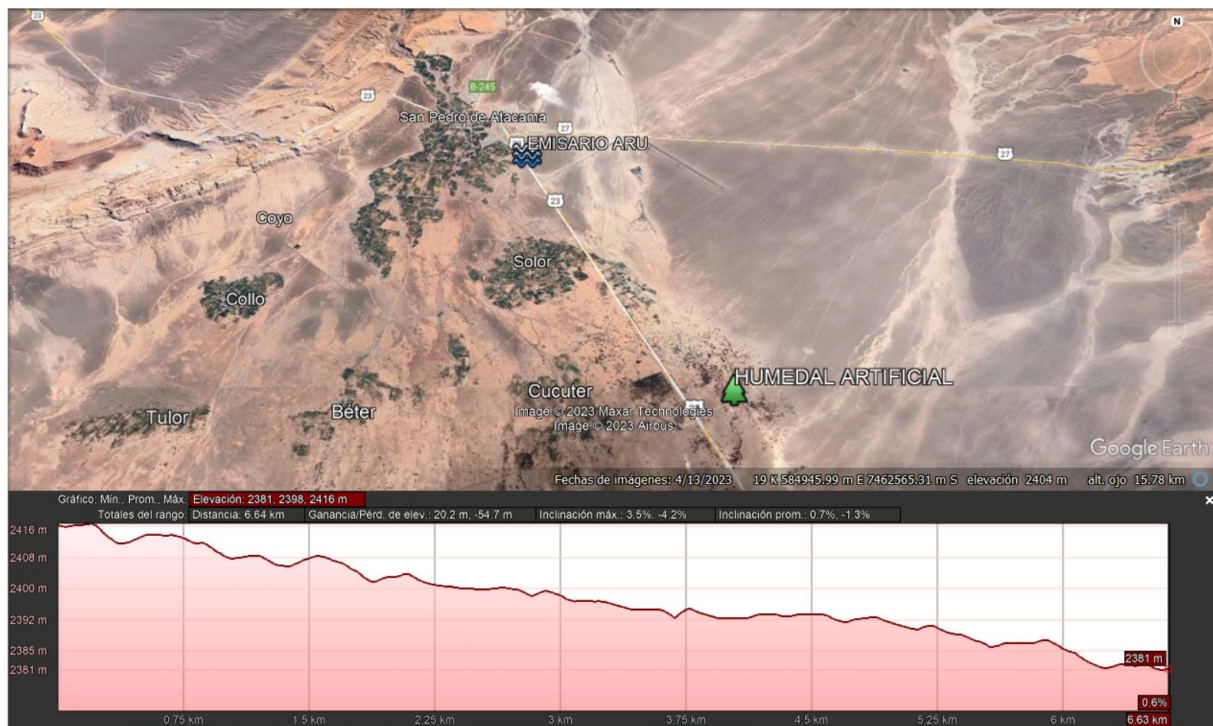


Figura 34: Emplazamiento del humedal artificial y perfil de elevación de la zona. (Fuente: Google earth Pro).

En los Anexo 3, Anexo 4, Anexo 5 y Anexo 6 se presentan los esquemas del emplazamiento y distribución de los procesos depurativos de cada humedal artificial (dimensiones solo representativas).

9.2. Construcción

Una vez que se ha elegido el terreno y que cumple con variables señaladas en el apartado anterior. Previo a la construcción del humedal se deben realizar diferentes acciones como son:

- Levantamiento topográfico
- Acondicionamiento del terreno

Desbroce y limpieza

- Movimientos de tierras

Excavaciones a cielo abierto con medios mecánicos para las celdas de los humedales.

- Celdas

Tendrá taludes con una inclinación de 45° y un 1% de inclinación en el fondo desde la entrada hasta la salida, cada celda deberá contar con un bordillo perimetral de unos 10 cm de altura para evitar el ingreso de aguas de lluvia (CENTA, 2021).

- Impermeabilización o confinamiento

Se debe garantizar que las celdas sean estancas y evitar fugas de aguas contaminadas al subsuelo (CENTA, 2021). Para lo cual, se utilizará geomembrana en todas las celdas del humedal, específicamente en los taludes de la entrada, salida, laterales y en el fondo de estas.

- Medio granular

El medio granular debe estar limpio, ser homogéneo, duro, durable y de larga duración (García, J. y Corzo, A., 2008). En el diseño de cada humedal se mencionó los medios granulares que se utilizarán. Para la colocación del medio granular dentro de cada celda se debe tener cuidado de no afectar la lámina impermeabilizante el sistema de drenaje y ventilación del fondo.

- Sistema de distribución y recogida

En los HAFSsH el agua residual debe ser distribuida equitativamente a cada celda mediante arquetas de distribución, en ellas el tiempo de retención debe ser mínimo. Las arquetas de entrada se encargarán de dividir el caudal de manera que el agua llegue a todas las celdas equitativamente, cuentan con 3 vertederos y habrá tantos vertederos como celdas.

Las tuberías tendrán un diámetro que corresponda con el caudal necesario y la velocidad del agua no será menor de 1 m/s. Una vez que el que ha pasado por el medio filtrante se dirigen al drenaje y hasta las arquetas de salida que se encargan de llevar el agua tratada (García, J. y Corzo, A., 2008).

En los HAFSsV y HAFSsV francés el agua residual llega a una arqueta de distribución que logra rotar cada celda mediante válvulas que deben ser operadas por una persona encargada.

Cuando existe un sistema de bombeo el agua llega a la arqueta y se dosifica en 4 a 6 pulsos diarios, y cuando es por gravedad debe haber un sifón en la propia arqueta de distribución con una diferencia de cota entre la salida de esta y el humedal.

Sobre el medio granular se colocan las redes de tuberías que distribuirán homogéneamente al agua residual por cada una de las celdas y en el fondo se coloca la red de tubería perforada para la recogida del agua, estas deben estar cubiertas por

gravas gruesas para evitar que el medio granular entre por las perforaciones de las tuberías.

- Plantación

En el apartado 4.4.3. se mencionan las plantas que dan mejores resultados en los humedales artificiales. En el presente trabajo, la zona de estudio es un desierto, sin embargo, existe varios humedales naturales (vegas, bofedales, etc.) con vegetación García, J. y Corzo, A., (2008) señala que en Europa se utiliza una densidad de 3 ejemplares por metro cuadrado y que la plantación se puede obtener de plántulas de viveros, rizomas y/o de humedales natural con los permisos correspondientes.

9.3. Operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento (O&M) de los humedales artificiales de flujo subsuperficial son en general fácil, ya que tan solo requieren: inspecciones rutinarias, limpieza de la etapa de pretratamiento, verificar que el reparto del agua sea homogéneo, controlar mediante analítica el proceso depurativo, extraer los lodos del tratamiento primario, poda anual de vegetación o cuando se requiera, etc. Para el caso de que el HAFSsV requiera bombeo se debe realizar mantenimiento a estos equipos (CENTA,2021).

A continuación, se resumen los O&M para cada tipo de humedal:

- O&M para los HAFSsH: el problema que más se repite en este tipo de humedal de la obstrucción por carga excesiva de materia orgánica y/o sólidos en el medio filtrante. Esto se debe principalmente a la falta de mantenimiento o al mal dimensionamiento del propio humedal. Se puede solucionar cambiando el medio filtrante y las tasas de carga, y verificando que los tratamientos previos funcionen correctamente

Los requisitos de O&M son: tratamiento aguas arriba, sistema de distribución de afluentes, estructura de control de salida y vegetación.

- O&M para los HAFSsV: la capa de lodo que se forma en la superficie de los HAFSsV debe ser eliminada cada cierto tiempo, esto evitará la obstrucción del medio filtrante, que el problema que más se repite.

Los requisitos de O&M son: registros de mantenimiento, tratamiento primario, carga intermitente, sifones, tuberías de distribución y plantas.

- O&M para los HAFSvV francés: en este caso, consta de diferentes fases:
 - Fase de puesta en marcha: se debe prestar mayor atención el primer año de funcionamiento a las plantas, donde se deben realizar tareas manuales y fastidiosas. El filtro deberá ser saturado para evitar el crecimiento de malezas y favorecer el crecimiento de las plantas depuradoras.
 - Fase de operación rutinaria: dos veces por semana se debe verificar el buen funcionamiento, realizar las alternancias cada 3,5 días, entre otras tareas.
 - Periodo de retiro de materia orgánica: una vez que la capa de depósito, que aumenta 2 a 3 cm/año, alcance los 20 cm (cada 10 a 15 años) deberá ser eliminada (Dotro, G, et al., 2017).

10. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE DISEÑO DEFINITIVO

Uno de los objetivos específicos del presente trabajo es la selección de una de las alternativas planteadas de tratamiento secundario para el tratamiento de agua servidas del pueblo de San Pedro de Atacama. Tomando como premisa de que un tratamiento adecuado debe garantizar que sea técnico, económico, social y ambientalmente óptimo para el lugar en el que se va a implementar. Para la selección se utilizará el método de decisión multicriterio, este es una herramienta en el que las alternativas se evalúan en base a variados criterios (CENTA, 2021).

Para la toma de decisión se consideraron los siguientes criterios:

- Superficie necesaria
- Requisitos de tratamiento primario
- Complejidad en el sistema de reparto
- Remoción de contaminantes
- Cumplimiento de los límites de vertido
- Tratamientos adicionales (NT, PT y Lodos)
- Costes de implementación
- Complejidad ante operación y mantenimiento

Luego se le otorga una nota a cada criterio para evaluarlos del 1 al 3, siendo la nota 1 baja o mala, la 2 media y la 3 buena o muy buena y finalmente se suman las notas para cada humedal y el que obtenga la mayor nota será la alternativa seleccionada.

En la Tabla 47 se resume la comparativa entre las distintas alternativas y la evaluación según cada criterio.

Tabla 47: Evaluación de alternativas para la toma de decisión. (Fuente: elaboración propia)

Criterio	HAFSsH		HAFSsV		HAFSsV francés	
	Resultado	Nota	Resultado	Nota	Resultado	Nota
Superficie necesaria (m ²)	112.500 m ²	1	28.800 m ²	3	32.000 m ²	3
Requisitos de tratamiento primario	Sed. Prim.	1	Sed. Prim.	1	NO	3
Complejidad en el sistema de reparto	Alta	1	Alta	1	Media	2
Remoción de DQO	80%	2	90%	3	99,63%	3
Remoción de DBO5	90%	3	90%	3	95,85%	3
Remoción de NT	63%	3	20%	1	97,73%	3
Remoción de PT	20%	1	20%	1	20%	1
Remoción de SS	90%	3	90%	3	99,21%	3
Tratamientos adicionales NT (no cumple normativa)	NO	1	SI	2	NO	3
Tratamientos adicionales PT (no cumple normativa)	SI	1	SI	1	SI	1
Tratamientos adicionales lodos (provenientes del tratamiento primario)	SI	1	SI	1	NO	3
Costes de implementación	3.950.530,02 €	1	1.643.495,82€	3	1.447.795,33 €	3
Complejidad ante operación y mantenimiento	Baja	3	Media	2	Alta	1
Total		22		25		32

De los resultados obtenidos en la Tabla 47, donde se realizó un análisis de toda la información expuesta en el presente trabajo y se logró valorar cada uno de los criterios antes mencionados, se ha logrado elegir una de las alternativas para el tratamiento secundario de las aguas residuales urbanas para el pueblo de San Pedro de Atacama. Cada humedal obtuvo la siguiente nota/evaluación: el HAFSsH obtuvo una nota final de 22 puntos, el HAFSsV obtuvo una nota final de 25 puntos y el HAFSsV francés obtuvo una nota final de 32 puntos, por lo tanto, la alternativa escogida y que presenta una viabilidad técnica y económica superior es la alternativa del HAFSsV francés.

11. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Mediante el presente trabajo se busca darle solución a la problemática que ha tenido durante años, el pueblo de San Pedro de Atacama con el tratamiento de sus aguas residuales urbanas, a pesar de contar con un tratamiento mediante lodos activados, este presenta muchas falencias. Para lo cual se ha seleccionado el tratamiento con humedales artificial, ya que es un sistema sostenible, amigable con el medio ambiente, capaz de integrarse a él de manera natural, favoreciendo la biodiversidad y basándose en la propia naturaleza, además se considera que son sistemas mucho más fáciles de operar y mantener con respecto a los tratamientos convencionales, lo cual es muy importante para el pueblo de San Pedro de Atacama.

Se seleccionaron tres alternativas de humedales artificiales: HAFSsH, HAFSsV y HAFSsV sistema francés. En primer lugar se realizó una recopilación de información sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas y los diferentes mecanismos de eliminación de contaminantes que estas conllevan, se revisó la normativa vigente tanto en Chile como en España para tener un referente en cuanto a los límites permitidos de vertido en cada país y sabiendo que las normas Españolas son más exigentes, se analizó variada información disponible sobre la zona de estudio del que se destaca las analíticas de las aguas residuales obtenidas, donde se pueden verificar sus características reales, estimación de la población, condiciones climáticas, condiciones de la EDAR actual, etc.

Con toda esta información, se procedió a realizar el dimensionamiento de cada humedal artificial considerando los pretratamientos, tratamientos primarios, tratamiento de lodos y los tratamientos adicionales que surgieron una vez calculado el rendimiento de cada alternativa y tras comparar los resultados con la normativa antes señalada, definiendo tratamientos adicionales para la eliminación de nutrientes.

Por lo tanto, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- Las tres alternativas de humedal artificial muestran ser eficientes en cuanto a la eliminación de los diferentes contaminantes. Sin embargo, los tres presentaron dificultades para la eliminación de fósforo y los HAFSsH y HAFSsV mostraron dificultad además para eliminar nitrógeno. Para ambas problemáticas en el presente trabajo se presentaron diferentes alternativas para remediarlo.

- Para la eliminación del nitrógeno se propone implementar la reciprocación en el HAFSsV, lo que consiste básicamente en saturar el medio filtrante secuencialmente y luego drenarlo para permitir el ingreso del oxígeno al medio filtrante, consiguiendo la eliminación de nitrógeno y de materia orgánica al mismo tiempo. Este proceso conlleva un coste adicional al requerir bombas.
- Lamentablemente, para el HAFSsH fue más difícil encontrar una solución, ya que las soluciones que se mencionan en la literatura no son suficientes para la concentración que presenta el agua residual urbana, y otras opciones como la combinación de HAFSsV y HAFSsH no parecen ser viables, en este caso, ya que aumentarían demasiado los costes de construcción.
- En lo que respecta a la eliminación del fósforo, este es muy complejo, ya que en la literatura no se encontró información respecto a problemas de fósforo total en humedales artificiales a gran escala, pero si se encontró soluciones recomendadas solo a pequeñas poblaciones (no mayores a 2.000 hab – eq). Por lo tanto, de las dos propuestas mencionadas (medio reactivo y dosificación química), se recomienda para este tipo de humedales a gran escala, utilizar la dosificación química, considerando que el medio reactivo aumentaría la superficie del tratamiento y el recambio del medio en el tiempo sería una tarea complicada y costosa considerando que el lecho al igual que los humedales tendría un tamaño a gran escala.
- Por otro lado, en el tratamiento con HAFSsH y HAFSsV al tener que utilizar un sedimentador primario, se tuvo que adicionar un humedal artificial para el tratamiento de lodos, lo cual adiciona más complejidad a cada sistema. Es por esto que el HAFSsV francés ya presentaba dos grandes ventajas por sobre las otras dos: no requiere pretratamiento ni requiere la estabilización y deshidratación de lodos.
- Finalmente, gracias al método de decisión multicriterio, se ha elegido la alternativa del HAFSsV francés, ya que se considera que es el más viable para ser implementado en San Pedro de Atacama y que cabe mencionar coincide con las alternativas que se han elegido en el mundo, según la literatura, para implementar humedales artificiales a gran escala, como por ejemplo el HAFSsV francés para 30.000 hab – eq que se encuentra ubicado en la ciudad de Orhei en Moldavia, construido entre 2012-2013 y que ocupa una superficie de 5 ha.

Con este humedal se confirmó que no existen límites máximos para la aplicación de sistemas de humedales para el tratamiento de aguas residuales cuando se dispone de un suelo a un coste adecuado. Y para el implementar un humedal artificial en el pueblo San Pedro de Atacama tampoco sería un problema, ya que se encuentra en el desierto y existe una gran disponibilidad de terrenos, que en su mayoría son de propiedad fiscal.

- Con respecto a los humedales artificiales a gran escala, es importante mencionar que se requiere más investigación, ya que no existe gran variedad de literatura disponible con respecto a cómo dimensionar un humedal de estas características, por lo que en el presente trabajo se ha tenido que recurrir a libros y revistas que hacen referencia a humedales artificiales para poblaciones pequeñas. Por lo que, este podría ser un precedente para comenzar a pensar en este tipo de humedales artificiales a gran escala, por ejemplo, para Latinoamérica, que cuenta con grandes superficies disponibles para implementarlos, además de otras características como la climatología, la necesidad de tecnologías a bajo coste y con bajas necesidades de O&M, etc.

11.1. Relación y contribución con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)

La agenda 2030 sobre el desarrollo sostenible fue aprobada por la ONU el año 2015, consta de 17 ODS que incluyen desde la eliminación de la pobreza hasta el combate al cambio climático, la educación, la igualdad de la mujer, la defensa del medio ambiente o el diseño de nuestras ciudades. Los ODS en general son una oportunidad para que los países y sus sociedades emprendan un nuevo camino con el que mejorar la vida de todos.

Cada objetivo tiene metas específicas que deben alcanzarse en los próximos 15 años. Para alcanzar estas metas, todo el mundo tiene que hacer su parte: los gobiernos, el sector privado, la sociedad civil y personas.

El presente trabajo trata de contribuir en algunos de los objetivos propuestos, y se encuentra relacionado con algunos de ellos.

A continuación, se destacan los objetivos y metas en las que la implementación de humedales artificiales como solución para el tratamiento de aguas residuales actúan y se relacionan para contribuir en el cumplimiento de estos:

- Objetivo 3: Garantizar una vida sana y promover el bienestar para todos en todas las edades
 - Meta 3.9 Para 2030, reducir sustancialmente el número de muertes y enfermedades producidas por productos químicos peligrosos y la contaminación del aire, el agua y el suelo.
- Objetivo 6: Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos
 - Meta 6.3 De aquí a 2030, mejorar la calidad del agua reduciendo la contaminación, eliminando el vertimiento y minimizando la emisión de productos químicos y materiales peligrosos, reduciendo a la mitad el porcentaje de aguas residuales sin tratar y aumentando considerablemente el reciclado y la reutilización sin riesgos a nivel mundial
 - Meta 6.4 De aquí a 2030, aumentar considerablemente el uso eficiente de los recursos hídricos en todos los sectores y asegurar la sostenibilidad de la extracción y el abastecimiento de agua dulce para hacer frente a la escasez de agua y reducir considerablemente el número de personas que sufren falta de agua.
 - Meta 6.6 De aquí a 2020, proteger y restablecer los ecosistemas relacionados con el agua, incluidos los bosques, las montañas, los humedales, los ríos, los acuíferos y los lagos

Los humedales artificiales son una gran solución para el tratamiento aguas residuales urbanas especialmente en zonas aisladas, rurales o de bajos ingresos económicos, ya que son sistemas de depuración a bajo coste.

El tratamiento de dichas aguas podría evitar enfermedades que son causados por los vertidos de aguas residuales urbanas sin tratar y que luego son consumidas por la población (Relación y contribución con la meta 3.9 del Objetivo 3 de la ODS).

Pueden mejorar la calidad del agua evitando la contaminación debido a vertidos de aguas residuales sin tratar y las aguas que tratan los humedales podrían ser recicladas reutilizándolas para riego en la agricultura e incentivar el uso eficiente de los recursos hídricos (Relación y contribución con la meta 6.3 y 6.4 del Objetivo 6 de la ODS).

Los humedales artificiales además son capaces de restablecer ecosistemas, al contar que plantas, estas atraen a la biodiversidad y logran crearse nuevos ecosistemas. Muchos humedales artificiales además de tratar aguas residuales urbanas también son utilizados para restablecer la calidad del agua de lagos, humedales, ríos, etc. (Relación y contribución con la meta 6.6 del Objetivo 6 de la ODS)

12. BIBLIOGRAFÍA

- Arteaga-Cortez, Viviana M., Quevedo-Nolasco, Abel, Valle-Paniagua, David H. del, Castro-Popoca, Martiniano, Bravo-Vinaja, Ángel, & Ramírez-Zierold, Jorge A. (2019). *Estado del arte: una revisión actual a los mecanismos que realizan los humedales artificiales para la remoción de nitrógeno y fósforo*. Tecnología y ciencias del agua, 10(5), 319-343. Epub 15 de febrero de 2020. <https://doi.org/10.24850/j-tyca-2019-05-12>
- Baeza, E. (2023). *Norma de calidad para aguas residuales tratadas destinadas a diferentes usos. Casos de Chile, España, Australia e Israel*. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile (BCN)
- Centro de Información de Recursos Naturales (2016). *Región de Antofagasta, Provincia del Loa, Comuna de San Pedro de Atacama Recursos Naturales y Proyectos*
- Cifuentes, F. (2021) *Incidencias sociales, culturales y medioambientales del crecimiento de la actividad turística sobre la localidad de San Pedro de Atacama. Memoria para optar al título de profesional de Geografía*. Universidad de Chile. Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Santiago.
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O. and Von Sperling, M. (2017). *Treatment wetlands*. (Vol. 7) IWA Publishing
- Dotro, G., Prieto F., R., Barak, J., Jones, M., Vale, P. and Jefferson, B. (2015). *Long-Term Performance with Chemical Dosing for Phosphorus Removal*. En J. Vymazal, *The Role of Natural and Constructed Wetlands in Nutrient Cycling and Retention on the Landscape* (págs. 273-292). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-319-08177-9_19
- EcologíaVerde (01 de agosto 2023). *Causas y consecuencias de la contaminación del agua*. <https://www.ecologiaverde.com/causas-y-consecuencias-de-la-contaminacion-del-agua-614.html>
- Fundación Aquae (01 de agosto 2023). *Principales causas y consecuencias de la contaminación en el agua*. <https://www.fundacionaquae.org/agua-y-contaminacion/amp/>

- Fundación Chile (2016). *Diagnóstico del potencial de reúso de aguas residuales en la Región de Valparaíso*.
- Fundación pública Andaluza Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA), (2021). *Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales*. Consejería de Agricultura, Ganadería, Pesca y Desarrollo Sostenible.
- García Serrano, J. y Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos. Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial*. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Generador de precios (15 de agosto 2023). *Generador de precios de la construcción. España*. CYPE Ingenieros, S.A. <http://www.generadordeprecios.info/>
- Henze, M.C.M. van Loosdrecht, G.A. Ekama y D. Brdjanovic (2008). *Biological Wastewater Treatment: Principles, Modelling and Design M*. Ed. IWA Publishing.
- Hernández Crespo, Carmen; Martín Moneris, Miguel (2023). *Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales*. Valencia: edUPV.
- iAgua (01 de agosto de 2023). *Problemas con el recurso agua*. <https://www.iagua.es/blogs/mixzaida-pena/problemas-recurso-agua>
- Instituto de Investigaciones Agropecuarias (25 de mayo 2023). *Agrometeorología, Red agrometeorológica INIA*. <https://agrometeorologia.cl/>
- Langergraber, G., Dotro, G., Nivala, J., Rizzo, A., Stein, O.R., (2019). *Tecnología de humedales para tratamiento: Información práctica para el diseño y aplicación de humedales para tratamiento*. IWA Publishing, London, UK.
- Leiva Moya, A. (2020) *Arquitectura, estructura urbana y turismo de masas: turistificación en el pueblo de San Pedro de Atacama*. A. Llop, C.; Cervera, M.; Peremiguel, F. (eds.). "IV Congreso ISUF-H: Metrópolis en recomposición: perspectivas proyectuales en el Siglo XXI: Forma urbis y territorios metropolitanos, Barcelona, 28-30 Septiembre 2020". Barcelona: DUOT, UPV, 2020, p. 1-16. ISBN 978-84-9880-841-4
- Masi, F., Bresciani, R., Martinuzzi, N., Cigarini, G., and Rizzo, A. (2017). *Large scale application of french reed beds: municipal wastewater treatment for a 20.000*

- inhabitant's town in Moldova*. Water Science and Tecnology. Ediciones IWA Publishing 76 (1): 134 - 146
- Molina, R. (2019). *Nostalgias, conversiones y desbordes en San Pedro de Atacama*. Revista Antropologías del Sur, Año 6 (N°12), Págs. 261 – 281.
- Municipalidad de San Pedro de Atacama (2017). *Plan de Desarrollo Comunal 2017-2021*.
- Municipalidad de San Pedro de Atacama (2020). *Diagnóstico de Seguridad Pública Comunal de San Pedro de Atacama*. Centro de inteligencia territorial de la Universidad Adolfo Ibáñez de Chile
- Organización de las Naciones Unidas. (01 de agosto 2023). *El agua es la base de la vida, pero está fuera del alcance de 2000 millones de personas*. <https://news.un.org/es/story/2021/03/1489832>
- Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (01 de agosto 2023). *Informe mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recurso Hídricos*. <https://es.unesco.org/themes/water-security/wwap/wwdr/2020>
- Paing, J., Guilbert, A., Gagnon, V. y Chazarenc, F. (2015). *Effect of climate, wastewater composition, loading rates, system age and design on performances of French vertical Flow constructed wetlands: a survey based on 169 full scale systems*. Ecological Engineering, 80, pp. 46-52
- Rojas, R. (2002). *Conferencia sistemas de tratamiento de aguas residuales*. Curso internacional de “Gestión Integral de Tratamiento de Aguas Residuales” 25 al 27 de septiembre de 2002. CEPIS/OPS-OMS.
- Silva Tipantasig, L. (2019). *Diseño de sistemas para el tratamiento de lodos mediante tecnologías de bajo coste para la EDAR Vall Dels Alcalans (Valencia)*. Trabajo de fin de máster. Universidad Politécnica de Valencia.
- Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (25 de enero 2023). *Ficha del Proyecto: Mejoramiento sistema de alcantarillado de aguas servidas de San Pedro de Atacama*.

https://seia.sea.gob.cl/expediente/expedientesEvaluacion.php?modo=ficha&id_expediente=3958711

Sistema Nacional de Información de Fiscalización Ambiental (25 de enero 2023).
Registro Público de Sanciones Expediente: D-117-2020.
<https://snifa.sma.gob.cl/RegistroPublico/Ficha/2290>

Vargas Baecheler, N., Rojas Parra, N. (2016). *Hidrología de Wadis, aplicación al norte de Chile*. XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica Lima, Perú. Universidad de Concepción, Chile.

Vidal, G. y Hormazábal, S., (2018). *Humedales construidos. Diseño y Operación*. Universidad de Concepción, Chile.

Von Sperling, M., De Lemos Chernicharo, C. A. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. (Vol. 1) IWA Publishing, London, UK.

Weather Spark (19 de mayo 2023). *El Clima y el Tiempo promedio en todo el año en San Pedro de Atacama Chile*. <https://es.weatherspark.com/y/27339/Clima-promedio-en-San-Pedro-de-Atacama-Chile-durante-todo-el-a%C3%B1o>

13. ANEXOS

Anexo 1: Análisis del agua residual urbana efluente de la EDAR actual

Informe N°: 201810006227



* 2 0 1 8 1 0 0 0 6 2 2 7 0 9 4 1 5 1 *

Informe de Ensayo (AC-041)

Numero de Ingreso 492720-02

Cliente: COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA

Dirección: Caracoles 349

Proyecto: Control Muestras de Aguas Servidas

Identificación Cliente: Efluente

Lugar de Muestreo: COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA

Dirección: San Pedro de Atacama

Ciudad / Región: San Pedro de Atacama, Región de Antofagasta

Instrumento Ambiental:

Punto de Muestreo: PTAS

Matriz: Aguas tratadas

Tipo de Muestreo: Puntual

Término de Muestreo: 01/10/2018 14:00:00

Recepción Laboratorio: 02/10/2018 09:05:05

Muestreado por: Luis Cortés / IA 22.457.035-K

Análisis según Norma Chilena 1333-1987 para Agua de Riego

Parámetro	Unidades	L í m i t e Norma	Resultados	Fecha y Hora Análisis	Ref.Método
Nitrato	mg N/L		<0,20	02/10/2018 09:35:1	SM-4110B(2)
Nitrógeno Kjeldahl	mg N/L		34,6	04/10/2018 15:34:1	2313/28-09(1)
pH	unidad		7,31(19,2°C)	02/10/2018 09:25:5	2313-1of95(1)
Fosforo Total	mg P/L		24,4	10/10/2018 10:39:0	2313/15-09(1)
Calcio	mg Ca/L		25,4	03/10/2018 15:46:1	SM-3120B(2)
Potasio	mg K/L		30,3	03/10/2018 15:46:1	SM-3120B(2)
Magnesio	mg Mg/L		10,5	03/10/2018 15:46:1	SM-3120B(2)
Sodio	mg Na/L		205	03/10/2018 15:46:1	SM-3120B(2)
Aceites y Grasas	mg/L		5,06	08/10/2018 11:09:0	2313/6-2015(1)
DBO5	mg/L		195	02/10/2018 09:30:5	2313-5of05(1)
Alcalinidad	mg CaCO3/L		392	02/10/2018 09:35:1	SM-2320B(2)
Conductividad	us/cm		1334	02/10/2018 09:35:0	SM-2510B(2)
Dureza Teórica	mg CaCO3/L		107	13/10/2018 12:33:0	SM-2340(2)
Poder Espumógeno	mm		10	02/10/2018 09:35:1	2313/21-10(1)
RAS	-		8,64	13/10/2018 12:31:0	N-1333 (5)
Sólidos disueltos totales	mg/L		900	16/10/2018 17:03:0	SM-2540C(2)
Sólidos suspendidos totales	mg/L		72,0	02/10/2018 09:35:1	2313-3of95(1)
Cloruros	mg Cl/L	200	134	11/10/2018 15:06:0	SM-4110B(2)
Cianuro Total	mg CN/L	0,20	<0,020	10/10/2018 12:09:0	SM-4500-C(2)
Fluoruro	mg F/L	1,00	<0,10	11/10/2018 15:16:0	SM-4110B(2)
pH	unidad	5,5-9,0	7,31(19,7°C)	02/10/2018 09:35:1	SM-4500 H(2)
Sulfato	mg SO4/L	250	7,0	02/10/2018 09:35:1	SM-4110B(2)
Plata	mg Ag/L	0,20	0,002	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)

Fecha Emisión Informe: 18 de octubre de 2018

Resultados válidos únicamente para la muestra analizada.

Prohibida toda reproducción parcial o total de este informe sin autorización del laboratorio.

HIDROLAB se encuentra bajo las Acreditaciones INN LE 214 - LE 215 - LE 1273; de acuerdo a NCh-ISO 17025 Of 2005

Av. Central 681, Quilicura Santiago - Teléfono: 27566350 Fax: 27566351 - www.hidrolab.cl

492720-02

1 / 4

Informe N°: 201810006227



* 2 0 1 8 1 0 0 0 6 2 2 7 0 9 4 1 5 1 *

Aluminio	mg Al/L	5,00	0,499	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Arsénico	mg As/L	0,10	0,001	02/10/2018 14:49:4	SM-3114C(2)
Bario	mg Ba/L	4,00	0,009	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Berilio	mg Be/L	0,10	0,0080	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Boro	mg B/L	0,75	9,58	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Cadmio	mg Cd/L	0,010	0,001	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Cobalto	mg Co/L	0,050	<0,005	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Cromo	mg Cr/L	0,10	0,015	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Cobre	mg Cu/L	0,20	0,321	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Hierro	mg Fe/L	5,00	0,318	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Mercurio	mg Hg/L	0,001	<0,001	02/10/2018 14:49:4	SM-3112B(2)
Litio	mg Li/L	2,50	0,839	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Litio (Cítricos)	mg Li/L	0,075	0,839	12/10/2018 14:21:0	SM-3120B(2)
Manganeso	mg Mn/L	0,20	3,90	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Molibdeno	mg Mo/L	0,010	0,008	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Niquel	mg Ni/L	0,20	0,015	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Plomo	mg Pb/L	5,00	<0,020	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Selenio	mg Se/L	0,020	<0,005	02/10/2018 14:49:4	SM-3114C(2)
Vanadio	mg V/L	0,10	0,020	03/10/2018 15:46:3	SM-3120B(2)
Cinc	mg Zn/L	2,00	0,616	03/10/2018 15:46:3	SM-3120 B(2)
Sodio Porcentual	% Na	35,00	75,4	13/10/2018 12:29:0	N-1333(5)
Coliformes Fecales	NMP/100 mL	1000	2,4E+3	02/10/2018 10:00:0	SM-9221E(2)

Notas:

(1) Normas Chilenas Oficializadas, serie NCh 2313 - Residuos Industriales Líquidos.

Fecha Emisión Informe: 18 de octubre de 2018

Resultados válidos únicamente para la muestra analizada.

Prohibida toda reproducción parcial o total de este informe sin autorización del laboratorio.

HIDROLAB se encuentra bajo las Acreditaciones INN LE 214 - LE 215 - LE 1273; de acuerdo a NCh-ISO 17025 Of 2005

Av. Central 681, Quilicura Santiago - Telefono: 27566350 Fax: 27566351 - www.hidrolab.cl

492720-02

2 / 4

Informe N°: 201810006226



Informe de Ensayo (AC-041)

Numero de Ingreso 492720-01

Cliente: COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA

Dirección: Caracoles 349

Proyecto: Control Muestras de Aguas Servidas

Identificación Cliente: Afluente

Lugar de Muestreo: COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA

Dirección: San Pedro de Atacama

Ciudad / Región: San Pedro de Atacama, Región de Antofagasta

Instrumento Ambiental:

Punto de Muestreo: PTAS

Matriz: Aguas servidas

Tipo de Muestreo: Puntual

Término de Muestreo: 01/10/2018 14:00:00

Recepción Laboratorio: 02/10/2018 09:05:05

Muestreado por: Luis Cortés / IA 22.457.035-K

Parámetro	Unidades	Resultados	Fecha y Hora Análisis	Ref.Método
Nitrógeno Kjeldahl	mg N/L	65,9	04/10/2018 15:34:1	2313/28-09(1)
pH	unidad	6,85(19,0°C)	02/10/2018 09:25:5	2313-1of95(1)
Fosforo Total	mg P/L	30,9	10/10/2018 10:39:0	2313/15-09(1)
Aceites y Grasas	mg/L	31,4	08/10/2018 11:09:0	2313/6-2015(1)
DBO5	mg/L	375	02/10/2018 09:30:5	2313-5of05(1)
Sólidos suspendidos totales	mg/L	236	02/10/2018 09:35:1	2313-3of95(1)

Notas:

(1) Normas Chilenas Oficializadas, serie NCh 2313 - Residuos Industriales Líquidos.

El tiempo de almacenamiento para el parámetro DBO5 fue de 19:30 horas.

Ximena Cuadros Moya
Ejecutivo Técnico/Rep.Legal

AC-041



Fecha Emisión Informe: 18 de octubre de 2018

Resultados válidos únicamente para la muestra analizada.

Prohibida toda reproducción parcial o total de este informe sin autorización del laboratorio.

HIDROLAB se encuentra bajo las Acreditaciones INN LE 214 - LE 215 - LE 1273; de acuerdo a NCh-ISO 17025 Of 2005

Av. Central 681, Quilicura Santiago - Teléfono: 27566350 Fax: 27566351 - www.hidrolab.cl

492720-01

1 / 2

Informe N°: 201810006226



* 2 0 1 8 1 0 0 0 6 2 2 6 0 9 4 1 5 0 *

Informe de Monitoreo (AC-056)

Numero de Ingreso 492720-01
Empresa COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA
Proyecto Control Muestras de Aguas Servidas
Direccion Caracoles 349
Matriz Aguas servidas
Lugar de muestreo COMITE DE AGUA POTABLE RURAL DE SAN PEDRO DE ATACAMA
Punto de muestreo PTAS
Instrumento Ambiental
Región de muestreo San Pedro de Atacama; Región de Antofagasta
Tipo Ducto No Aplica
Medida Ducto No Aplica
Norma NO APLICA
Muestreador HIDROLAB S.A. - Luis Cortés
Coordenadas

Fecha Hora Medición 01/10/2018 14:00:00

Equipos Utilizados

Equipo	Código
Clorimetro	30t
Peachimetro	106t
Termómetro	106t

Resumen de Mediciones

Hora	Parámetro	Resultado
13:00	Cloro Rh	0,1 mg/l
13:00	pH	7,58 -
13:00	Temperatura	23,1 C°

Observaciones

AC-056



* 4 9 2 7 2 0 - 0 1 0 4 1 0 1 8 1 6 4 1 3 2 *

Paula Fernández
Ejecutivo Técnico de Monitoreo

Fecha Emisión Informe: 18 de octubre de 2018

Resultados válidos únicamente para la muestra analizada.
Prohibida toda reproducción parcial o total de este informe sin autorización del laboratorio.
HIDROLAB se encuentra bajo las Acreditaciones INN LE 214 - LE 215 - LE 1273; de acuerdo a NCh-ISO 17025 Of 2005
Av. Central 681, Quilicura Santiago - Telefono: 27566350 Fax: 27566351 - www.hidrolab.cl

492720-01

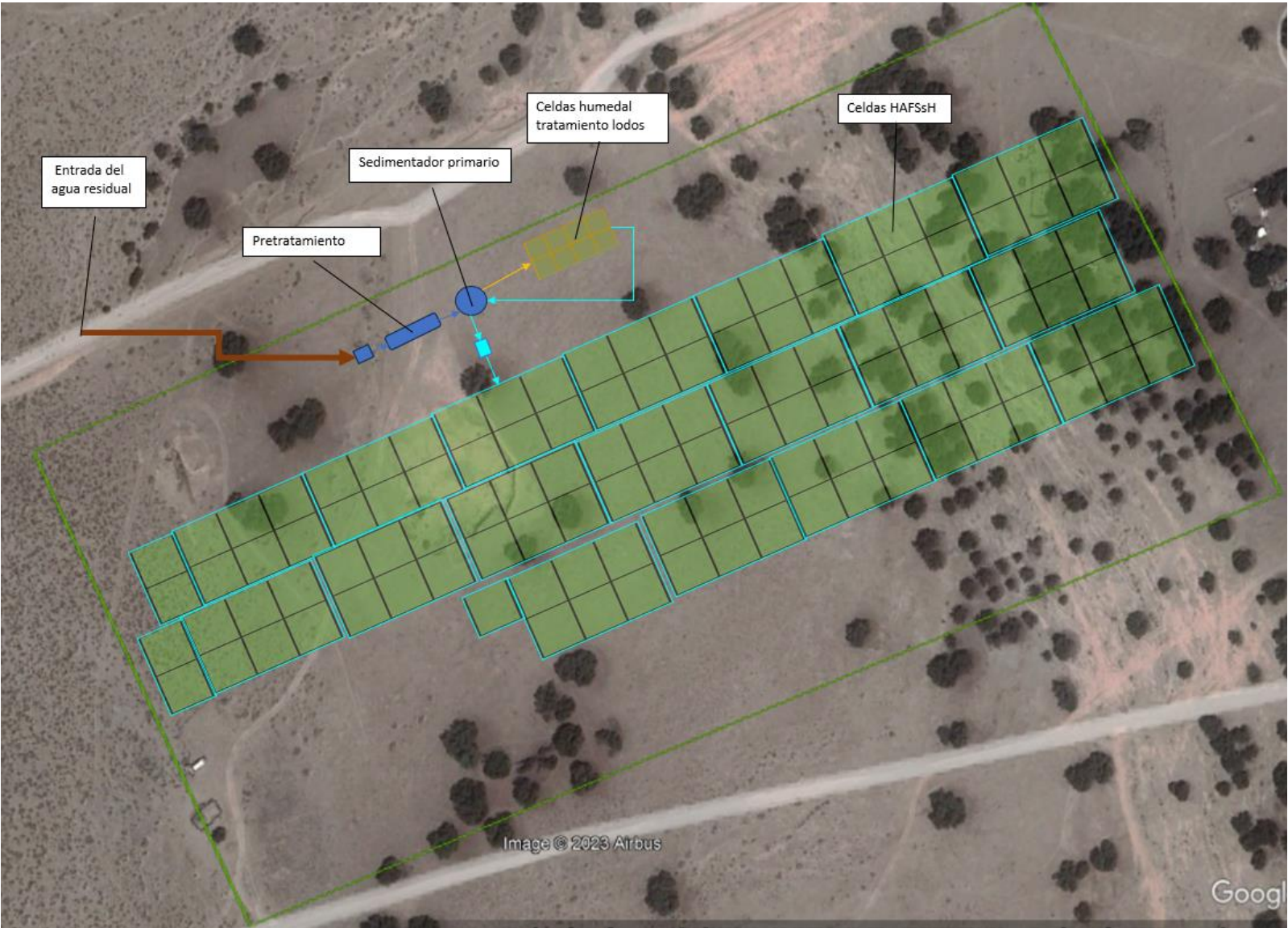
2 / 2

Anexo 3: Plano general de la propuesta de emplazamiento del humedal artificial

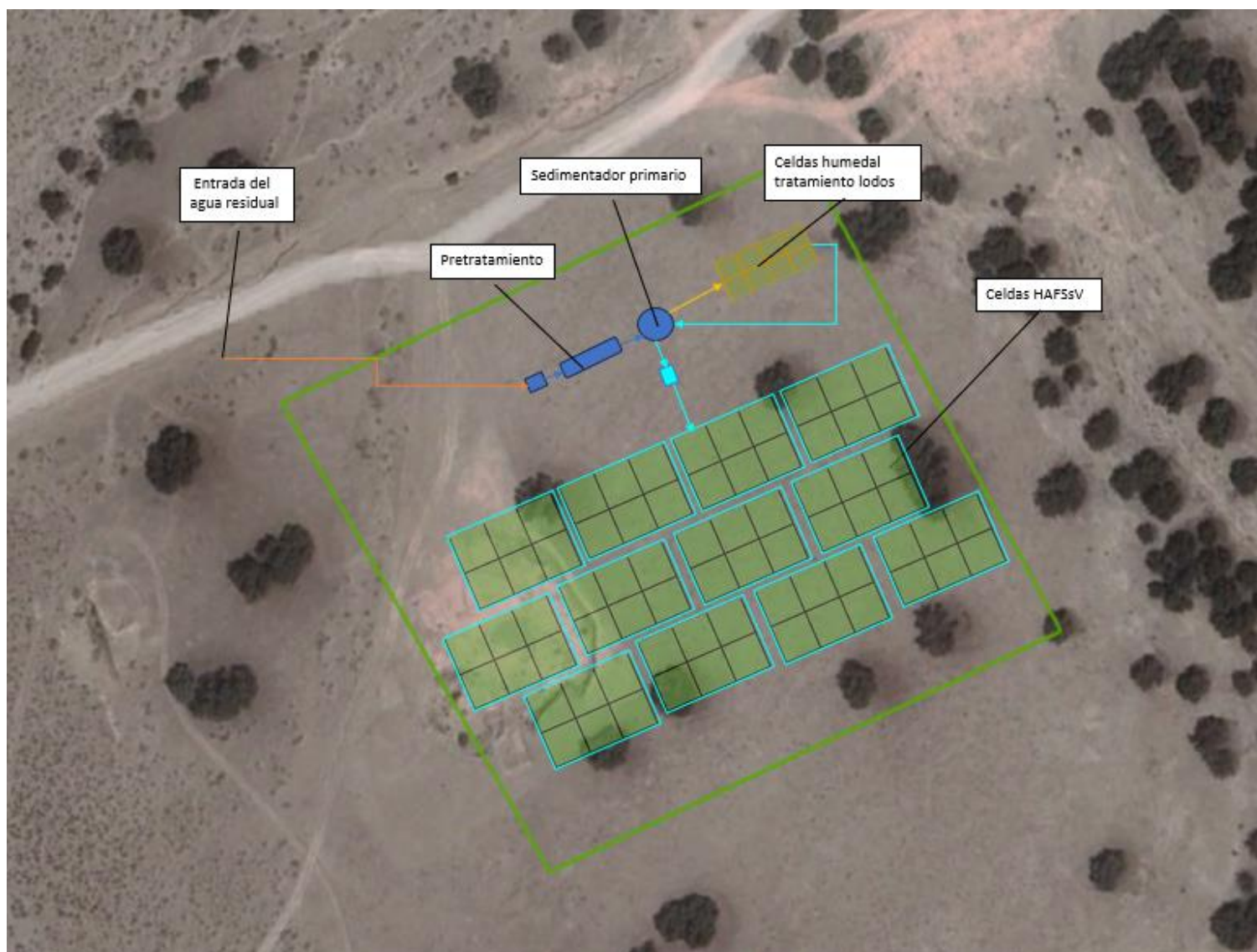


-  EDAR actual
-  Humedal artificial
-  Emisario

Anexo 4: Esquema del emplazamiento y partes del proceso de depuración con HAFSsH.



Anexo 5: Esquema del emplazamiento y partes del proceso de depuración con HAFSsV.



Anexo 6: Esquema del emplazamiento y partes del proceso de depuración con HAFSsV.

