

# Trabajo Fin de Máster

## DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS MEDIANTE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL POBLADO DE PUCARÁ (HUANCAYO-PERÚ)

Intensificación: *TRATAMIENTO DE AGUAS*

**Autor:**

*JHONNATAN HILARIO QUISPE ARELLANO*

**Director:**

*Dr. MIGUEL MARTIN MONERRIS*

**Codirectora:**

*Dra. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO*

*JULIO, 2016*



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

mihma  
máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente

## Resumen del Trabajo Fin de Máster

| Datos del Proyecto  |
|---|
| <b>Título del TFM en Español:</b> Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas Mediante Humedales Artificiales para el Poblado de Pucará (Huancayo-Perú). |
| <b>Título del TFM en Ingles:</b> Constructed Wetland Design for Domestic Wastewater in Pucará Town (Huancayo-Perú).   |
| <b>Título del TFM en Valenciano:</b> Disseny d' Aiguamolls Artificials per al Tractament d'aigües residuals del Municipi de Pucará (Huancayo-Perú).                             |
| <b>Alumno:</b> Jhonnatan Hilario Quispe Arellano  |
| <b>Director:</b> Dr. Miguel Martin Moneris  |
| <b>Codirector:</b> Dra. Carmen Hernández Crespo   |
| <b>Fecha de Lectura:</b> Julio, 2016  |

| RESUMEN   |
|---|
| <p>Se diseñó un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas mediante un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal para la zona urbana del distrito de Pucará – Perú. El humedal artificial está proyectado para 2 574 habitantes hasta el 2040. Considerado una dotación de agua residual doméstica de 144 l/habitante por día, obteniéndose un caudal medio de 370,7 m<sup>3</sup>/d. Los valores de los contaminantes al ingreso del sistema de depuración son de: 277,8 mg/l de DBO<sub>5</sub>, 590,3 mg/l de DQO, 52,1 mg N/l de Nitrógeno Total, 11,8 mg P/l de Fósforo Total y 208 mg/l de Sólidos Suspendidos Totales. A la salida del humedal artificial se espera unos valores de: 16,6 mg/l de DBO<sub>5</sub>, 19,6 mg N/l de Nitrógeno Total, 4,1 mg P/l de Fósforo Total y 9,1 mg/l de Sólidos Suspendidos Totales. Se diseñó un canal de desbaste de 1,50 m de longitud, 0,45 m de ancho y 0,45 m de alto, el cual tiene un aliviadero lateral de 0,21 m de altura para la lámina de agua sobre el vertedero y 0,55 m de longitud, una reja de gruesos de 8 barrotes de 15 mm de espesor y 50 mm de espacio entre ellas. Un desarenador de flujo horizontal de 1,40 m de longitud, 0,7 m de ancho y 0,45 m de alto. Dos tanques Imhoff rectangulares; cada una requiere una superficie total de 16,4 m<sup>2</sup>, y tiene una capacidad total de 49 m<sup>3</sup>; sus dimensiones son de 3,0 m de ancho, 5,5 m de largo y 4,7 m de altura. De los dos tanques Imhoff se extraerán 43 m<sup>3</sup> de fango en total, dicho volumen requiere un lecho de secado de 107,5 m<sup>2</sup>, cuyas dimensiones son: 0,4 m de profundidad, 6 m de ancho y 18 m de longitud. El humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal requiere 10 982 m<sup>2</sup> (1,1 ha), se divide en 8 celdas, cada celda tiene una dimensión de 53,3 m de longitud, 25,74 m de ancho, una profundidad de 0,3 m.</p> |

## RESUM EN VALENCIÀ

Es va dissenyar un sistema de tractament d'aigües residuals domèstiques mitjançant un humedal artificial de flux subsuperficial horitzontal per a la zona del districte de Pucará – Perú. L'aiguamoll artificial està projectat per a 2 574 habitants fins al 2040. Es va considerar una dotació d'aigua residual de 144 l/hab dia, obtenint 370,7 m<sup>3</sup>/d. Els valors del contaminant del influent són: 277,8 mg/l de DBO<sub>5</sub>, 52,1 mg N/l de Nitrogen Total, 11,82 mg P/l de Fòsfor Total y 208 mg/l de Sòlids en Suspensió Totals. A la eixida del Aiguamoll artificial s'estimen valors de 16,6 mg/l de DBO<sub>5</sub>, 19,6 mg N/l de Nitrogen total, 4,1 mg P/l y 9,1 mg/l de Sòlids en Suspensió Totals. Es va dissenyar un canal de desbastament de 1,50 m de longitud, 0,45 m d'ample i 0,45 d'altura, el qual té un sobreixidor lateral de 0,21 m d'altura de la lamina d'aigua sobre l'abocador y 0,55 m de longitud, i unes reixes de grossos de 8 barrots de 15 mm d'espessor i 50 mm d'espai entre ells. Un desarenador de flux horitzontal de 1,40 m de longitud, 0,7 m d'ample de canal. 2 tancs de Imhoff rectangulars, cadascun dels quals requereix una superfície de 16,4 m<sup>2</sup> amb una capacitat de 49 m<sup>3</sup>; les dimensions d'aquest sonde 3,0 m d'ample, 5,5 m de llargària i 4,7 d'altura, amb dos punts de recollida de fangs i una capacitat de 21,45 m<sup>3</sup>, d'ambdós tancs Imhoff s'extracten 43 m<sup>3</sup> de fangs que requereixen un llit d'assecamment de 107,5 m<sup>2</sup>, 0,4 m de profunditat, 6 m de ample i 18 m de llarg. Per a l'humedal artificial subsuperficial de flux horitzontal es requereixen 10 982 m<sup>2</sup> (1,1 ha), es dividix en 8 cel·les, cada cel·la té una dimensió de 53,3 m de llargària, 25,74 m de ample i una profunditat de 0,3 m.

## SUMMARY

A treatment system for domestic wastewater was designed for the urban district of Pucará - Perú using an artificial wetland horizontal subsurface flow. The system was designed for 2 574 inhabitants to 2040. The generation of domestic wastewater was considered to be 144 l/person per day, yielding an average flow of 370,7 m<sup>3</sup>/d. Concentrations of contaminants entering the purification system are: 277,8 mg/l BOD<sub>5</sub>, 52,1 mg N/l Total Nitrogen, 11,82 mg P/l Total Phosphorus and 208 mg/l Total Suspended Solids. On leaving the artificial wetland expected values are: 16,6 mg/l BOD<sub>5</sub>, 19,6 mg N/l Total Nitrogen, 4,1 mg P/l Total Phosphorus and 9,1 mg/l Solids Total Suspended. A roughing channel 1,50 m long, 0,45 m wide and 0,45 m high was designed. It has a lateral spillway 0,21 m in depth of water above the weir and 0,55 m in length. It has a screen consisting of 8no. thick grating bars 15 mm thick with 50 mm spacing between them. A sand trap for horizontal flow: 1,40 m long, 0,7 m wide and 0,45 m high. Two rectangular Imhoff tanks; each requiring a total area of 16,4 m<sup>2</sup> with a total capacity of 49 m<sup>3</sup>. It's dimensions are 3,0 m wide, 5,5 m long and 4,7 m high. From the two Imhoff tanks 43 m<sup>3</sup> of sludge is extracted in total. The volume requires a drying bed 107,5 m<sup>2</sup>, whose dimensions are 0,4 m deep, 6 m wide and 18 m long. The artificial wetland subsurface horizontal flow requires an area of 10,982 m<sup>2</sup> (1,1 ha), divided into eight cells. Each cell has a dimension of 53,3 m long, 25,74 m wide and a depth of 0,3 m.

**Palabra clave:** Humedal artificial, población, caudal, contaminante.

**Paraules clau:** Aiguamoll artificial, població, cabal, contaminant.

**Keywords:** Artificial wetland, population, flow, contaminant

## ÍNDICE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>                                       | <b>1</b>  |
| <b>2. OBJETIVOS.....</b>   | <b>1</b>  |
| <b>3. CONCEPTOS PREVIOS .....</b>                                  | <b>2</b>  |
| 3.1. Origen del agua residual doméstica y pluvial.....             | 3         |
| 3.2. Caudales.....   | 3         |
| 3.3. Cargas contaminantes de las aguas residuales .....            | 5         |
| 3.4. Mecanismos de depuración .....                                | 7         |
| a. Sólidos en suspensión .....                                     | 7         |
| b. Materia orgánica DBO y DQO.....                                 | 8         |
| c. Nitrógeno .....   | 9         |
| d. Fósforo.....  | 10        |
| e. Vegetación.....   | 11        |
| 3.5. Elementos del sistema de depuración .....                     | 12        |
| 3.5.1 Canal de desbaste .....                                      | 12        |
| a. Aliviadero .....  | 12        |
| b. Reja de gruesos .....   | 13        |
| 3.5.2 Desarenador.....   | 13        |
| 3.5.3 Tanque Imhoff.....   | 14        |
| 3.5.4 Tratamiento secundario.....                                  | 16        |
| 3.6. Humedales y tipos .....                                       | 17        |
| a. Sistemas de flujo libre o superficial .....                     | 17        |
| b. Sistemas de flujo subsuperficial .....                          | 18        |
| 3.7. Ventajas e inconvenientes de los humedales artificiales:..... | 19        |
| a. Ventajas.....   | 20        |
| b. Inconvenientes .....  | 20        |
| 3.8. Costes de implantación .....                                  | 21        |
| 3.9. Rendimiento de humedales de flujo subsuperficial .....        | 22        |
| <b>4. DISEÑO DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN .....</b>                   | <b>23</b> |
| 4.1. Datos generales .....   | 23        |
| 4.1.1 Ubicación geográfica .....                                   | 23        |
| 4.1.2 Actividades económicas .....                                 | 23        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 4.1.3     | Hidrología .....  | 24        |
| 4.1.4     | Temperatura.....  | 25        |
| 4.2.      | Población de diseño.....                                    | 26        |
| 4.3.      | Dotación de agua residual .....                             | 27        |
| 4.4.      | Constituyentes del agua residual .....                      | 30        |
| 4.5.      | Dimensionamiento de los elementos de depuración .....       | 31        |
| 4.2.1     | Canal de desbaste .....                                     | 32        |
| 4.2.2     | Desarenador de flujo horizontal .....                       | 37        |
| 4.2.3     | Tanque Imhoff rectangular .....                             | 40        |
| 4.2.4     | Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal ..... | 47        |
| 4.6.      | Determinación de vida útil .....                            | 53        |
| 4.7.      | Valores esperados en el afluente .....                      | 55        |
| 4.8.      | Redimensionamiento para la eliminación de nutrientes. ....  | 55        |
| 4.9.      | Resumen de cálculos .....                                   | 55        |
| 4.10.     | Ubicación.....  | 59        |
| 4.11.     | Distribución .....  | 60        |
| 4.12.     | Plantación .....  | 63        |
| 4.13.     | Gestión de fangos .....                                     | 65        |
| 4.14.     | Pautas para el mantenimiento.....                           | 67        |
| <b>5.</b> | <b>CONCLUSIONES.....</b>                                    | <b>68</b> |
| <b>6.</b> | <b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>                                   | <b>69</b> |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| Tabla 1. Valores típicos para las aguas residuales urbanas. ....  | 6  |
| Tabla 2. Principales mecanismos de eliminación y transformación de los contaminantes en los humedales construidos (Mena y otros, 2008). ....  | 7  |
| Tabla 3. Cuadro comparativo entre tecnologías convencionales y naturales. ....  | 17 |
| Tabla 4. Rendimientos de depuración de HAFSS. ....  | 22 |
| Tabla 5. Datos mensuales de precipitación máxima en 24 horas (mm). ....   | 24 |
| Tabla 6. Temperatura máxima promedio mensual desde 2010 al 2014. ....   | 25 |
| Tabla 7. Temperatura mínima promedio mensual desde 2010 al 2014. ....   | 25 |
| Tabla 8. Tasas de crecimiento geométrico medio anual para Junín - Perú 1995-2015. ....  | 26 |
| Tabla 9. Población proyectada. ....   | 26 |
| Tabla 10. Dotación de agua residual generada por habitante al día. ....   | 27 |
| Tabla 11: Valores recomendados para coeficientes punta en pequeñas comunidades. ....  | 28 |
| Tabla 12: Valores característicos de concentración del agua residual doméstico, y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU). ....   | 30 |
| Tabla 13. Valores de concentración de contaminantes y límites legales. ....   | 31 |
| Tabla 14. Calidad del agua residual vertido por el aliviadero. ....   | 34 |
| Tabla 15. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas. ....  | 35 |
| Tabla 16. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenador. ....   | 37 |
| Tabla 17. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff. ....  | 40 |
| Tabla 18. Tiempo requerido para digestión de lodos CEPIS y otros (2005). ....   | 40 |
| Tabla 19. Concentración de contaminantes que ingresa al humedal artificial. ....  | 49 |
| Tabla 20. Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (ks) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial. .... | 50 |
| Tabla 21. Valores esperados de la concentración de los contaminantes. ....  | 55 |
| Tabla 22. Valores esperados - considerando al Nitrógeno y Fósforo total como limitantes. ...  | 55 |

|   |    |
|---|----|
| Tabla 23. Población y dotación de agua residual. ....                                     | 55 |
| Tabla 24. Caracterización del caudal para un humedal artificial. ....                     | 56 |
| Tabla 25. Concentración de contaminantes el agua residual a ingreso del sistema. ....     | 56 |
| Tabla 26. Valores para el aliviadero lateral. ....  | 56 |
| Tabla 27. Valores para el canal de desbaste. ....   | 57 |
| Tabla 28. Valores del desarenador de flujo horizontal. ....                               | 57 |
| Tabla 29. Valores para el tanque Imhoff rectangular. ....                                 | 57 |
| Tabla 30. Valores para el humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal. ....     | 58 |
| Tabla 31. Valores esperados de la calidad del agua depurada a la salida del sistema. .... | 59 |
| Tabla 32. Valores del lecho de secado ....  | 59 |
| Tabla 33. Pautas para el mantenimiento del sistema de depuración. ....                    | 67 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1. Evolución diaria de los caudales de aguas residuales. ....  | 4  |
| Figura 2. Mecanismos de transmisión y almacenamiento de los sólidos en suspensión en los humedales de flujo superficial. TSS = sólidos en suspensión, TDS = sólidos disueltos (Kadlec y Knight, 1995). ....   | 8  |
| Figura 3. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal (García y Corzo, 2008). ....  | 8  |
| Figura 4. Mecanismos de transmisión y almacenamiento del carbono en el ecosistema de un humedal. DC = carbono disuelto, PC = carbono en partículas, DIC = Carbono inorgánico disuelto, DOC = carbono orgánico disuelto, CH <sub>4</sub> = metano, CO <sub>2</sub> = dióxido de carbono. En el ciclo del carbono se incluye la biomasa tanto viva como muerta y los productos orgánicos de la descomposición (Kadlec y Knight, 1995). .... | 9  |
| Figura 5. Ciclo simplificado del nitrógeno de un humedal (Kadlec y Knight, 1995). ....  | 10 |
| Figura 6. Mecanismos de transferencia y almacenamiento del fósforo en el ecosistema de un humedal. PO <sub>4</sub> = ortofosfato, PP = fósforo en partículas, DP = fósforo disuelto, PH <sub>3</sub> = fosfina (Kadlec y Knight, 1995). ....  | 10 |
| Figura 7. Dibujo esquemático del mecanismo de depuración en un humedal artificial. Imagen de Salas y otros (2007) ....  | 11 |
| Figura 8. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones. Esquema de García y Corzo (2008). ....   | 12 |
| Figura 9. Esquema básico de un desarenador elemental. (a) vista en planta (b) vista transversal. ....   | 14 |
| Figura 10. Esquema de la sección de un tanque Imhoff, figura de García y Corzo (2008). ....   | 14 |
| Figura 11. Sección transversal de un humedal de flujo libre (García y Corzo, 2008). ....  | 18 |
| Figura 12. Sección transversal de un humedal de flujo subsuperficial horizontal (García y Corzo, 2008). ....  | 18 |
| Figura 13. Sección transversal de un humedal de flujo subsuperficial vertical (García y Corzo, 2008). ....  | 19 |
| Figura 14. Coste de implementación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial en función del tamaño de la población equivalente servida. ....  | 21 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 15. Porcentaje de cada partida de coste para la implantación de las distintas modalidades de humedales artificiales.....   | 22 |
| Figura 16. Ubicación geográfica (a) y política del distrito de Pucará (b). .....  | 23 |
| Figura 17. Representación gráfica de la precipitación mensual máxima en 24 horas desde 2010 al 2014. ....   | 24 |
| Figura 18. Variación de la temperatura máxima y mínima, 2014 -2015. ....  | 25 |
| Figura 19. Esquema del sistema de depuración con humedal artificial – elaboración propia.   | 31 |
| Figura 20. (a) Acotación del aliviadero lateral y (b) figura tomada de García y Corzo (2008).   | 34 |
| Figura 21. Acotación de rejillas de gruesos.....  | 36 |
| Figura 22. Esquema acotado del canal de desbaste (zona separación de gruesos), figura de García y Corzo (2008). ....  | 37 |
| Figura 23. Acotación del desarenador de flujo horizontal.....   | 39 |
| Figura 24. Acotación en vista de planta del canal de desbaste y del desarenador. ....   | 39 |
| Figura 25. Acotación del tanque Imhoff rectangular – Zona de decantación, figura de García y Corzo (2008). ....   | 45 |
| Figura 26. Acotación del tanque Imhoff rectangular, figura de García y Corzo (2008). ....   | 46 |
| Figura 27. Acotación de la una de las ocho celdas del humedal artificial. ....  | 52 |
| Figura 28. El círculo rojo encierra donde se ubicarían los humedales artificiales y la actual ubicación de las lagunas de oxidación que se cuenta actualmente. ....                             | 60 |
| Figura 29. Perfil del suelo de la zona de ubicación de los humedales artificiales. ....   | 60 |
| Figura 30. Cámara de distribución de caudales .....   | 61 |
| Figura 31. Detalle del enlace de las tuberías de drenaje con la tubería de evacuación a través del fondo de la arqueta de salida. Imagen del Salas y otros (2007). ....                         | 62 |
| Figura 32. Tuberías de drenaje para la evacuación de efluentes en el HAFSS horizontal. Las tuberías quedan embutidas en una caja de bolos de 50 – 100 mm. Imagen del Salas y otros (2007). .... | 62 |
| Figura 33. Recubrimiento de los drenes de evacuación con una capa de bolos de 50 – 100 mm. Imagen de Salas y otros (2007). ....   | 62 |
| Figura 34. Etapa de impermeabilización. Imagen de Salas y otros (2007). ....  | 63 |
| Figura 35. Distribución tresbolillo. ....   | 64 |
| Figura 36. Acotación del lecho de secado, imagen extraída de CEPIS (2005). ....   | 66 |
| Figura 37. Medio de drenaje del lecho de secado, imagen extraída de CEPIS (2005). ....  | 66 |

## 1. INTRODUCCIÓN

La Organización de las Naciones Unidas (ONU) aprobó que desde enero de 2016 hasta diciembre de 2030 se ejecuten los 17 Objetivos del Desarrollo Sostenible (ODS).

Dentro de los 17 objetivos, el objetivo 6 menciona que se debe garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos. Dicho objetivo cuenta con 8 metas, entre ellas está, que para el 2030; en materia de tratamiento de agua residual se debe reducir a la mitad del porcentaje de aguas residuales sin tratar.

La ONU estima que más del 80 % de las aguas residuales resultantes de las actividades humanas se vierte en los ríos o el mar sin eliminar la contaminación.

Además se menciona que se ha de ampliar la cooperación internacional y el apoyo prestado a los países en desarrollo, a fin de fortalecer capacidades y programas relativos al tratamiento de aguas residuales.

A la fecha existen 5 grupos de trabajo de composición abierta sobre los ODS, entre ellos; está el Grupo de América Latina y el Caribe (GRULAC), en el cual se incluye al Perú.

Actualmente hay tecnologías disponibles para la depuración de aguas residuales tanto para las grandes como para pequeñas poblaciones.

En la feria de Zaragoza (España) denominada SMAGUA realizada en marzo de 2016, se llevó a cabo la jornada de la Gestión del Ciclo del Agua: Pequeños Núcleos, Grandes Retos, donde Salas (2016) expuso que actualmente se cuenta con tecnologías intensivas y extensivas.

Las tecnologías intensivas como los fangos activados; cuya característica importante es la introducción de oxígeno de forma artificial, el cual conlleva a una depuración con alto consumo de energía, en una menor superficie.

Las tecnologías extensivas; donde la introducción de oxígeno es de forma natural, requiriendo una mayor superficie con menor coste de mantenimiento. Y últimamente se viene investigando unir ambas tecnologías.

Las tecnologías extensivas denominadas también no convencionales, eco-tecnologías o de bajo coste, como los humedales artificiales; son capaces de depurar el agua residual con nulo o bajo consumo de energía, generan lodos de forma reducida, no requieren de personal cualificado para su mantenimiento y tienen ventajas ambientales; como la integración paisajística.

En el Perú se vienen realizando importantes inversiones económicas para el tratamiento de aguas residuales, se han generado políticas y proyectos dando énfasis a la importancia del tratamiento de las aguas residuales; sin embargo en la mayoría de las pequeñas poblaciones no se han implementado sistemas de depuración de aguas residuales, para ellos son necesario desarrollar e implementar tecnologías sostenibles.

## 2. OBJETIVOS

El objetivo del presente Trabajo Final de Máster es el de dar una solución viable a la depuración de aguas residuales domésticas de Pucará (Perú).

Los objetivos planteados son:

- Estudiar las características físicas y ambientales de la zona donde se va a implementar el sistema de depuración de aguas residuales doméstica.
- Diseñar un sistema de depuración de agua residual doméstica, donde se incluya un pretratamiento que posee un canal de desbaste con aliviadero lateral y una reja de gruesos, un tratamiento primario mediante tanque Imhoff y un tratamiento secundario que es propiamente el humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, considerando una proyección poblacional de 25 años.
- Dimensionar cada unidad de proceso de depuración siguiendo los criterios de diseño de la bibliografía de referencia.
- Conocer los mecanismos de depuración que ocurren para eliminar la Demanda Biológica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Nitrógeno Total (Nt), Fósforo Total (Pt) y Sólidos Suspendidos Totales (SST) en el sistema de depuración utilizando un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.
- Realizar pautas de recomendación en la operación de las unidades de procesos de depuración, como en la gestión de los lodos generados en el sistema.

Cabe mencionar que el diseño debe cumplir con la calidad de vertido que exige la normativa peruana, no obstante se tomará como referencia la normativa española, al ser más exigente en cuanto al vertimiento de agua depurada al medio natural. Los parámetros de calidad del agua a considerar son: Demanda Biológica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Nitrógeno total (Nt), Fósforo total (Pt) y Sólidos Suspendidos Totales (SST).

### 3. CONCEPTOS PREVIOS

En España, el Real Decreto-Ley 11/95 de 28 de diciembre, que transpone la Directiva 91/271/CEE, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas (ARU), establece las siguientes definiciones:

- Aguas residuales domésticas: las aguas residuales procedentes de zonas de vivienda y de servicios, generadas principalmente por el metabolismo humano y las actividades domésticas.
- Aguas residuales urbanas: las aguas residuales domésticas, o la mezcla de éstas con aguas residuales industriales o con aguas de escorrentía pluvial.
- Aguas residuales industriales: todas las aguas residuales vertidas desde locales utilizados para cualquier actividad comercial o industrial, que no sean aguas residuales domésticas ni aguas de escorrentía pluvial.

En el Perú, el Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA) publicó en el 2014 un documento informativo donde se define al agua residual, como aquellas aguas cuyas características originales han sido modificadas por actividades humanas y que por su calidad requieren un tratamiento previo, antes de ser reusadas, vertidas a un cuerpo natural de agua o descargadas al sistema de alcantarillado.

Lo clasifica en:

- Aguas residuales domésticas: Son aquellas de origen residencial y comercial que contienen desechos fisiológicos, entre otros, provenientes de la actividad humana, y deben ser dispuestas adecuadamente.
- Aguas residuales municipales: Son aquellas aguas residuales domésticas que pueden estar mezcladas con aguas de drenaje pluvial o con aguas residuales de origen industrial previamente tratadas, para ser admitidas en los sistemas de alcantarillado de tipo combinado.
- Aguas residuales industriales: Son aquellas que resultan del desarrollo de un proceso productivo, incluyéndose a las provenientes de la actividad minera, agrícola, energética, agroindustrial, entre otras.

De las clasificaciones se desprende que:

- Las aguas residuales domésticas siempre estarán presentes para ser depuradas.
- Las aguas de escorrentía pluvial tendrán su influencia en las aglomeraciones con redes de saneamiento unitarias (lo más frecuente) y en los momentos en que se registren lluvias.
- La incidencia de las aguas residuales industriales dependerá del grado de industrialización de la aglomeración urbana y de la cantidad y características de los vertidos que las industrias realicen a la red de colectores municipales.

### 3.1. Origen del agua residual doméstica y pluvial

La procedencia se puede considerar de la siguiente manera:

- Aguas residuales de cocina: sólidos, materia orgánica, grasas, sales entre otros.
- Aguas residuales de baño: jabones, geles, champús, detergentes entre otros.
- Aguas residuales negras, procedentes del metabolismo humano: sólidos, materia orgánica, nutrientes, sales, organismos patógenos entre otros.

En un evento de precipitación, se genera escorrentía superficial directa; que es la respuesta rápida al evento y se da en flujo de lámina libre (Albentosa, 2016). La escorrentía directa arrastra los residuos sólidos y líquidos depositados en la superficie de las calles, techos, vías terrestres entre otras. Se caracterizan por grandes aportaciones intermitentes de caudal y por aumentar la concentración y presencia de contaminantes en el agua residual especialmente en las primeras escorrentías generadas.

### 3.2. Caudales

Ayza y otros (1991) mencionan que existen dos procedimientos perfectamente diferenciados para la determinación de caudales:

- Métodos directos: los cuales se fundamentan en la realización de una serie de medidas, estadísticamente representativas, de los caudales afluentes a un determinado punto de la zona a evaluar (campañas de aforos).
- Métodos Indirectos: tienen su base en la realización de estimaciones, no basadas en medidas directas, en función de los valores de densidades poblacionales y dotaciones unitarias de caudales.

Es obvio que los métodos directos resultan más fiables, aunque su aplicación queda, en ocasiones, restringida por el coste económico que conllevan. No obstante, la importancia que tiene una correcta determinación de los caudales de aguas residuales en la concepción global de una red de saneamiento, justifica el empleo de estos métodos.

El método indirecto puede considerar la estimación de la cantidad del agua residual conociendo el consumo de agua potable, población empadronada o registrada (Chamorro, 2016). En ocasiones son de ayuda el valor de dotación de agua residual que publica una entidad estatal.

Por otro lado, usualmente el dimensionamiento se hace con una proyección de 25 años (García y Corzo, 2008), para ello; se usa el índice de crecimiento poblacional de cada ciudad o región, obteniéndose un caudal proyectado.

Cabe mencionar que se debe tener cuidado con las estimación de caudales a fin de disminuir el riesgo de sobredimensionar o sub-dimensionar el sistema de depuradora.

El volumen de agua residual generada está ligado a la cantidad de personas que habitan una población y a las actividades que hagan uso del agua. Los hábitos de las personas o actividades, pueden generar una variación horaria en el momento que se vierta un mayor o menor volumen de agua residual; como se muestra en la Figura 1. Si se evidencian tales variaciones es recomendable la implementación de un taque de homogeneización.

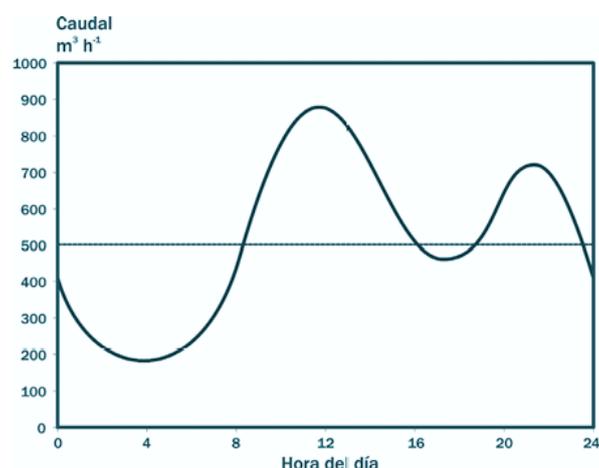


Figura 1. Evolución diaria de los caudales de aguas residuales.

Es fundamental determinar los cuatro caudales más significativos para el diseño: Caudal medio ( $m^3/d$  y  $m^3/h$ ), caudal punta ( $m^3/h$ ), caudal mínimo ( $m^3/h$ ) y caudal máximo ( $m^3/h$ ). A todos los efectos, entendemos por caudal punta, el caudal máximo de las aguas residuales y

por caudal máximo, la suma del caudal de aguas pluviales y el de las residuales, que deben de disponer de un tratamiento primario (Chamorro, 2016).

Para la determinación del caudal de las aguas pluviales es necesario conocer las máximas precipitaciones que sobre la cuenca se puede producir. Por tanto, los datos pluviométricos de una zona de estudio son el punto de partida de las consideraciones que permitirán un adecuado diseño. Sin embargo, tales datos pluviométricos son frecuentemente insuficientes, a lo que se añade la fuerte variabilidad, tanto temporal como espacial, de las precipitaciones, lo que confirma la complejidad de cualquier estudio de lluvias (Ayza, y otros, 1991).

### 3.3. Cargas contaminantes de las aguas residuales

En la Escuela de Ingeniería de Igualada (2006) se menciona que el agua residual influye en el medio donde se vierte debido básicamente a cinco parámetros:

- Materia oxidable, que consume oxígeno (Demanda Química de Oxígeno “DQO” y Demanda Bioquímica de Oxígeno “DBO”).
- Sólidos en suspensión, que dificultan la actividad biológica de los seres acuáticos y la recarga de los acuíferos.
- Materias inhibidoras o tóxicas, que inhiben, modifican o anulan la actividad biológica y/o se pueden acumular en la cadena trófica.
- Nutrientes (Nitrógeno “N” y Fósforo “P”), que intervienen en los procesos de eutrofización.
- Salinidad, que puede condicionar la transferencia de materia entre el entorno y las células.
- Otros como la temperatura de los vertidos y el contenido en grasas también pueden ser importantes.

Consecuentemente la caracterización de un agua residual se realiza respecto a todos estos parámetros.

Como referencia se cuenta con valores típicos para las aguas residuales urbanas, las cuales se indican en la Tabla 1:

Tabla 1. Valores típicos para las aguas residuales urbanas.

| Parámetro            |      | Concentración         |                       |                       |                       |                       |                       |
|----------------------|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
|                      |      | Fuerte                |                       | Media                 |                       | Débil - Diluida       |                       |
|                      |      | Ferrer y Seco, (1992) | Metcalf y Eddy (1995) | Ferrer y Seco, (1992) | Metcalf y Eddy (1995) | Ferrer y Seco, (1992) | Metcalf y Eddy (1995) |
| DQO                  | mg/l | 1 600                 | 1 000                 | 750                   | 500                   | 250                   | 250                   |
| DBO <sub>5</sub>     | mg/l | 500                   | 400                   | 300                   | 220                   | 100                   | 110                   |
| Nitrógeno total (Nt) | mg/l | 140                   | 85                    | 60                    | 40                    | 20                    | 20                    |
| Fósforo total (Pt)   | mg/l | 33                    | 15                    | 15                    | 8                     | 6                     | 4                     |
| Sólidos totales      | mg/l | 2 000                 | 1 200                 | 1 000                 | 720                   | 350                   | 350                   |

Las características de las aguas residuales urbanas pueden variar mucho dependiendo si la red de alcantarillado es unitaria (aguas residuales + aguas pluviales) o separativa.

Un parámetro orientativo que se usa para comparar la contaminación industrial o global con la exclusivamente urbana, es conocido como población equivalente o habitante equivalente. Este nos da la relación entre la contaminación producida por la industria, por un proceso, o por una mezcla de aguas de distinta procedencia, con la que produciría diariamente una persona, esta última se cifra en 60 g DBO<sub>5</sub>/día (Chamorro, 2016).

Con la expresión 1 se indica cómo obtener los habitantes equivalentes.

$$\text{habitante} - \text{equivalente} (h - e) = \frac{Q_{\text{medio}} \frac{m^3}{d} \times DBO_5 \frac{g}{m^3}}{60 (g DBO_5 / \text{hab} / d)} \quad (1)$$

Los habitantes-equivalentes (h-e) siempre tienen que ser mayores que los habitantes de hecho, ya que los h-e incluyen los habitantes de hecho y los derivados de la industria.

Si los (h-e) son menores que los reales se debe de considerar que los caudales medidos en la red de saneamiento no incluyen todos los caudales de aguas residuales debido a:

- No se han analizado todos los puntos de vertido.
- Existen fuertes pérdidas en la red de saneamiento.
- Los equipos de medida no estaban correctamente calibrados.

Si los h-e son mayores que los de hecho, queda realizar una última comprobación, ver si la diferencia entre los h-e y los de hecho (que define los h-e debidos a la industria) es

coherente con el parque industrial existente en los municipios y compatible con el reglamento de vertidos (si existe) (Chamorro, 2016).

### 3.4. Mecanismos de depuración

Los mecanismos de depuración que se dan en los sistemas de humedales construidos para la depuración de aguas residuales son complejos e incluyen procesos químicos, físicos y biológicos (Salgot y Torrens, 2008). En la Tabla 2 se indican los principales.

**Tabla 2. Principales mecanismos de eliminación y transformación de los contaminantes en los humedales construidos (Mena y otros, 2008).**

| Contaminantes                        | Mecanismos de eliminación   |
|--------------------------------------|---|
| Materia en suspensión (MES)          | Sedimentación Filtración.<br>Filtración.  |
| Materia orgánica biodegradable (DBO) | Degradación microbiana aerobia.<br>Degradación microbiana anaerobia.  |
| Nitrógeno                            | Amonificación seguida por nitrificación.<br>Microbiana y desnitrificación.<br>Asimilación por parte de las plantas.<br>Volatilización del amoniacó. |
| Fósforo                              | Adsorción por parte del lecho.<br>Asimilación por parte de las plantas.   |
| Metales                              | Asimilación por parte de las plantas.<br>Intercambio iónico.  |
| Patógenos                            | Sedimentación.<br>Filtración.<br>Muerte natural.<br>Irradiación ultravioleta (UV).  |

#### a. Sólidos en suspensión

La turbiedad de un agua está causada principalmente por la presencia de materia en suspensión, también pueden contribuir compuestos orgánicos, a pesar de ser solubles (Kadlec y Knight, 1995), observar la Figura 2.

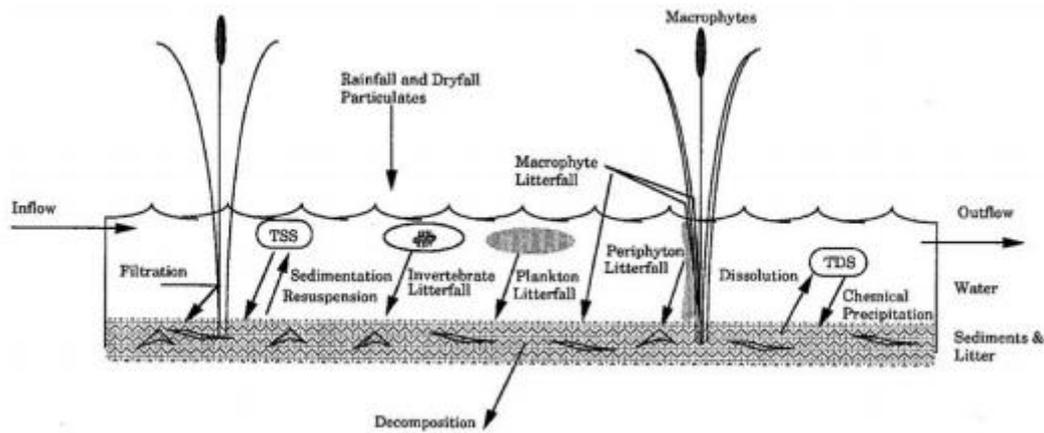


Figura 2. Mecanismos de transmisión y almacenamiento de los sólidos en suspensión en los humedales de flujo superficial. TSS = sólidos en suspensión, TDS = sólidos disueltos (Kadlec y Knight, 1995).

La materia en suspensión queda retenida en los humedales mediante la combinación de diferentes fenómenos de tipo físico que en su conjunto se denominan como filtración del medio granular. Entre estos fenómenos cabe destacar la sedimentación debida a la baja velocidad de circulación del agua y el tamizado que sucede a nivel de los espacios intersticiales del medio granular (García y Corzo, 2008).

En los humedales horizontales la mayor parte de la eliminación de la materia en suspensión sucede cerca de la zona de entrada y su concentración va disminuyendo de forma aproximadamente exponencial a lo largo del lecho. En general, casi toda la eliminación de la materia en suspensión sucede en 1/4 - 1/3 de la longitud total del sistema (Figura 3) (García y Corzo, 2008).

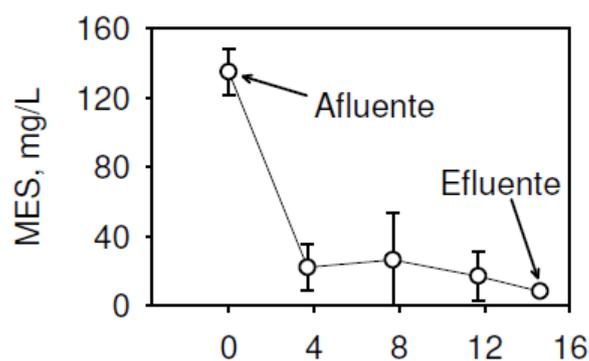


Figura 3. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal (García y Corzo, 2008).

#### b. Materia orgánica DBO y DQO

La eliminación de la materia orgánica en los humedales es compleja ya que es el resultado de la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden de forma

simultánea. La profundidad del agua y la carga orgánica afectan a la importancia relativa de las diferentes vías de degradación de dicha materia orgánica, y éstas a su vez afectan a los rendimientos de eliminación (García y Corzo, 2008).

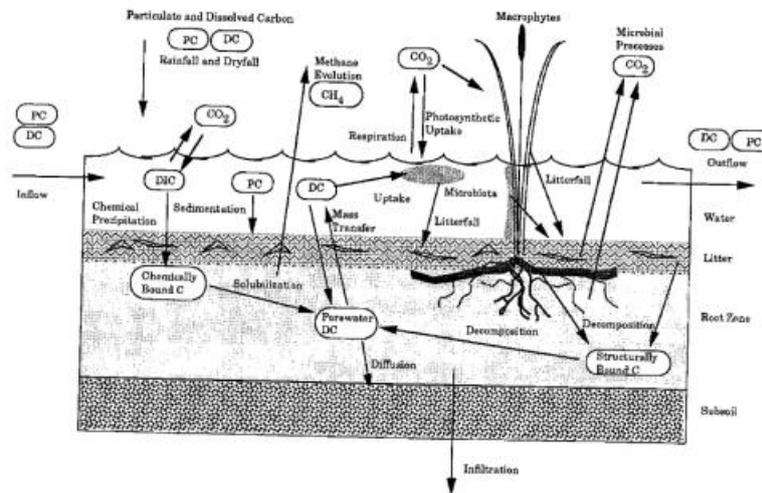


Figura 4. Mecanismos de transmisión y almacenamiento del carbono en el ecosistema de un humedal. DC = carbono disuelto, PC = carbono en partículas, DIC = Carbono inorgánico disuelto, DOC = carbono orgánico disuelto, CH<sub>4</sub> = metano, CO<sub>2</sub> = dióxido de carbono. En el ciclo del carbono se incluye la biomasa tanto viva como muerta y los productos orgánicos de la descomposición (Kadlec y Knight, 1995).

La DBO es la medida del consumo de oxígeno por parte de los microorganismos en el proceso de oxidación de la materia orgánica. Mientras que la DQO es la medida de la cantidad necesaria de un oxidante químico para oxidar la materia orgánica. La medida de la DQO da resultados mayores de carbono ya que el oxidante químico añadido ataca a una cantidad mayor de componentes presentes en el medio (Kadlec y Knight, 1995).

### c. Nitrógeno

Los compuestos del nitrógeno son los constituyentes más preocupantes presentes en el agua residual debido a su papel en la eutrofización, su efecto en el contenido de oxígeno del agua residual y su toxicidad para los invertebrados acuáticos y especies de vertebrados terrestres. De todas maneras estos compuestos también son interesantes en tanto que juegan un papel muy importante en el aumento del crecimiento de las plantas, hecho que estimula la vida salvaje en el ecosistema del humedal (Kadlec y Knight, 1995).

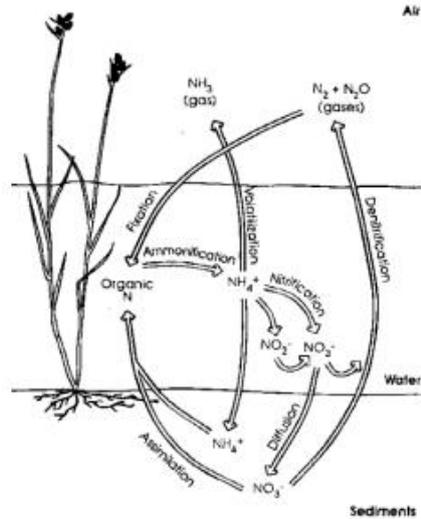


Figura 5. Ciclo simplificado del nitrógeno de un humedal (Kadlec y Knight, 1995).

El ciclo del nitrógeno es muy complejo e incluso el control de la más básica de las transformaciones químicas de este elemento es un reto para la Ingeniería Ambiental (Kadlec y Knight, 1995).

#### d. Fósforo

El fósforo es un nutriente que necesitan las plantas para su crecimiento y generalmente es un factor limitante de la productividad vegetal. De este modo, la presencia de trazas de este elemento en el agua de un humedal puede tener efectos sobre la estructura del ecosistema acuático. Habitualmente hay un exceso de fósforo en las aguas residuales que recibe un humedal artificial (Kadlec y Knight, 1995).

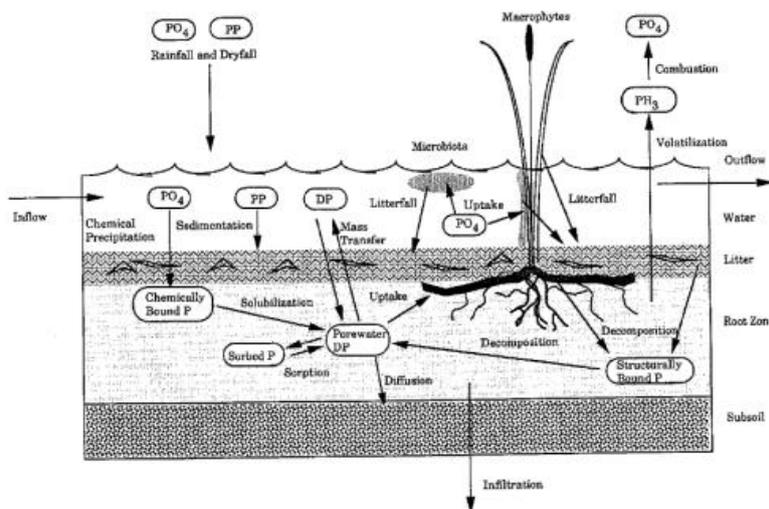


Figura 6. Mecanismos de transferencia y almacenamiento del fósforo en el ecosistema de un humedal.  $PO_4$  = ortofosfato, PP = fósforo en partículas, DP = fósforo disuelto,  $PH_3$  = fosfina (Kadlec y Knight, 1995).

La eliminación del fósforo es una difícil misión en cualquier tecnología de tratamiento de aguas, y los humedales construidos no son una excepción (Kadlec y Knight, 1995; Torrens y otros, 2009). Los mecanismos de eliminación del fósforo pueden ser de tipo biótico y abiótico. Los bióticos incluyen la asimilación por parte de las plantas y los microorganismos. Los abióticos abarcan fundamentalmente la adsorción por el medio granular (García y Corzo, 2008). El proceso más importante para la eliminación del fósforo es la sedimentación, y otros factores influyentes son: la edad de las plantas y el conjunto del humedal (Bojcevska y Tonderski, 2006). En general no se suele eliminar más del 10 -20 % de fósforo, sin haber grandes diferencias entre sistemas horizontales y verticales (García y corzo, 2008).

#### e. Vegetación

Entre las especies vegetales típicamente utilizadas en los humedales son el carrizo (*Phragmites australis*) y la espadaña (*Typha spp*). Parte del oxígeno entra en el lecho de sustrato mediante la difusión directa de oxígeno atmosférico mientras que otra fracción penetra en el terreno a partir del sistema de raíces y hojas de las plantas, dando como resultado una mezcla de zonas aeróbicas y anaeróbicas. La mayoría del lecho saturado se encuentra en condiciones anaeróbicas bajo las condiciones habituales de carga de agua residual (Kadlec y Knight, 1995), en la Figura 7 se muestra el mecanismo de depuración en el humedal.

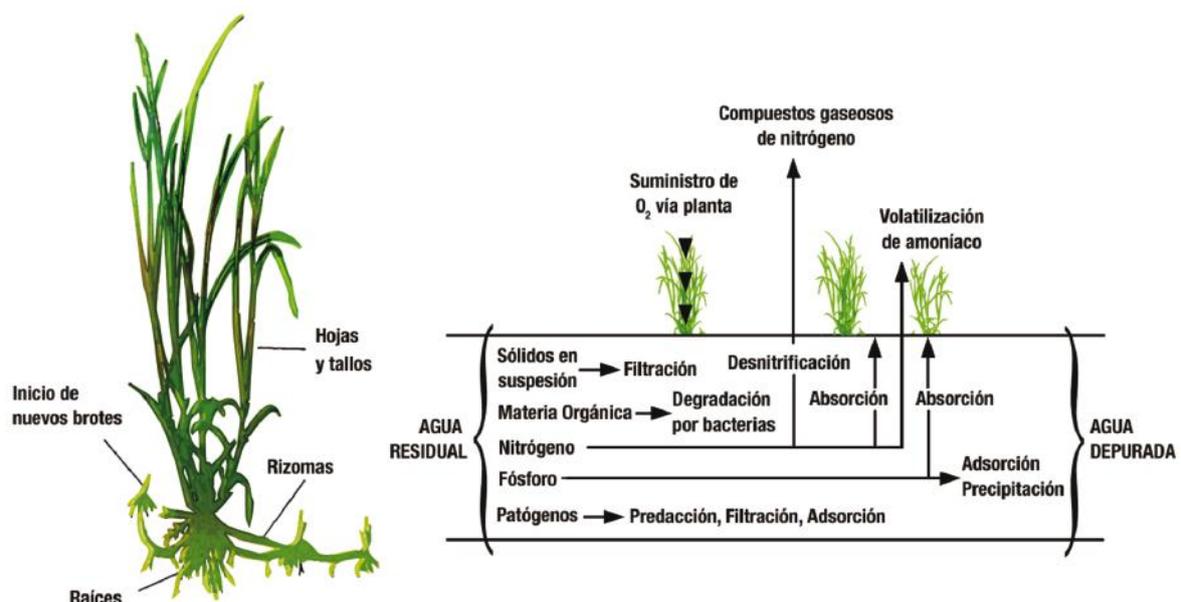


Figura 7. Dibujo esquemático del mecanismo de depuración en un humedal artificial. Imagen de Salas y otros (2007).

### 3.5. Elementos del sistema de depuración

Un sistema de depuración de agua residual con un humedal artificial puede contener:

#### 3.5.1 Canal de desbaste

Es el primer proceso con el que se encuentra el agua al llegar a la depuradora.

El pretratamiento está formado por aquellos procesos que se sitúan al inicio del sistema de depuración, y cuya función esencial consiste en eliminar sólidos gruesos (piedras, ramas, plásticos, papeles, entre otros), grasas y arenas que pueden dañar o interferir en los procesos posteriores, tal como se muestra en la Figura 8.

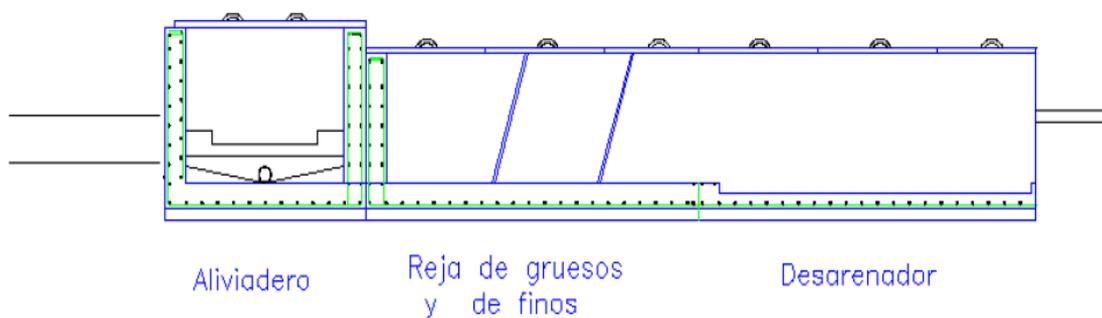


Figura 8. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones. Esquema de García y Corzo (2008).

#### a. Aliviadero

Las instalaciones de tratamiento se dimensionan, generalmente, para tratar caudales muy inferiores a los totales en tiempo de lluvia. Por ello es necesario instalar los dispositivos adecuados a fin de desviar el caudal sobrante (que no se enviara al sistema de depuración) para su vertido en un punto de evacuación generalmente sin tratamiento previo. El grado de dilución (relación entre el caudal de aguas domésticas y el caudal unitario (total) que transporta la alcantarilla) se condicionará en el diseño del aliviadero de manera que no se permitan vertidos directos con grados de dilución inadecuados (Ayza, y otros, 1991).

$$\text{Grado o factor de dilución} = \frac{\text{agua residual } \frac{\text{m}^3}{\text{s}} + \text{agua de lluvia } \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\text{agua residual } \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} \quad (\text{adimensional}) \quad (2)$$

Los valores recomendados oscilan entre 2 y 5 (Hernández y otros (1995), y para Ortega (2013) está entre 2 y 6.

### b. Reja de gruesos

El objeto de implementar una reja de gruesos en el sistema de depuración responde a la necesidad de evitar que elementos grandes y pesados (piedras, plásticos entre otros) prosigan y afecten en los procesos unitarios del sistema de depuración. Es necesaria la realización de la limpieza de las rejas de forma manual o automático, en ambos casos la limpieza debe ser programada a cortos periodos o según sea necesario; por lo menos 2 veces a la semana (Ortega, 2013).

En función de su separación las rejas pueden clasificarse en:

- Rejas de finos, con paso libre entre barrotes de 6 a 12 mm.
- Rejas de gruesos con paso libre entre barrotes de 20 a 60 mm.

En cuanto a los espesores mínimos de los barrotes fijados en los siguientes valores:

- Reja de finos: entre 6 y 12 mm.
- Reja de gruesos: entre 12 y 25 mm.

El diseño de una instalación de rejas se realiza en base a mantener la velocidad de paso del agua y la pérdida de carga dentro de ciertos límites (Ferrer y Seco, 2011).

### 3.5.2 Desarenador

La zona de desarenado de flujo horizontal tiene como objetivo lograr sedimentar materias pesadas de tamaños superiores a 200 micras y tienen un 90 % de eliminación, el rendimiento va a ser en función de la velocidad del flujo a travesar el canal: las arenas, grava y otras partículas pequeñas de naturaleza inerte a una velocidad mínima adecuada (Ferrer y Seco, 2011).

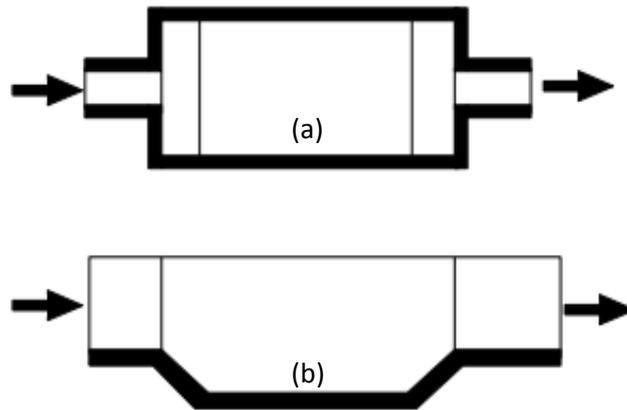


Figura 9. Esquema básico de un desarenador elemental. (a) vista en planta (b) vista transversal.

### 3.5.3 Tanque Imhoff

Constituye el tratamiento primario donde se realiza físicamente la reducción del contaminante mediante el proceso de sedimentación. Se consideran dos zonas: una de decantación y otra de digestión. El tanque puede tener uno o más puntos de recogida de fangos de acuerdo a la cantidad de habitantes servidos, para menor de 500 e - h con un solo punto de recogida (García y Corzo, 2008). En la Figura 10 se observa el esquema de la sección de un tanque Imhoff.

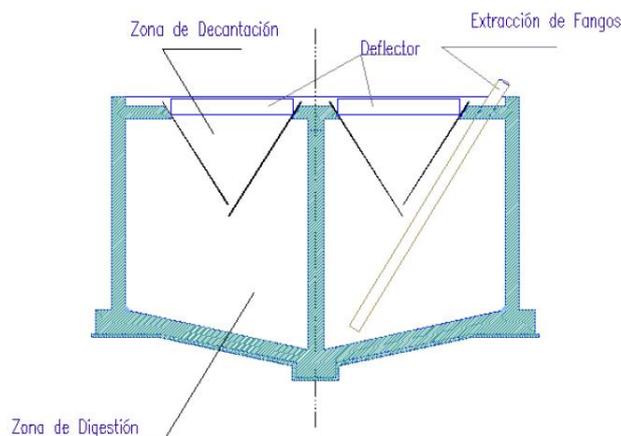


Figura 10. Esquema de la sección de un tanque Imhoff, figura de García y Corzo (2008).

El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), la Unidad de Apoyo Técnico para el Saneamiento Básico del Área Rural (UNATSABAR), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y la Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación (COSUDE), en el 2005 publicaron algunas consideraciones a tener en cuenta sobre la instalación de un tanque Imhoff.

Las ventajas y desventajas que tiene el emplear el tanque Imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población son:

#### Ventajas

- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95 % de humedad.
- Las aguas residuales que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

#### Desventajas

- Son estructuras profundas (> 6 m).
- Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.

Conocidas las ventajas y desventajas del tanque Imhoff, quedará a criterio si es conveniente emplear esta unidad, en la localidad donde se desea tratar las aguas residuales de uso doméstico.

El tanque Imhoff elimina del 40 al 50 % de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35 %. Los lodos acumulados en el digestor del tanque Imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados. Martín y Hernández (2014) manifiestan que los rendimientos observados están entre: en sólidos suspendidos de 40 a 60 %, DBO<sub>5</sub> de 25 a 60 %, DQO de 40 a 60 %, Nt 35 % y Pt 35 %.

#### 3.5.4 Tratamiento secundario

En el tratamiento secundario se elimina gran parte de la contaminación orgánica. Los procesos más utilizados son los fangos activados como método convencional, que eliminan entre el 85 - 95 % de DBO<sub>5</sub> (Ortega, 2013).

Salas (2016) clasifica en 3 categorías de tecnologías disponibles: intensivas, extensivas y mixtas. A continuación se describen algunas de sus principales características:

- Tecnologías intensivas: se introduce oxígeno de forma artificial con elementos electromecánicos, acelerando los procesos de depuración, por lo que se necesita mayor consumo de energía y menor espacio de instalación, como es caso de los fangos activados.
- Tecnologías extensivas: la introducción del oxígeno es de forma natural y los procesos se dan de forma natural, por lo que requiere mayor extensión y nulo o un mínimo consumo de energía. Entre sus limitaciones se tiene falta de capacidad de control, modificación de parámetros y se considera el suelo como elemento depurador como: las zanjas filtrantes y filtros verdes (como terciarios), lagunajes, filtración de lechos de turba, filtros de arena e infiltración – percolación.
- Tecnologías mixtas: Mezclan los dos requerimientos y se están obteniendo como resultados humedales artificiales aireados.

Salgot y Torrens (2008) realizaron un cuadro comparativo entre tecnologías convencionales y naturales, el cual se muestra en la Tabla 3:

Tabla 3. Cuadro comparativo entre tecnologías convencionales y naturales.

| Tecnologías Convencionales/Intensivas   | Tecnologías Naturales/Extensivas   |
|---|--|
| Gasto energético elevado: energía eléctrica para la oxigenación y mezcla en reactores (costes elevados) | Mínimo o nulo gasto energético: energía natural (sol y ocasionalmente viento)  |
| Cemento, equipos de tecnología dura y avanzada  | Poco cemento y pocos o ningún equipo de tecnología avanzada. Los movimientos de tierras en la construcción son importantes |
| Mantenimiento y explotación complicados<br>Mano de obra muy especializada                               | Mantenimiento y explotación simple. El gestor debe conocer los procesos y ser capaz de prevenir problemas                  |
| Se puede influir rápidamente en los procesos  | Los mecanismos de tratamiento tienen mucha inercia   |
| Tiempo de residencia hidráulico corto   | Tiempo de residencia hidráulico largo  |
| Aspecto tecnológico y artificial  | Buena integración en el paisaje  |
| Procesos artificializados (muy acelerados)  | Procesos naturales a velocidad "natural"   |
| Poca adaptabilidad a cambios de caudal o carga  | Poca adaptabilidad a cambios de caudal o carga   |
| Generación de lodos elevada   | Generación de lodos reducida o nula  |

### 3.6. Humedales y tipos

Los humedales construidos, también denominados artificiales (Gullón, 2011; Mena y otros, 2008) o zonas húmedas construidas (Salgot y Torrens, 2008), imitan las condiciones óptimas de tratamiento de aguas residuales que se pueden encontrar en un humedal natural, pero tienen la capacidad de poder ser construidos en prácticamente cualquier lugar (Kadlec y Knight, 1995).

Hay tres tipos básicos de sistemas de humedales: los humedales naturales, los humedales artificiales de flujo superficial (HAFS) y los humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSs). A pesar de existir una amplia variedad de humedales naturales, únicamente los que tengan especies vegetales adaptadas a inundaciones continuas están capacitados para recibir un flujo permanente de agua residual. Este hecho, junto a la protección especial a la que están sometidos los humedales naturales por su alto valor ecológico, exige que el agua residual vertida a un humedal natural provenga, como mínimo, de un tratamiento secundario (Kadlec y Knight, 1995).

#### a. Sistemas de flujo libre o superficial

En los sistemas de flujo superficial, el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula entre los tallos y las hojas de las especies vegetales plantadas (García y Corzo, 2008), siguiendo una trayectoria de flujo horizontal (Mena y otros, 2008), como se observa en la

Figura 11. Este tipo de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural, denominándose en algunas ocasiones lagunas con macrófitos enraizados (Salgot y Torrens, 2008), en la que la profundidad de la lámina de agua oscila entre 0,3 m y 0,4 m y donde encontramos plantas (García y Corzo, 2008).

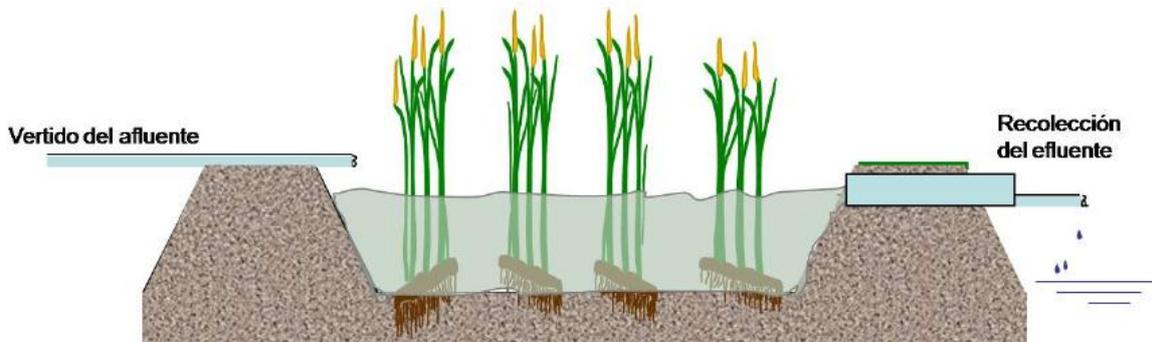


Figura 11. Sección transversal de un humedal de flujo libre (García y Corzo, 2008).

#### b. Sistemas de flujo subsuperficial

El agua residual circula a través del medio poroso y de soporte, ya sea rocas o gravas, y siempre por debajo de la superficie del mismo (Mena y otros, 2008; Salgot y Torrens, 2008), de este modo, y a diferencia de los sistemas de flujo libre, se evitan problemas como posibles plagas de insectos, olores y, en climas fríos, aportan una mayor protección térmica (Mena y otros, 2008). La lámina de agua suele ser de entre 0,3 m y 0,9 m (Gullón, 2011). Observar la Figura 12.

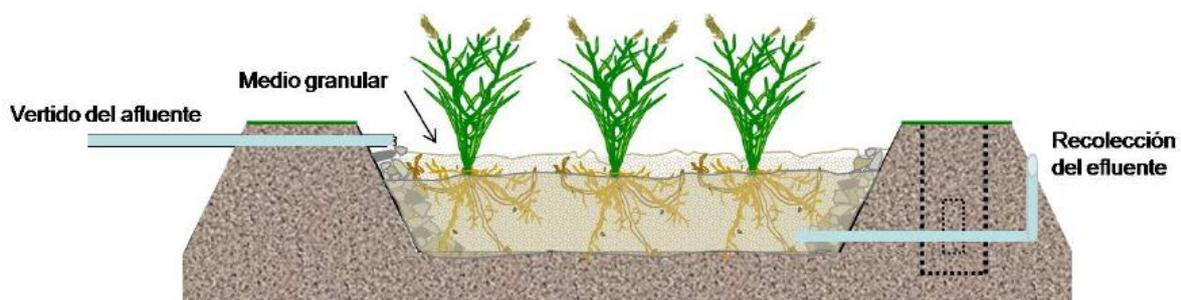


Figura 12. Sección transversal de un humedal de flujo subsuperficial horizontal (García y Corzo, 2008).

#### a) Flujo horizontal

La alimentación del agua residual se realiza a través de un distribuidor y avanza lentamente por la parcela de manera horizontal y con flujo básicamente de pistón, hasta que llega a la

zona de salida (Salgot y Torrens, 2008). Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados y con cargas orgánicas alrededor de  $6 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ día}$  (García y Corzo, 2008).

#### b) Flujo vertical

Esta tipología de humedales fue desarrollada en Europa como alternativa a los humedales horizontales para producir efluentes nitrificados (García y Corzo, 2008).

La alimentación de agua residual se realiza de manera intermitente, a pulsos o por cargas por toda la superficie (Mena y otros, 2008; Gullón, 2011) a través de unas tuberías aéreas o de surtidores que se sitúan encima del lecho de grava o arena (Salgot y Torrens, 2008), observándose en la Figura 13. Operan con cargas de alrededor de  $20 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \text{ día}$  (García y Corzo, 2008).

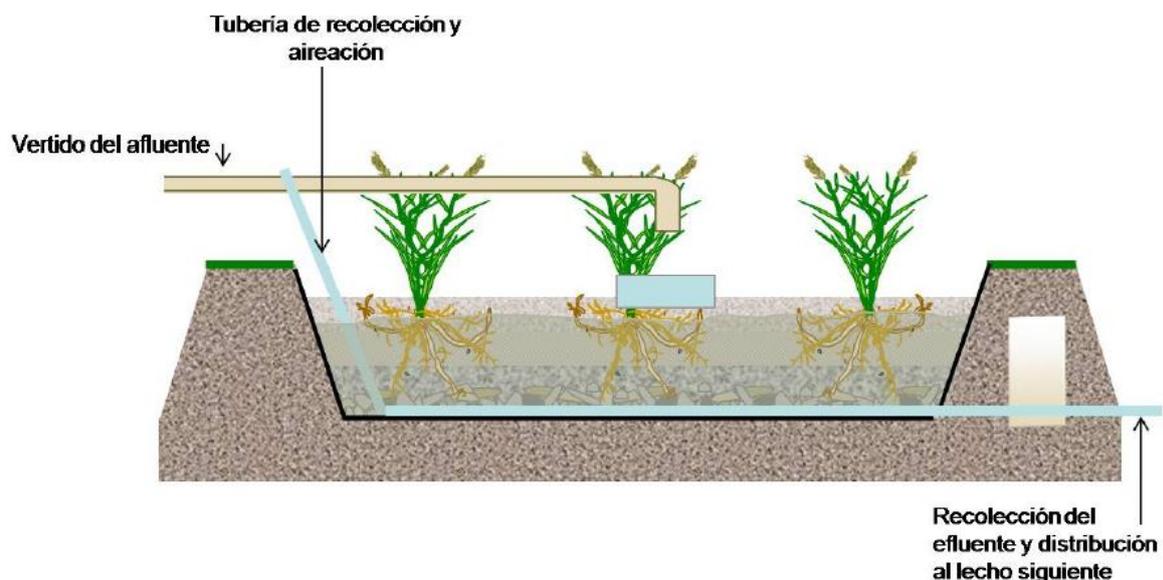


Figura 13. Sección transversal de un humedal de flujo subsuperficial vertical (García y Corzo, 2008).

### 3.7. Ventajas e inconvenientes de los humedales artificiales:

Salas y otros (2007) mencionan que los humedales artificiales, como cualquier otro sistema de depuración de aguas residuales, presentan una serie de ventajas e inconvenientes, que puedan aconsejar o no su utilización en cada caso concreto.

## a. Ventajas

Entre las ventajas destacan:

- Sencillez operativa, al limitarse las labores de explotación a la retirada de residuos del pretratamiento y al corte y retirada de la vegetación una vez seca.
- Consumo energético nulo, si las aguas residuales a tratar pueden circular por gravedad hasta los humedales.
- Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- En el caso de los HAFS y de los HAFSs de flujo horizontal, al operar con elevados tiempos de retención, se toleran bien las puntas de caudal y de carga.
- En los HAFSs se simplifica la gestión de los lodos que se generan en el proceso depurador, al procederse a su purga en las fosas sépticas o tanque Imhoff, tras largos periodos de tiempo.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación).
- Los humedales de flujo superficial, principalmente, permiten la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los humedales de flujo subsuperficial, y por alimentarse con efluentes ya depurados los humedales de flujo superficial.
- Perfecta integración ambiental.

## b. Inconvenientes

Como principales inconvenientes se pueden citar:

- Exigen una mayor superficie de terreno para su implantación que las tecnologías convencionales de depuración, lo que puede repercutir notablemente en los costes de construcción si fuese necesaria la adquisición de los terrenos.
- Larga puesta en marcha, que va desde meses hasta un año en los sistemas de flujo subsuperficial y hasta varios años en los sistemas de flujo superficial.
- Los humedales de flujo subsuperficial presentan riesgos de colmatación del sustrato si éste no se elige convenientemente. No funcionan correctamente las etapas de

pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas.

- Pérdida de agua por evapotranspiración, lo que incrementa la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los humedales de flujo superficial.
- Los humedales artificiales presentan pocas posibilidades de actuación y control ante modificaciones de las condiciones operativas, por lo que es muy importante que estén concebidos, dimensionados y construidos.

### 3.8. Costes de implantación

Los humedales artificiales en función del tamaño de la población servida según Salas (2007) quien recogió de Galvao y Col (2005) la Figura 14 donde se muestra la relación existente entre los costes de implantación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial, expresados en euros/habitante equivalente, y la población equivalente servida. Los datos proceden de instalaciones portuguesas, país en la actualidad cuenta con unas 150 instalaciones de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

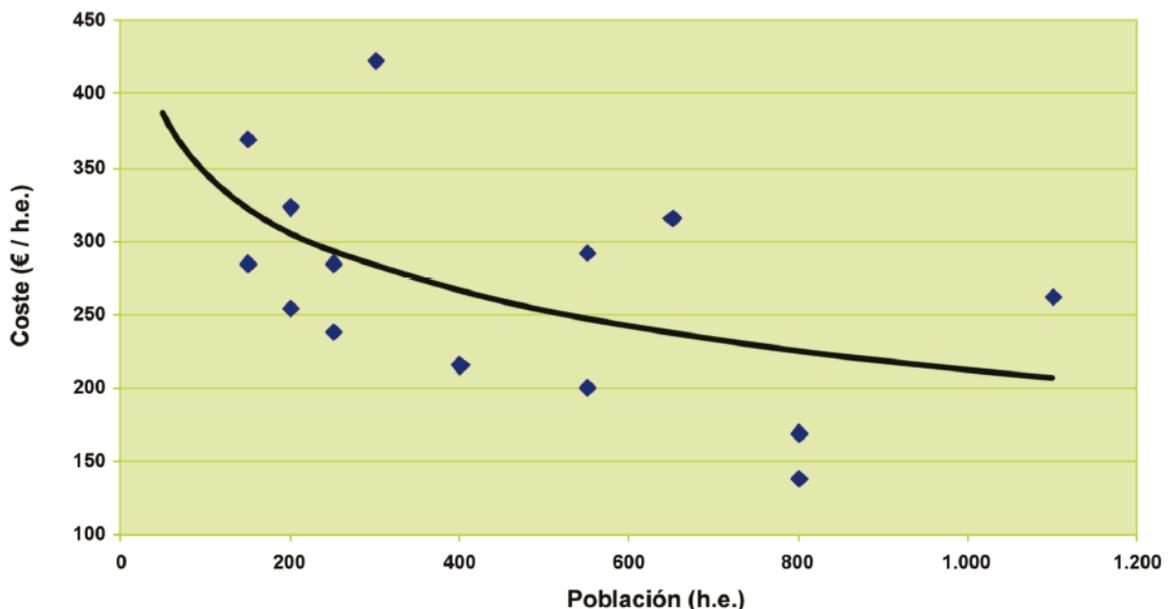


Figura 14. Coste de implementación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial en función del tamaño de la población equivalente servida.

El reparto de las diferentes partidas que contribuyen a los costes de implantación de las diversas modalidades existentes de humedales artificiales, queda reflejado en la Figura 15.

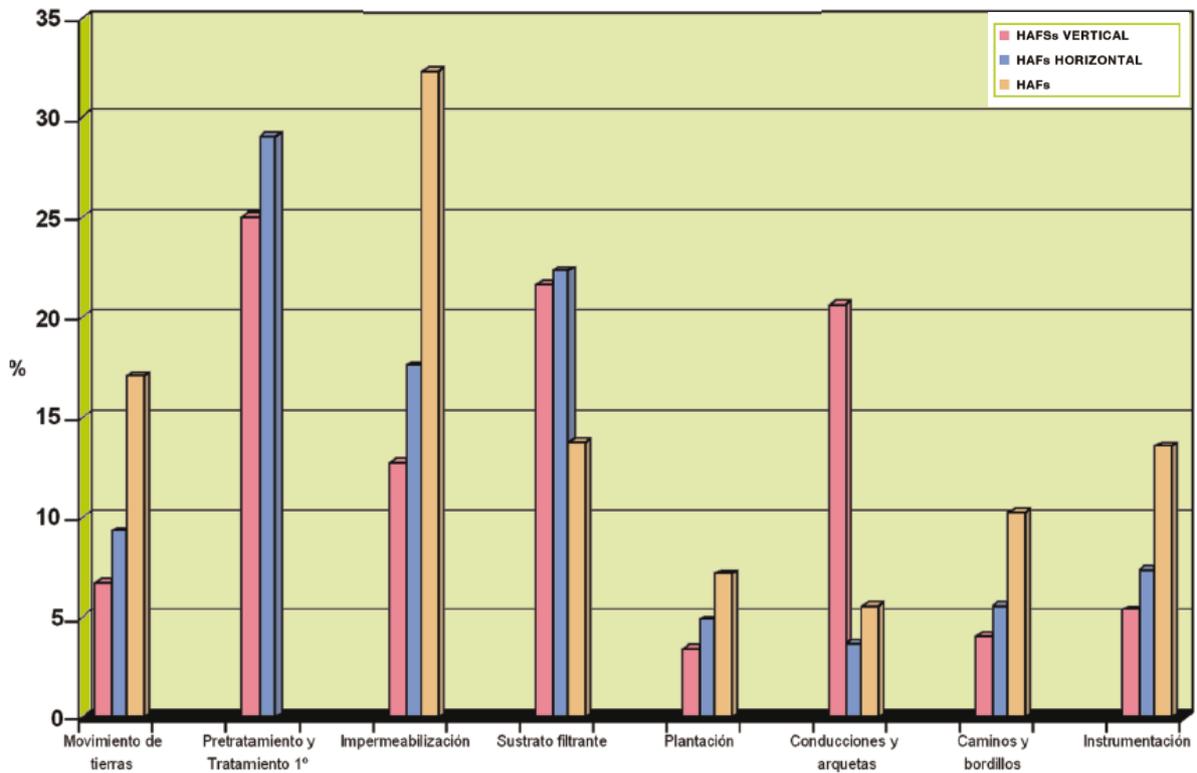


Figura 15. Porcentaje de cada partida de coste para la implantación de las distintas modalidades de humedales artificiales.

### 3.9. Rendimiento de humedales de flujo subsuperficial

Salas y otros (2007) mencionan los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con el empleo de humedales artificiales de flujo subsuperficial, los cuales están indicados en la Tabla 4.

Tabla 4. Rendimientos de depuración de HAFSS.

| Parámetro             | %       |
|-----------------------|---------|
| Sólidos en suspensión | 85 – 95 |
| DBO <sub>5</sub>      | 85 – 95 |
| DQO                   | 80 – 90 |
| Nitrógeno             | 20 – 40 |
| Fósforo               | 15 -30  |

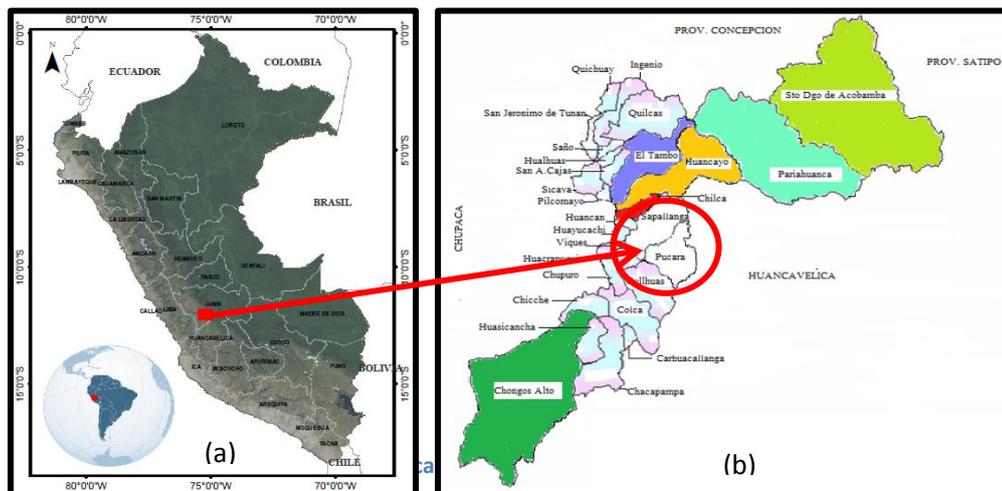
## 4. DISEÑO DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN

### 4.1. Datos generales

Para el diseño se adoptó la definición de agua residual doméstica; debido a que siempre estará presente en el sistema de depuración, mientras que el agua de lluvia son estacionales y la presencia de actividades industriales hasta la fecha no se han registrado formalmente en la zona de implementación, una vez que se tenga pleno conocimiento de ello, las aguas residuales se estaría clasificando como agua residuales urbanas o municipales.

#### 4.1.1 Ubicación geográfica

La zona urbana del distrito Pucará está ubicado a 12,18 km al sur de la ciudad de Huancayo, región Junín, en la Sierra del Perú, a 3 362 msnm. La superficie total del distrito de Pucará es de 110,5 km<sup>2</sup>, para el diseño se considera la zona urbana el cual tiene aproximadamente 0,55 km<sup>2</sup>. En la Figura 16 se aprecia su ubicación geográfica y política.



#### 4.1.2 Actividades económicas

Las principales actividades económicas y productivas de los pobladores de Pucará es la agricultura y la ganadería tradicional; entre ellas destaca el cultivo de hortalizas (lechuga "*Lactuca sp.*", zanahorias "*Daucus carota subespecie sativus*", apio "*Apium graveolens*", col "*Brassica oleracea*", cebolla "*Allium cepa*", cebollita china "*Allium fistulosum*", entre otros cultivos), maíz "*Zea mays*", papa "*Solanum tuberosum*" y flores en la parte baja, hasta cultivos andinos como la oca (*Oxalis tuberosa*), mashua (*Tropaeolum tuberosum*), olluco

(*Ullucus tuberosus*), trigo (*Triticum sp*) y cebada (*Hordeum vulgare*) en la parte media y alta. En cambio la actividad pecuaria se realiza con mayor incidencia en forma de explotación extensiva en la parte alta. En lo que concierne a terrenos cultivables, Pucará cuenta con 10 056,85 ha dedicadas a actividades agropecuarias, de las cuales 294,76 ha de terreno bajo riego de un total de 2 372,99 ha destinadas para la agricultura.

#### 4.1.3 Hidrología

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú en adelante SENAMHI; en su página web ha publicado datos de precipitación diaria, de los cuales se extrajo la precipitación máxima por mes. Los datos fueron registrado en la estación meteorológica de Viques, ubicada en la latitud 12°9'45", longitud 75°14'3" a 3 200 msnm, a una distancia de 10 km aproximada al oeste de la zona urbana de Pucará, el total de datos extraídos están indicadas en la Tabla 5, y en la Figura 17 se observa que el periodo de menor precipitación es desde mayo a octubre.

Tabla 5. Datos mensuales de precipitación máxima en 24 horas (mm).

| Año  | Enero | Febrero | Marzo | Abril | Mayo | Junio | Julio | Agosto | Septiembre | Octubre | Noviembre | Diciembre | Máximo |
|------|-------|---------|-------|-------|------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|--------|
| 2010 | 16,80 | 11,60   | 14,80 | 24,80 | 0,00 | 13,50 | 20,50 | 4,20   | 7,80       | 8,80    | 11,80     | 37,90     | 37,90  |
| 2011 | 32,60 | 30,60   | 18,00 | 36,40 | 8,90 | 0,00  | 3,10  | 7,50   | 12,10      | 12,70   | 9,10      | 31,20     | 36,40  |
| 2012 | 19,80 | 56,00   | 16,70 | 18,90 | 9,10 | 9,80  | 3,70  | 3,50   | 16,40      | 7,10    | 9,70      | 25,70     | 56,00  |
| 2013 | 18,70 | 21,60   | 13,10 | 4,20  | 8,60 | 8,60  | 5,80  | 0,00   | 14,90      | 11,20   | 6,40      | 29,20     | 29,20  |
| 2014 | 20,20 | 32,10   | 28,50 | 10,10 | 8,70 | 8,20  | 1,70  | 3,10   | 11,50      | 11,40   | 16,60     | 14,60     | 32,10  |
| MÁX  | 32,60 | 56,00   | 28,50 | 36,40 | 9,10 | 13,50 | 20,50 | 7,50   | 16,40      | 12,70   | 16,60     | 37,90     | 56,00  |

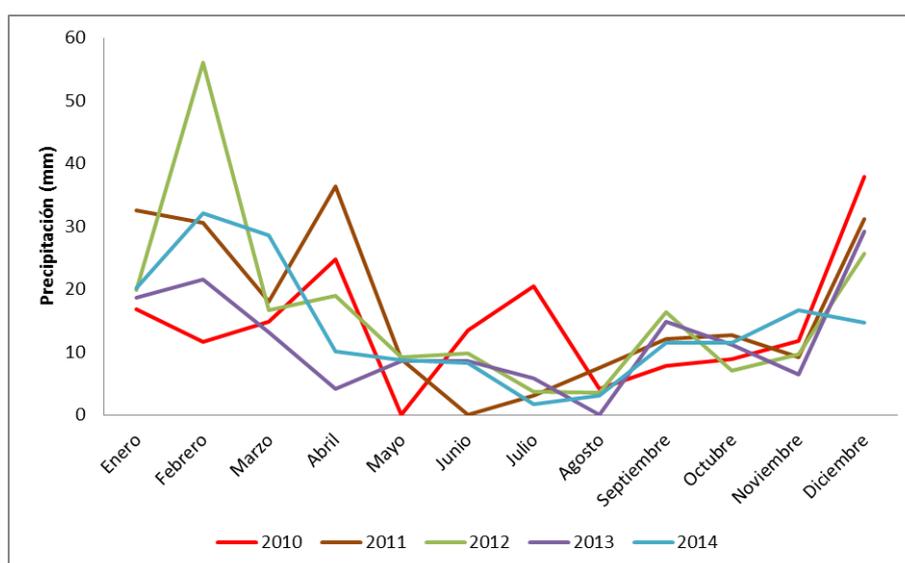


Figura 17. Representación gráfica de la precipitación mensual máxima en 24 horas desde 2010 al 2014.

#### 4.1.4 Temperatura

Los datos de la temperatura ambiental son de la estación meteorológica de Viques publicados en página web del SENAMHI. Los datos extraídos son; la media mensual de los registros diarios de la temperatura máxima; el cual llegó hasta los 26,66 °C en el mes de febrero en el 2013 y mínima; el cual llegó a 0,9 °C en el mes de julio de 2012. Los registros máximos y mínimos extraídos se muestran en la Tabla 6 y Tabla 7 respectivamente, es preciso mencionar que la variación de la temperatura máxima es desde los 18 a 22 °C y la variación de la temperaturas mínimas es de 0,9 a 8 °C, en especial en los meses desde marzo a octubre en todos los años publicados, los meses que presentan temperaturas muy bajas es de junio, julio y agosto, se puede observar en la Figura 18.

Tabla 6. Temperatura máxima promedio mensual desde 2010 al 2014.

| Año  | Enero | Febrero | Marzo | Abril | Mayo  | Junio | Julio | Agosto | Septiembre | Octubre | Noviembre | Diciembre | Máximo |
|------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|--------|
| 2010 | 19,95 | 20,27   | 20,55 | 20,83 | 22,33 | 20,77 | 21,98 | 22,04  | 21,71      | 22,15   | 21,94     | 19,34     | 22,33  |
| 2011 | 18,20 | 17,93   | 18,17 | 19,51 | 20,34 | 21,25 | 20,36 | 21,25  | 20,76      | 21,70   | 22,31     | 19,06     | 22,31  |
| 2012 | 19,96 | 19,11   | 18,76 | 19,23 | 20,62 | 20,36 | 20,76 | 21,08  | 20,51      | 21,63   | 22,07     | 19,99     | 22,07  |
| 2013 | 25,85 | 26,66   | 20,00 | 21,84 | 20,91 | 19,84 | 19,15 | 21,04  | 21,04      | 21,05   | 22,06     | 19,66     | 26,66  |
| 2014 | 19,92 | 19,74   | 19,45 | 20,60 | 21,46 | 21,95 | 20,83 | 20,81  | 20,83      | 21,08   | 22,38     | 21,11     | 22,38  |
| MÁX  | 25,85 | 26,66   | 20,55 | 21,84 | 22,33 | 21,95 | 21,98 | 22,04  | 21,71      | 22,15   | 22,38     | 21,11     | 26,66  |

Tabla 7. Temperatura mínima promedio mensual desde 2010 al 2014.

| Año  | Enero | Febrero | Marzo | Abril | Mayo | Junio | Julio | Agosto | Septiembre | Octubre | Noviembre | Diciembre | Mínimo |
|------|-------|---------|-------|-------|------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|--------|
| 2010 | 8,55  | 8,92    | 8,78  | 6,15  | 4,43 | 3,27  | 1,42  | 2,24   | 6,06       | 6,61    | 7,14      | 8,56      | 1,42   |
| 2011 | 8,03  | 8,48    | 8,27  | 6,00  | 4,39 | 1,90  | 1,59  | 2,91   | 7,34       | 7,39    | 7,86      | 8,25      | 1,59   |
| 2012 | 7,66  | 10,84   | 7,66  | 6,99  | 4,40 | 2,66  | 0,90  | 2,60   | 4,93       | 7,16    | 7,79      | 9,08      | 0,90   |
| 2013 | 8,42  | 8,78    | 8,34  | 5,52  | 4,66 | 4,97  | 2,74  | 5,33   | 5,33       | 8,00    | 6,96      | 8,50      | 2,74   |
| 2014 | 8,42  | 8,95    | 7,15  | 6,37  | 4,94 | 2,17  | 3,00  | 2,07   | 6,62       | 6,81    | 7,35      | 8,02      | 2,07   |
| MIN  | 7,66  | 8,48    | 7,15  | 5,52  | 4,39 | 1,90  | 0,90  | 2,07   | 4,93       | 6,61    | 6,96      | 8,02      | 0,90   |

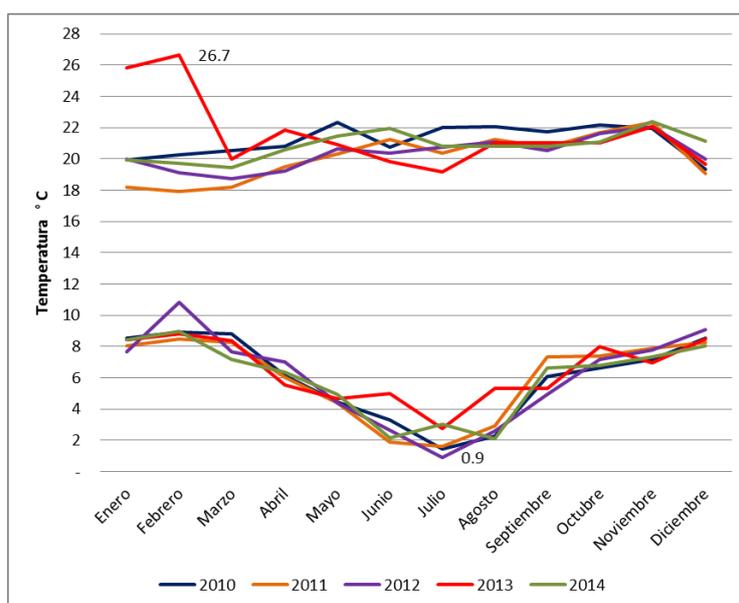


Figura 18. Variación de la temperatura máxima y mínima, 2014 -2015.

## 4.2. Población de diseño

El diseño se realiza para una población prevista a 25 años. Cabe mencionar que la estimación de una población futura y de dotación de agua residual es muy compleja por diversos factores; como lo económico, social, industrial, político así como la inmigración, turismo entre otros. Para el diseño se usa el método geométrico, el cual hace uso de la expresión 3.

$$P_f = P_i x (1 + r)^n \quad (3)$$

$P_f$  Población futura.

$P_i$  Población inicial.

r Tasa de crecimiento anual geométrico medio anual.

n Años de proyección.

En la página web del Instituto Nacional de Estadística e Informática en adelante INEI; se tiene publicado que la región Junín - Perú hasta el 2015 ha tenido las tasas de crecimiento indicados en la Tabla 8.

**Tabla 8. Tasas de crecimiento geométrico medio anual para Junín - Perú 1995-2015.**

| Región | Periodo     |             |             |             |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|        | 1995 - 2000 | 2000 - 2005 | 2005 - 2010 | 2010 - 2015 |
| Junín  | 1,2         | 1,2         | 1,0         | 0,9         |

En la Tabla 8 se observa que desde 1995 al 2015 la tasa de crecimiento ha disminuido, por lo que, a partir del 2015 se podría esperar que disminuya o en casos excepcionales se puede incrementar. No obstante se indica que para la población proyectada del diseño se considera una tasa de crecimiento de 0,9 para estimar la población al 2040.

Considerando el censo poblacional realizado en la zona urbana del distrito de Pucará por el INEI en el 2007 y aplicando la expresión 1; se estima los datos indicados en la Tabla 9.

**Tabla 9. Población proyectada.**

| Año                              | Población (hab) | Tasa de crecimiento (%) | Población proyectada (hab) |
|----------------------------------|-----------------|-------------------------|----------------------------|
| 2007                             | 1 908           | -                       | -                          |
| 2010                             | -               | 1,0                     | 1 966                      |
| 2015                             | -               | 0,9                     | 2 057                      |
| 2040                             | -               | 0,9                     | 2 574                      |
| Aumento de habitantes en 25 años |                 |                         | 517                        |

### 4.3. Dotación de agua residual

La zona urbana de Pucará no cuenta con series históricas de caudales de aguas residuales, por lo que se ha hecho uso del método indirecto clasificado por Ayza, y otros (1991), considerando que el Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA, 2014), estimó la dotación de agua residual por habitante según la región geográfica del Perú, en la Tabla 10 se indican los valores. Si se desea obtener datos de forma directa se podría aplicar campañas de aforos, considerando que se tenga la logística necesaria para realizarlos.

Tabla 10. Dotación de agua residual generada por habitante al día.

| Región geográfica | Dotación (l/hab d) |
|-------------------|--------------------|
| Selva             | 136                |
| Sierra            | 144                |
| Costa             | 145                |

De la Tabla 10 se extrae el valor de 144 l/hab d para el diseño, debido que el distrito de Pucará está ubicado en la Sierra del Perú.

Las siguientes expresiones matemáticas se han tomado de la guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial elaborado por García y Corzo en el 2008.

a) Caudal medio diario ( $Q_{med,d}$ )

$$Q_{med,d} = \frac{D}{1\,000} \times P \quad (4)$$

D Dotación de agua residual, en l/hab d.

P Población, en hab.

$$Q_{med,d} = \frac{144}{1\,000} \times 2\,574 = 370,65 \approx 370,7 \frac{m^3}{d}$$

Es la cantidad total de agua residual estimada que generaría la población urbana de Pucará al 2040, para el sistema se diseñará dos tanques Imhoff debido al caudal que se tendría dentro de 25 años y así asegurar un adecuado funcionamiento, el caudal medio de diseño para cada tanque Imhoff es de:

$$Q_{med,d} = \frac{144}{1\,000} \times 1\,287 = 185,328 \approx 185,3 \frac{m^3}{d}$$

b) Caudal medio horario ( $Q_{med,h}$ )

Es igual al caudal medio diario dividido entre las 24 horas del día.

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24} \quad (5)$$

$$Q_{med,h} = 15,4 \frac{m^3}{h}$$

Para el diseño del tanque Imhoff se considera:

$$Q_{med,h} = 7,7 \frac{m^3}{h}$$

c) Caudal medio por segundo ( $Q_{med,s}$ )

Es igual al caudal medio diario dividido entre los 86 400 segundos del día.

$$Q_{med,s} = \frac{Q_{med,d}}{86\,400} \quad (6)$$

$$Q_{med,s} = 0,0043 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{med,s} = 0,0043 \frac{m^3}{s} \times 1\,000 \frac{l}{m^3} = 4,3 \text{ l/s}$$

d) Caudal punta diario ( $Q_{punta,d}$ )

Corresponde al producto del caudal medio diario por el coeficiente punta, en la Tabla 11 se indica el intervalo que puede estar el coeficiente, así mismo el valor típico es de 1,7 recomendado por García y Corzo (2008) y es el valor que se fija para obtener el caudal punta de diseño.

Tabla 11: Valores recomendados para coeficientes punta en pequeñas comunidades.

| Parámetro                 | Intervalo | Valor típico |
|---------------------------|-----------|--------------|
| Coeficiente punta diario  | 1,2 – 2,0 | 1,7          |
| Coeficiente punta mensual | 1,0 – 1,5 | 1,2          |

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} \times 1,7$$

$$Q_{punta,d} = 370,7 \times 1,7 = 630,1 \frac{m^3}{d}$$

Caudal punta diario para el diseño del tanque Imhoff.

$$315,05 \approx 315,1 \frac{m^3}{d}$$

e) Caudal punta diario por segundo

$$Q_{punta,s} = \frac{Q_{punta,d}}{86\,400} \quad (8)$$
$$Q_{punta,s} = \frac{630,1}{86\,400} = 0,0073 \frac{m^3}{s} = 7,3 \text{ l/s}$$

f) Coeficiente punta horario

Se determina el coeficiente punta horario ( $C_{ph}$ ) con la expresión 9 de Mara (1988) indicada en la guía de García y Corzo (2008).

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{1/6}} \quad (9)$$
$$C_{ph} = \frac{5}{2\,574^{1/6}} = 4,27 \approx 4,3 \text{ Adimensional}$$

El factor de punta horario para la población dividida para el diseño del tanque Imhoff (1 287 habitantes) es de  $4,79 \approx 4,8$ .

g) Caudal punta horario

$$Q_{punta,h} = Q_{medio,h} \times C_{ph} \quad (10)$$
$$Q_{punta,h} = 15,4 \times 4,23 = 65,96 \approx 66,0 \frac{m^3}{h}$$

El caudal punta horario para el diseño del tanque Imhoff es de:

$$Q_{punta,h} = 7,72 \times 4,79 = 37,0 \frac{m^3}{h}$$

h) Caudal máximo diario

Para el diseño se fija el doble de caudal punta diario.

$$Q_{máx,d} = Q_{punta,d} \times 2 \quad (11)$$
$$Q_{máx,d} = 630,12 \times 2 = 1\,260,2 \frac{m^3}{d}$$

i) Caudal máximo instantáneo ( $Q_{máx,i}$ )

Este caudal se utiliza para calcular el aliviadero.

$$Q_{máx,i,segundo} = \frac{Q_{punta,d}}{86\,400} \quad (12)$$

$$Q_{m\acute{a}x,i,segundo} = \frac{1\ 260,2}{86\ 400} = 0,0146 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{m\acute{a}x,i,segundo} = 14,59 \approx 14,6 \frac{l}{s}$$

A partir de este caudal, el agua residual empieza a rebosar por el aliviadero.

j) Caudal mínimo diario ( $Q_{min,d}$ )

García y Corzo (2008) consideran un valor correspondiente al 30 % del caudal medio diario.

$$Q_{min,d} = Q_{medio,d} \times 0,3 \quad (13)$$

$$Q_{min,d} = 370,7 \times 0,3 = 111,2 \frac{m^3}{d}$$

#### 4.4. Constituyentes del agua residual

Al no contarse con una medición directa de las características del agua residual de la urbanización de Pucará, se usa los valores de emisión msica unitaria (VEMU) tabulados para pequenas poblaciones propuesto por García, y otros (2008), con los que se determina la concentraciones de los contaminantes usando la expresión 14, cuyos datos tabulado estn indicados en la Tabla 12.

$$C = \frac{VEMU \times 1\ 000}{D} \quad (14)$$

C Concentración del contaminante, en mg/l.

VEMU Velocidad de emisión msica unitaria, en g/hab día (Valores característicos).

D Dotación de agua residual, en l/hab d.

**Tabla 12: Valores característicos de concentración del agua residual doméstico, y velocidad de emisión msica unitaria (VEMU).**

| Parámetro        | Concentración<br>mg/l | VEMU g/hab día |
|------------------|-----------------------|----------------|
| DBO <sub>5</sub> | 280                   | 40             |
| DQO              | 600                   | 85             |
| Nitrógeno total  | 50                    | 7,5            |
| Fósforo total    | 12                    | 1,7            |
| MES              | 200                   | 30             |

MES Materia en suspensión.

A continuación en la Tabla 13 se presenta el resultado del cálculo de las concentraciones de contaminantes aplicando la expresión 14, así como las respectivas restricciones legales de

vertido, para España se debe cumplir para vertidos en zonas sensibles y para Perú el Límite Permisible para los efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas o Municipales.

Tabla 13. Valores de concentración de contaminantes y límites legales.

| Parámetro                     | Concentración mg/l | Límite legal (España – DE 91/271/CEE) mg/l | Límite legal Efluente de PETAR (Perú – DS N° 003-2010-MINAM) mg/l |
|-------------------------------|--------------------|--|---|
| DBO                           | -                  | -  | 100   |
| DBO <sub>5</sub>              | 278                | 25   | -   |
| DQO                           | 590                | 75   | 200   |
| Nitrógeno total               | 52                 | 15   | -   |
| Fósforo total                 | 12                 | 2  | -   |
| Sólidos Totales en Suspensión | 208                | 35   | 150   |

( - ) No presenta valor.

Cabe mencionar que se toma como referencia la normativa española al ser más exigente para el vertido de aguas depuradas.

#### 4.5. Dimensionamiento de los elementos de depuración

Las unidades de los procesos que integran el sistema de depuración son; el pretratamiento, tratamiento primario y secundario y seguirá el esquema que se muestra en la Figura 19.

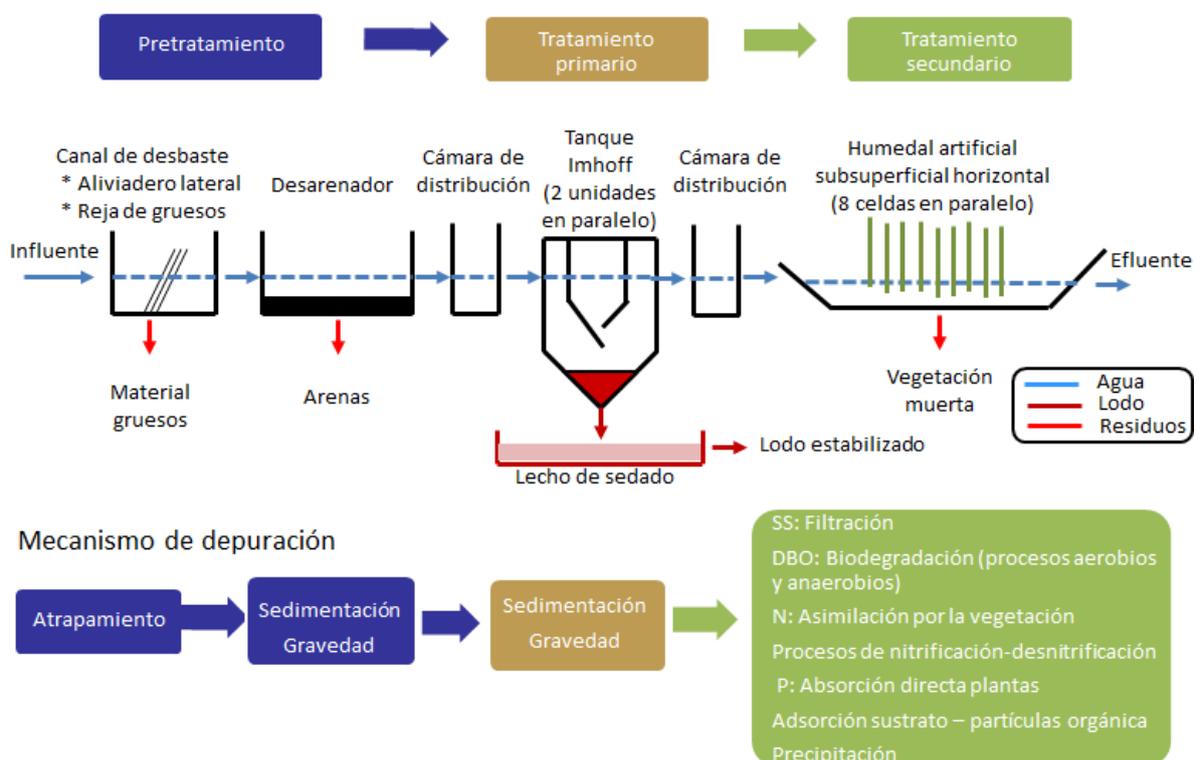


Figura 19. Esquema del sistema de depuración con humedal artificial – elaboración propia.

#### 4.2.1 Canal de desbaste

En el canal se incluye un aliviadero lateral y una reja de gruesos.

- Aliviadero lateral: El caudal en exceso a evacuar por el aliviadero lateral se ha calculado asumiendo que el caudal de lluvia y agua residual (mezclados) que puede llegar al sistema de depuración en un instante sea como máximo de  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  (valor asumido para poblaciones pequeñas en la guía de García y Corzo (2008), dichos autores recomiendan implementar una reja con separación entre barrotes de 100 mm y limpieza manual en la parte del aliviadero lateral).

Para calcular el caudal de vertido por el aliviadero se hace uso de la expresión 15.

$$Q_V = Q_{llov} - 3,4 Q_{med,d} \quad (15)$$

$Q_V$  Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$Q_{llov}$  Caudal de lluvia + agua residual que llega a la instalación, en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$Q_{med,d}$  Caudal medio, en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

El 3,4 es un valor adoptado para que el aliviadero actúe cuando se supera en 3,4 veces el caudal medio diario y sea igual al caudal máximo diario que llega al sistema de depuración, cabe mencionar que García y Corzo (2008) usan un valor de 10, y Hernández, y otros (1995) consideran un valor de 3 y recomiendan que los valores oscilan entre 2 a 4 para el aliviadero previo a la depuración física.

Se obtiene un caudal de vertido a aliviar de:

$$Q_V = 0,1 - 3,4 \times 0,0043 = 0,0854 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$
$$Q_V = 85,4 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Para determinar la longitud del vertedero se hace uso de la formula simplificada de Francis, considerada en la guía de García y Corzo (2008), para ello es necesario previamente determinar el valor de H.

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times H^{1,5} \quad (16)$$

Q Caudal por metro lineal, en  $\text{m}^3/\text{m s}$ .

H Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (< 25 cm), en m.

Cabe mencionar que el caudal máximo que puede transportar la conducción debe estimarse en cada caso. Para ello se determina la altura del agua en el canal (P) y la altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H), para proceder a calcular el caudal por metro lineal de vertedero.

La altura P se calcula tanto para el caudal de lluvia más alto como para el caudal máximo instantáneo, se considera una velocidad del agua de 0,9 m/s (valor asumido de García y Corzo (2008)), cuando ocurren estos dos caudales y un ancho de canal de 0,45 m, de esta forma se obtienen  $P_{max, i}$  y  $P_{lluvia}$ .

La altura del agua se calcula para el caudal lluvia y para el caudal máximo instantáneo.

$$P_{(m)} = \frac{Q}{vel \times ancho} \quad (17)$$

$$P_{(m)} = \frac{0,0146}{0,90 \times 0,45} = 0,0360 \text{ m}$$

$$P_{(l)} = \frac{Q_{lluv}}{vel \times ancho} \quad (18)$$

$$P_{(l)} = \frac{0,1}{0,90 \times 0,45} = 0,247 \text{ m}$$

$$H = P_l - P_m \quad (19)$$

$$H = 0,247 - 0,0360 = 0,21 \text{ m}$$

Este valor cumple con la condición que H; debe de ser menor a 0,25 m.

Reemplazando el valor de H en la ecuación 16:

El caudal metro lineal de vertedero es;

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times 0,21)) \times 0,21^{1,5} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s m}$$

La longitud del vertedero se obtiene al dividir el caudal del vertido, entre el caudal por metro lineal de vertedero:

$$L = \frac{Q_v}{Q} \quad (20)$$

$$L = \frac{0,0854}{0,170} = 0,50 \text{ m}$$

Se considera una longitud de vertedero de 0,55 m por el lado de la seguridad.

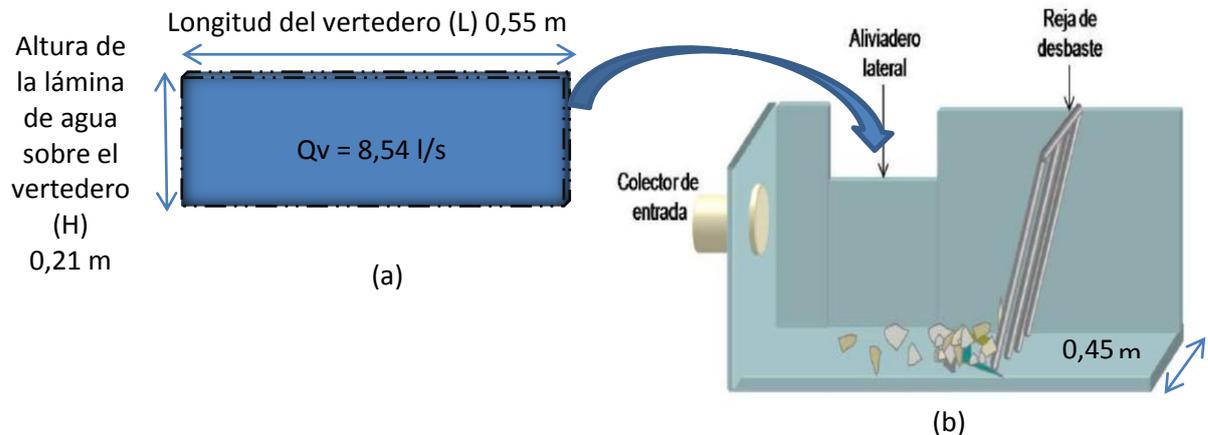


Figura 20. (a) Acotación del aliviadero lateral y (b) figura tomada de García y Corzo (2008).

Considerando la relación que propone Ayza y otros (1991) y Ortega (2013) para conocer el grado de dilución se obtendría de:

$$\text{Factor de dilución} = \frac{0,0043 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} + 0,096 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,0043 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 23,31 \text{ adimensional} \quad (21)$$

Cabe mencionar que al haber asumido un caudal de 0,1 m<sup>3</sup>/s (agua residual + agua de lluvia) el caudal de lluvia adoptado sería de 0,096 m<sup>3</sup>/s, dicho valor se debe ajustar con un estudio hidrológico de la zona y así determinar el caudal de lluvia aproximado.

Con el factor se puede estimar el grado de dilución que tendría los contaminantes en el caudal excedente que se vertería a un canal que lo conduciría de forma directa al medio.

Con la expresión 22 determinamos las nuevas concentraciones diluidas que están indicadas en la Tabla 14.

$$\frac{\text{Concentración del contaminante}}{\text{Factor de dilución}} \quad (22)$$

Tabla 14. Calidad del agua residual vertido por el aliviadero.

| Parámetro        | Concentración diluida (mg/l) |
|------------------|------------------------------|
| DBO <sub>5</sub> | 11,9                         |
| DQO              | 25,3                         |
| Nitrógeno total  | 2,2                          |
| Fósforo total    | 0,51                         |

- Reja de gruesos

En la Tabla 15 se expone los valores recomendados para la reja de gruesos en la guía de García y Corzo (2008).

Tabla 15. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas.

| Características                              | Reja de Gruesos | Reja de finos |
|--|-----------------|---------------|
| Modo de funcionamiento                       | Manual          | Automático    |
| Anchura de los barrotes (mm)                 | > 12            | <6            |
| Luz entre barrotes (mm)                      | 50 – 100        | 10 – 25       |
| Pendiente en relación a la vertical (grados) | 30 – 45         |               |
| Velocidad de aproximación (m/s)              | 0,3 – 0,6       |               |
| Perdida de carga admisible (m)               | 0,15            | 0,15          |

La velocidad de aproximación hace referencia a la velocidad que tiene el agua residual en la zona donde se sitúa la reja. García y Corzo (2008).

Considerando los rangos de la Tabla 15 para los barrotes se considera un ancho de 15 mm, 50 mm de espacio entre barrotes. Un grado de colmatación del 30 % y una inclinación de 45 grados para facilitar la limpieza manual.

A partir del ancho de canal de 0,45 m establecido anteriormente, se calcula el ancho útil de paso con la expresión 23:

$$W_u = (A_c - n \times A_b) \times \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (23)$$

- $W_u$  Ancho útil de paso, en m.
- $A_c$  Ancho de canal, en m.
- n número de barrotes.
- $A_b$  Ancho de barrotes.
- G Grado de colmatación.

$$W_u = (0,45 - 8 \times 0,015) \times \left(1 - \frac{30}{100}\right) = 0,23 \text{ m}$$

Se calcula el calado necesario para el grado de colmatación establecido, el caudal máximo horario y una velocidad de paso de 0,3 m/s utilizando la expresión 24:

$$h = \frac{Q}{V} \times \frac{1}{W_u} \quad (24)$$

- h Calado, en m.
- Q Caudal de paso, en m<sup>3</sup>/s.
- v Velocidad de aproximación, en m/s.

$$h = \frac{0,0043}{0,3} \times \frac{1}{0,23} = 0,21 \text{ m.}$$

Se toma como valor el resguardo de 0,45 m de calado.

La longitud necesaria del canal en la zona de las rejillas se determina considerando la velocidad de aproximación del agua y el tiempo hidráulico (5 a 15 s) con la expresión 25.

$$L = T_H \times v \quad (25)$$

- L Largo del canal, en m.
- $T_H$  Tiempo de retención, en s.
- v Velocidad de aproximación del agua, en m/s.

$$L = 5 \times 0,3 = 1,5 \text{ m}$$

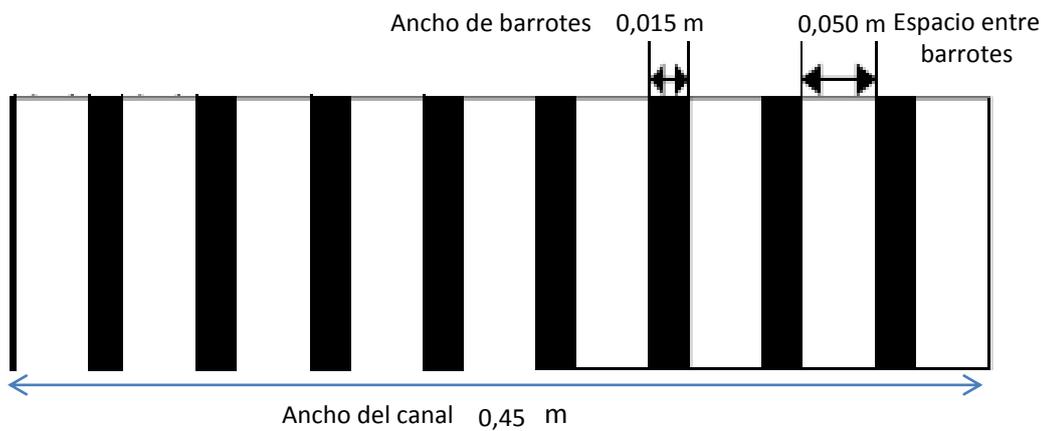


Figura 21. Acotación de rejillas de gruesos.

- Volumen de residuos.

En ausencia de datos reales se hacen uso los datos estimados fruto de la experiencia recogida en varias instalaciones de depuración. Ortega (2013) propone que en España se puede adoptar para rejillas de gruesos con una separación entre barrotes de 20 a 50 mm, de 2 a 5 litros / habitante por año de residuos. Se adopta el valor de 5 l/hab año, por lo tanto:

$$5 \frac{l}{hab \text{ año}} \times \frac{1 \text{ año}}{365 d} \times 144 \frac{l}{hab d} = 1,973 \frac{l}{hab d}$$

$$1,973 \frac{l}{hab d} \times 1287 \text{ hab} = 5077,48 \frac{l}{d}$$

$$5077,48 \frac{l}{d} \times \frac{1 m^3}{1000 l} = 5,08 \frac{m^3}{d}$$

$$5,08 \frac{m^3}{d} \times \frac{365 d}{1 \text{ años}} = 1853,3 \frac{m^3}{año}$$

Estimando un volumen de  $5,08 \text{ m}^3$  por día de residuos, al año  $1\ 853,3 \text{ m}^3$  de residuos que deben ser gestionados de acuerdo a Ley N° 27314, Ley General de Residuos Sólidos y respectivo reglamento Decreto Supremo N° 057-2004-PCM en el Perú.

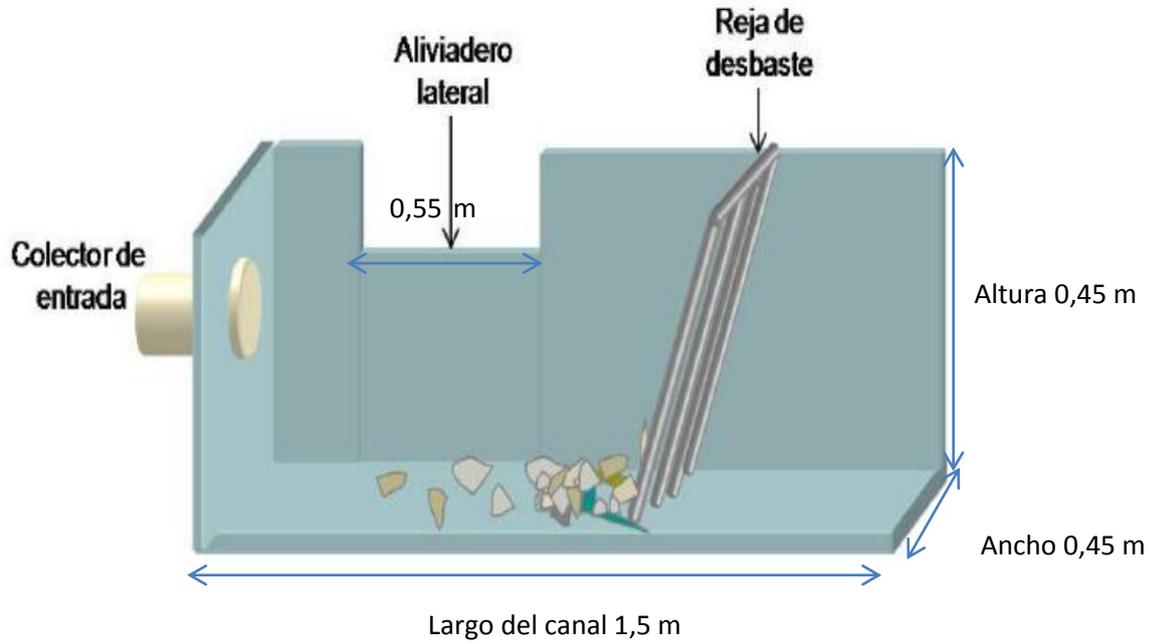


Figura 22. Esquema acotado del canal de desbaste (zona separación de gruesos), figura de García y Corzo (2008).

La instalación de la reja de gruesos debe colocarse antes de la zona de desarenado y no tan cerca del aliviadero a fin de evitar un rebose por el cambio de velocidad del agua (de 0,9 a 0,3 m/s) el cual genera un aumento de calado.

#### 4.2.2 Desarenador de flujo horizontal

En la Tabla 16 están los valores recomendados por García y Corzo (2008).

Tabla 16. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenador.

| Parámetro                     | Valor  |              |
|-------------------------------|--|--------------|
|                               | Intervalo  | Valor típico |
| Carga hidráulica              | $< 70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ hora}$ (a $Q_{\text{máx}}$ ) |              |
| Velocidad horizontal del agua | 0,2 – 0,4 m/s  | 0,3 m/s      |
| Relación Largo – ancho        | 1,3 – 3,0  | 2            |

Para el diseño se asume el valor de 0,3 m/s como velocidad horizontal del agua.

Se determina la sección transversal.

$$A = \frac{V_h}{Q_{\max}} \quad (26)$$

- A Sección transversal, en m<sup>2</sup>.  
 Q Caudal máximo, en m<sup>3</sup>/h.  
 $v_H$  Velocidad horizontal del agua, en m/s.

$$A = \frac{0,015}{0,3} = 0,05 \text{ m}^2$$

Se toma una relación largo – ancho de 2 y un ancho de canal de 0,7 m y partir de la relación largo – ancho se determina el largo del canal.

$$W = \frac{L}{\text{relación largo – ancho}} \quad (27)$$

- W Ancho del canal, en m.  
 L Largo del canal, en m.

Despejando L de la expresión 27 se tiene la expresión 28:

$$L = W * \text{relación largo – ancho} \quad (28)$$

$$L = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m.}$$

La sección transversal es igual al ancho del canal por el calado. El calado se calcula con la expresión 29:

$$h = \frac{A}{W} \quad (29)$$

- h Calado, en m.  
 A Sección transversal, en m<sup>2</sup>.  
 W Ancho del canal, en m.

$$h = \frac{0,05}{0,7} = 0,069 \text{ m}$$

Como el valor obtenido de altura del canal para la zona de desarenador es menor que el calado definido para la reja de gruesos, se toma como altura definitiva la altura del canal de desbaste de 0,45 m.

Se verifica la carga hidráulica superficial, que es el volumen de agua a tratar por metro cuadrado de superficie y por unidad de tiempo con la expresión 30:

$$C_s = \frac{Q}{L \times W} \quad (30)$$

- $C_s$  Carga hidráulica superficial, en  $m^3/m^2 h$ .  
 $Q$  Caudal, en  $m^3/h$ .  
 $L$  Largo del canal, en m.  
 $W$  Ancho del canal, en m.

La carga hidráulica superficial debe de ser menor a  $70 m^3/m^2 h$  (a caudal máximo) a fin de considerar el dimensionamiento es adecuado, caso contrario se recomienda aumentar la longitud del canal.

$$C_s = \frac{52,51}{0,7 \times 1,4} = 53,58 m^3/m^2 h$$

Al obtenerse una carga hidráulica menor a lo exigido, se acepta el dimensionamiento, dicho criterio nos indica el volumen de agua a tratar por metro cuadrado de superficie por hora. Cada cierto tiempo se debe extraer la arena sedimentadas con una bomba adecuada a fin de evitar colmatar el desarenador. En la Figura 23 se acota el canal de desbaste y en la

Figura 24 el canal de desbaste y el desarenador.

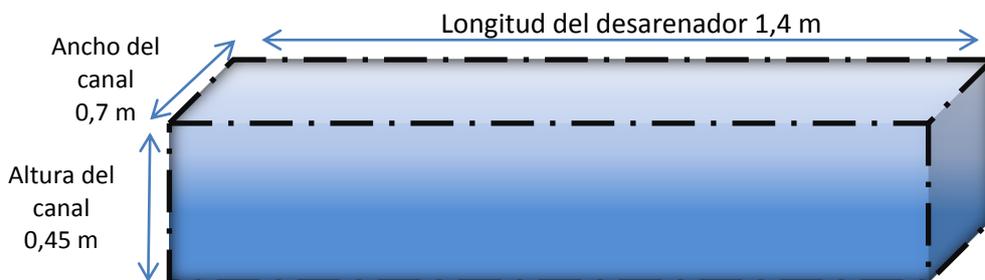


Figura 23. Acotación del desarenador de flujo horizontal.

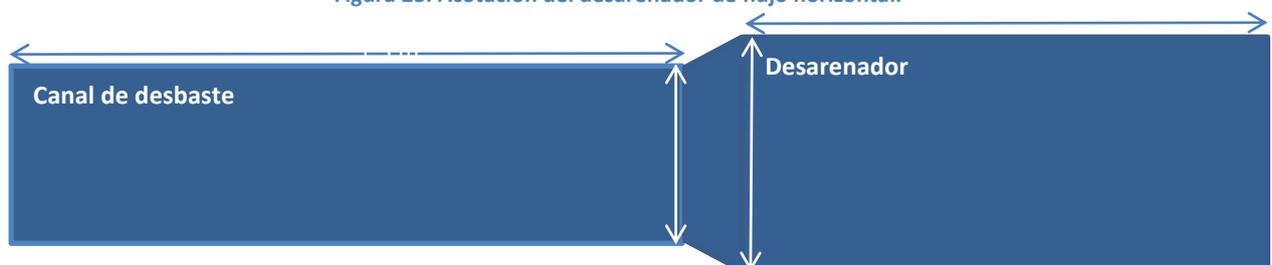


Figura 24. Acotación en vista de planta del canal de desbaste y del desarenador.

### 4.2.3 Tanque Imhoff rectangular

En la Tabla 17 se indica valores recomendados para realizar el diseño (García y Corzo, 2008).

**Tabla 17. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff.**

| Parámetro  | Unidades                          | Rango                     | Valor usual |
|--|-----------------------------------|---------------------------|-------------|
| Carga hidráulica superficial punta diaria                                    | m <sup>3</sup> / m <sup>2</sup> d | 24 – 40                   | 32          |
| Tiempo de retención a Q <sub>m</sub>   | h                                 | 2 – 4                     | 3           |
| Tiempo de retención a Q <sub>punta horario</sub>                             | h                                 | -                         | 1           |
| Velocidad horizontal punta diaria  | m/min                             | -                         | < 0,3       |
| Relación longitud / ancho  | -                                 | 2/1 – 5/1                 | 3/1         |
| Pendiente de la cámara de decantación  | -                                 | 1,25 : 1,0 –<br>1,75: 1,0 | 1,5:1,0     |
| Obertura inferior  | m                                 | 0,15 – 0,3                | 0,25        |
| Pestaña inferior   | m                                 | 0,15 – 0,3                | 0,25        |
| Deflector debajo de la superficie  | m                                 | 0,25 – 0,4                | 0,3         |
| Deflector encima de la superficie  | m                                 | 0,3                       | 0,3         |
| Resguardo  | m                                 | 0,45 – 0,6                | 0,6         |
| Zona de escape de gases  |                                   |                           |             |
| Área (% de la superficie total)  | %                                 | 15 – 30                   | 20          |
| Anchura <sup>(a)</sup>   | m                                 | 0,45 – 0,75               | 60          |
| Zona de digestión  |                                   |                           |             |
| Tiempo de digestión  | años                              | 0,5 – 1,5                 | 1,0         |
| Tasa de emisión unitaria de lodos  | l/hab año                         | 100 – 200                 | 140         |
| Tubería de extracción de lodos   | m                                 | 0,2 – 0,3                 | 0,25        |
| Distancia libre hasta el nivel del lodo                                      | m                                 | 0,3 – 0,9                 | 0,60        |
| Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo) | m                                 | 7 – 9                     | 9           |

(a) La abertura debe ser de 0,45 m para permitir el acceso.

En la Tabla 18 se indica el tiempo requerido para digestión de lodos según temperatura.

**Tabla 18. Tiempo requerido para digestión de lodos CEPIS y otros (2005).**

| Temperatura °C | Tiempo de digestión en días |
|----------------|-----------------------------|
| 5              | 110                         |
| 10             | 76                          |
| 15             | 55                          |
| 20             | 40                          |
| > 25           | 30                          |

Considerando la variación de temperatura de Pucará como mínimo a 8 °C y máxima de 22 °C, promediándolos se obtiene una media de 15 °C al cual corresponde 55 días de digestión de lodos, para el diseño se adopta el valor de 2 meses (60 días).

- Superficie del tanque de la zona de decantación

Para el cálculo se aplica la expresión 31, se hace uso del caudal punta diario y una carga hidráulica superficial de  $25 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$ .

$$S = \frac{Q_{punta,d}}{L_{Hpunta,d}} \quad (31)$$

S Superficie de la zona de decantación, en  $\text{m}^2$ .

$Q_{punta,d}$  Caudal punta diario, en  $\text{m}^3/\text{h}$  (para el diseño de tanque Imhoff es la mitad del total).

$L_{Hpunta,d}$  Carga hidráulica superficial punta diario, en  $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$ .

$$S = \frac{315,058}{25} = 12,6 \text{ m}^2$$

Se toma una relación longitud/ancho de 2/1, se obtiene un largo de 5,0 m y 2,5 m de ancho, se establece una altura del deflector debajo de la superficie de 0,3 m, la pendiente de las paredes de 1,75:1 y una obertura inferior de 0,30 m.

Una vez definida la pendiente de las paredes de la zona de decantación y el valor de la obertura inferior, se obtiene la profundidad, la superficie del triángulo ( $A_1$ ), la superficie del rectángulo ( $A_e$ ) y la superficie total ( $A_t$ ).

$$P = \left( \frac{W - O_i}{2} \right) \times p \quad (32)$$

$$P = \left( \frac{2,5 - 0,3}{2} \right) \times 1,75 = 1,93 \text{ m}$$

$$A_1 = \left( \frac{W - O_i}{2} \right) \times \frac{p}{2} \quad (33)$$

$$A_1 = \left( \frac{2,5 - 0,3}{2} \right) \times \frac{1,75}{2} = 1,07 \text{ m}^2$$

$$A_e = O_i \times P \quad (34)$$

$$A_e = 0,3 \times 1,93 = 0,58 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2 \times A_1 + A_e \quad (35)$$

$$A_t = 2 \times 1,07 + 0,58 = 2,72 \text{ m}^2$$

P Profundidad de decantación, en m.

O<sub>i</sub> Longitud de la abertura inferior, en m.

p Pendiente de la zona de decantación, en m/m.

A<sub>1</sub>, A<sub>e</sub>, A<sub>t</sub> Superficie del triángulo, rectángulo y total respectivamente, en m.

Para el volumen de decantación, que corresponde al volumen del prisma:

$$V_{dec} = (h_{deflector} \times S) + (A_t \times L) \quad (36)$$

V<sub>dec</sub> Volumen de la zona de decantación, en m<sup>3</sup>

h<sub>deflector</sub> Altura de la zona sumergida del deflector, en m.

$$V_{dec} = (0,30 \times 5 \times 2,5) + (2,7 \times 5) = 17,4 \text{ m}^3$$

$$V_{Superficie \ de \ decantación} = (0,30 \times 5 \times 2,5) = 3,78 \text{ m}^3$$

Finalmente se realizan las comprobaciones:

$$v_{punta \ h} = \frac{Q_{punta \ h}}{A_t \times 60} < 0,3 \text{ m/min} \quad (37)$$

$$v_{punta \ h} = \frac{37,02}{2,72 \times 60} = 0,23 \text{ m/min} < 0,3 \frac{\text{m}}{\text{min}} \text{ ADECUADO}$$

$$2 < T_H = \frac{V_{dec} \times 24}{Q} < 4 \text{ h} \quad (38)$$

$$2 \text{ h} < T_H = \frac{17,4 \times 24}{185,328} = 2,26 \text{ h} < 4 \text{ h ADECUADO}$$

Cabe mencionar que el rango de la carga hidráulica superficial punta diaria que cumple con los criterios de comprobación esta entre 17 a 27 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d. Si el valor de la carga es menor; la velocidad horizontal punta diaria disminuye y el tiempo de retención aumenta y si es mayor a 27 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d ocurre lo inverso.

La superficie total de la zona de digestión corresponde con la superficie total del tanque, siendo esta última a su vez, igual a la suma de la superficie de la zona de escape de gases más la zona de decantación.

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) \times S_{dec} \quad (39)$$

$$S_t = (1 + 0,3) \times (5 \times 2,5) = 16,38 \approx 16,4 \text{ m}^2$$

$S_t$  Superficie total del tanque, en  $\text{m}^2$ .

$\%S_{gas}$  Porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto a la superficie total, en tanto por uno.

$S_{dec}$  Superficie de la zona de decantación, en  $\text{m}^2$ .

El ancho total, es igual a la suma del ancho de la zona de decantación más el ancho de la zona de escape.

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} \quad (40)$$

$W_t$  Ancho total del tanque, en m.

$W_{dec}$  Ancho de la zona de decantación, en m.

$W_{gas}$  Ancho de la zona de escape de gases, en m.

$$W_t = 2,5 + 0,5 = 3,0 \text{ m}$$

Por lo tanto, la longitud total es:

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (41)$$

$L_t$  Longitud total del tanque, en m.

$S_t$  Superficie total del tanque, en  $\text{m}^2$ .

$$L_t = \frac{16,38}{3,0} = 5,44 \text{ m} \approx 5,5 \text{ m}$$

Cabe mencionar que al 5,44 m se adopta redondear a 5,5 m al ser la longitud total del tanque.

Para estimar el volumen necesario para almacenar los lodos, se considera una velocidad de emisión de 100 l/hab año y un tiempo de digestión de 2 meses.

$$V_{lodos} = \frac{VEU \times T_d \times N}{1000} \quad (42)$$

$V_{lodos}$  Volumen ocupado por los lodos, en  $\text{m}^3$ .

VEU Velocidad de emisión unitaria de lodos, en l/hab año.

T<sub>d</sub> Tiempo de digestión, en años.

N Número de habitantes.

$$V_{lodos} = \frac{100x \frac{2}{12} x 1287}{1000} = 21,5 m^3$$

El valor de T<sub>d</sub> se considera por lo indicado en la Tabla 18 para el caso de Pucará y es dividida entre 12 para llevarlo a años tal como exige la expresión 42.

La ecuación para obtener la altura del fondo es:

$$h_3 = \left[ \frac{\left(\frac{L_t}{n}\right)}{2} \right] x tg \alpha \quad (43)$$

h<sub>3</sub> Altura del fondo, en m.

n Número de puntos de la recogida de lodos.

α Inclinación de las paredes del fondo.

$$h_3 = \left[ \frac{\left(\frac{5,5}{2}\right)}{2} \right] x tg 30 = 1,3 m$$

La profundidad de la zona de digestión se determina considerando el volumen necesario para almacenar lodos.

$$v_{lodos} = (h_2 x L_t x W_t) + \left(\frac{1}{3}\right) x L_t x W_t x h_3 \quad (44)$$

V<sub>lodos</sub> Volumen necesario para almacenar los lodos, en m<sup>3</sup>.

h<sub>2</sub> Altura ocupada por los lodos (sin tomar en cuenta la altura del fondo), en m.

$$h_2 = \frac{v_{lodos} - \left(\frac{1}{3}\right) x L_t x W_t x h_3}{(L_t x W_t)} \quad (45)$$

$$h_2 = \frac{128,7 - \left(\frac{1}{3}\right) x 5,5 x 3,0 x 0,8}{(5,5 x 3,0)} = 1,03 m$$

Tomando los valores recomendados para la distancia entre la abertura inferior de la zona de decantación y la superficie del lodo acumulado, y el resguardo se puede determinar la profundidad total y el volumen del tanque.

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (46)$$

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + (h_1 \times L_t \times W_t) \quad (47)$$

- $h_t$  Profundidad total, en m.  
 $h_{resguardo}$  Profundidad de la zona de resguardo, en m.  
 $h_1$  Distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado.  
 $V$  Volumen total del tanque, en  $m^3$ .  
 $V_{resguardo}$  Volumen correspondiente al resguardo, en  $m^3$ .

$$h_t = 0,32 + 0,32 + 1,93 + 0,30 + 1,03 + 0,8 = 4,7 \text{ m}$$

$$V = 0,32 \times 16,38 + 17,4 + 21,5 + (0,30 \times 5,5 \times 3,0) = 49 \text{ m}^3$$

Considerando:

Resguardo de 0,32 m.

Altura total del deflector = 0,32 m.

Distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado = 0,3 m.

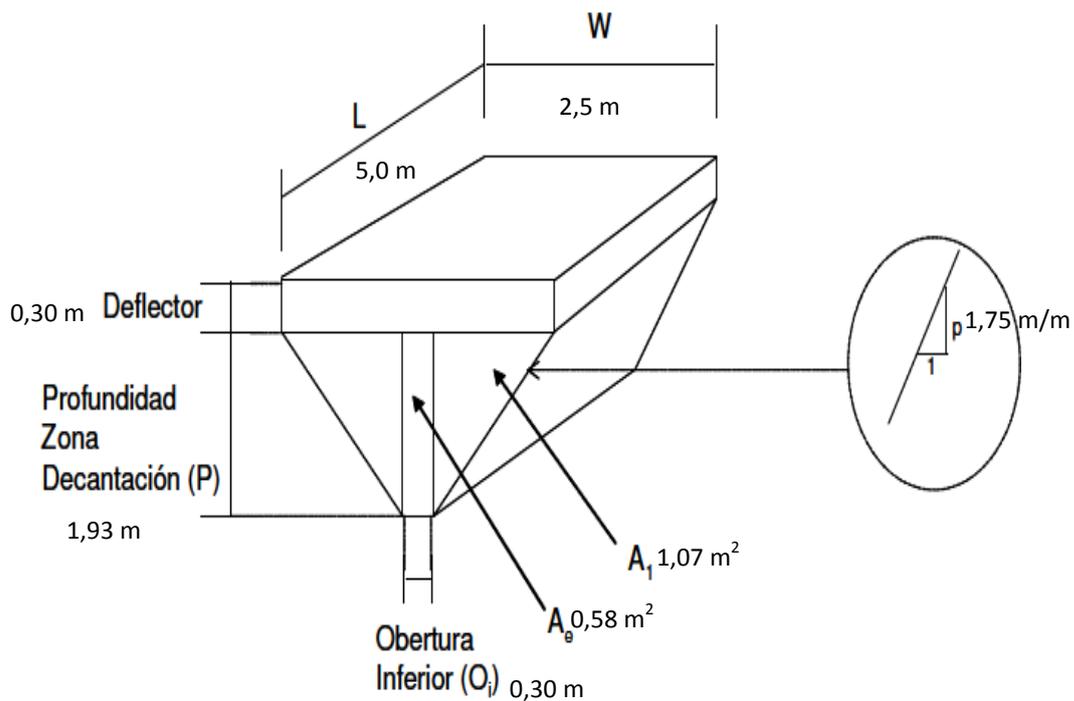


Figura 25. Acotación del tanque Imhoff rectangular – Zona de decantación, figura de García y Corzo (2008).

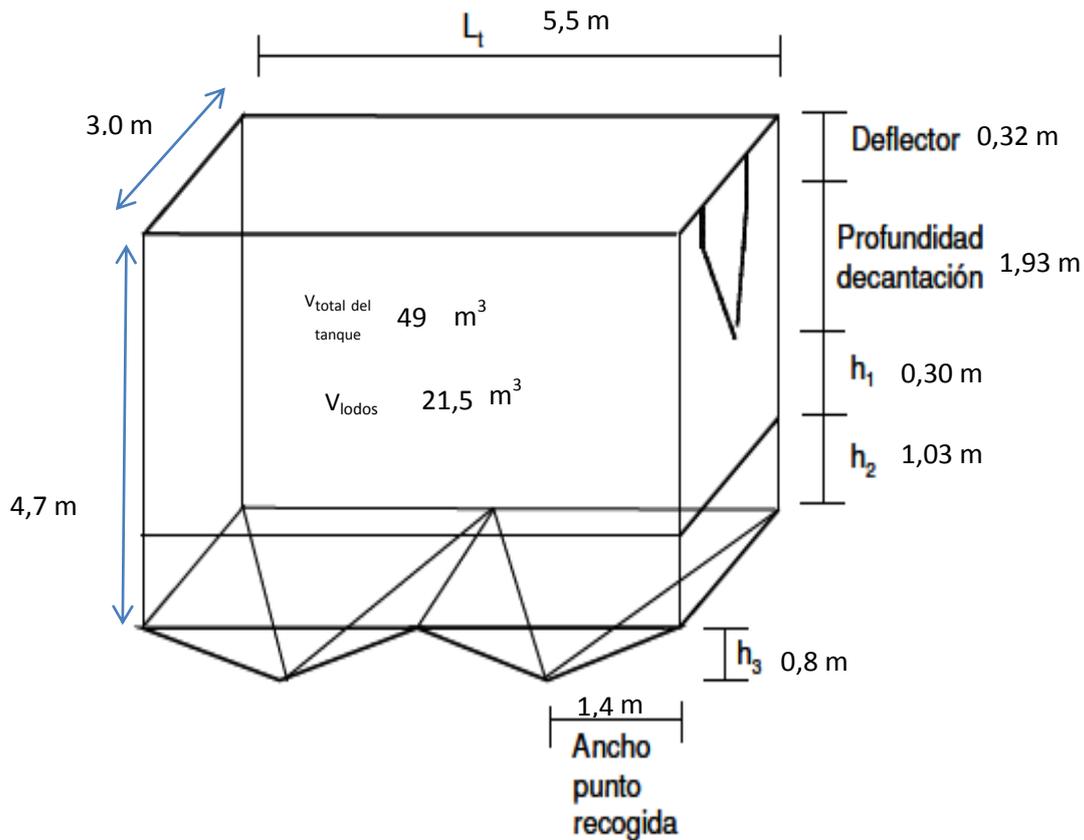


Figura 26. Acotación del tanque Imhoff rectangular, figura de García y Corzo (2008).

En el diseño, si aumentamos la velocidad de emisión unitario y el tiempo de digestión de lodos; el volumen de lodos también aumenta. Cada tanque Imhoff tiene un volumen total de  $49 \text{ m}^3$  con una profundidad de  $4,70 \text{ m}$ , si variamos el tiempo de digestión a 6 meses se obtiene  $92 \text{ m}^3$ , y una profundidad de  $7,3 \text{ m}$ , si no se modifica otros parámetros de diseño solo la  $h_2$  (altura ocupada por los lodos, "sin tener en cuenta la altura del fondo,  $h_3$ ") aumenta, aumentando la profundidad total del tanque Imhoff. Otros valores que afecta a  $h_2$ ; es la velocidad de emisión unitaria de lodos, el número de puntos de recogida y el ángulo de inclinación de las paredes de fondo, cabe mencionar que estos dos últimos parámetros de diseño también hacen variar el valor de la  $h_3$  (altura de fondo).

- Calidad del agua a la salida del tanque Imhoff.

Martín y Hernández (2014) indican que el tanque Imhoff elimina el 60 % de los sólidos suspendidos. Lo mismo es aplicable a la fracción suspendida de la  $\text{DBO}_5$ ,  $\text{DQO}$ ,  $\text{Nt}$  y  $\text{Pt}$ . Por tanto el porcentaje de  $\text{DBO}_5$ ,  $\text{DQO}$ ,  $\text{Nt}$  y  $\text{Pt}$  eliminado en el tanque Imhoff será el 60 % de su fracción suspendida (60 % en el caso de  $\text{DBO}_5$  y  $\text{DQO}$  y 35 % en el caso de  $\text{Nt}$  y  $\text{Pt}$ ). Entonces se elimina un 36 % de la  $\text{DBO}_5$  y  $\text{DQO}$ , y un 21 % del  $\text{Nt}$  y  $\text{Pt}$ ).

La calidad del agua a la salida del tanque Imhoff será:

$$\text{DBO}_5 = 277,8 \times (1 - 0,36) = 177,8 \text{ mg/l}$$

$$\text{DQO} = 590,3 \times (1 - 0,36) = 377,8 \text{ mg/l}$$

$$\text{N}_T = 52,1 \times (1 - 0,21) = 41,2 \text{ mg/l}$$

$$\text{P}_T = 11,81 \times (1 - 0,21) = 9,3 \text{ mg/l}$$

$$\text{SST} = 208,3 \times (1 - 0,6) = 83,3 \text{ mg/l}$$

#### 4.2.4 Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

Es importante resaltar que un sistema basado en un único humedal horizontal permite eliminar la materia en suspensión, DQO y la DBO de forma eficaz y por debajo de vertidos habituales, si se quiere lograr que los rendimientos de eliminación de fósforo y microorganismos indicadores de la contaminación fecal sean significativos, se debe dotar a los humedales de procesos adicionales, el cual no es objeto del presente diseño.

El dimensionamiento se realiza en dos etapas: en la primera se determina la superficie necesaria de tratamiento (dimensionamiento biológico) y en la segunda se establecen las dimensiones geométricas del sistema (dimensionamiento hidráulico).

- Dimensionamiento biológico

Para la obtención de las ecuaciones de diseño se supone que los humedales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden. Por tanto, el balance de masa para un contaminante es simplemente como se muestra en la expresión 48:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C \quad (48)$$

C Concentración del contaminante, en mg/l.

$k_v$  Constante de cinética de primer orden en días, el signo negativo en la expresión indica que la concentración del contaminante va disminuyendo a los largo del tiempo.

Si se integra la expresión 48 entre la concentración inicial de contaminante o afluente ( $C_0$  para  $t=0$ ) y la final o efluente ( $C_1$  para  $t=t$ ), siendo este último el tiempo de retención hidráulico, en días, se obtiene:

$$\frac{C_1}{C_o} = \exp(-k_v t) \quad (49)$$

El tiempo medio de retención hidráulico es:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\emptyset x S x h}{Q} \quad (50)$$

V Volumen del humedal, en m<sup>3</sup>.

Q Caudal medio, en m<sup>3</sup>/d.

$\emptyset$  Porosidad, en tanto por uno.

S Superficie del humedal, en m<sup>2</sup>.

H Profundidad media del humedal, en m.

Sustituyendo t en las dos ecuaciones anteriores y definiendo una nueva constante cinética de primer orden ( $k_A$ , en m/d):

$$k_A = K_v x \emptyset x h \quad (51)$$

$$\frac{C_1}{C_o} = \exp(-k_A S/Q) \quad (52)$$

Despejando S:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln\left[\frac{C_o}{C_1}\right] \quad (53)$$

$k_A$  Constante de velocidad de biodegradación de la materia orgánica en medio poroso en m/d.

$k_v$  Constante de velocidad de biodegradación, en d<sup>-1</sup>.

$\emptyset$  Porosidad (30 - 45 %), en %.

h Profundidad del lecho (0,3 - 0,6), en m.

Para determinar  $K_v$  es igual a:

$$k_v = k_{20} x \theta^{T-20} \quad (54)$$

Para DBO<sub>5</sub> →  $k_{20} = 1,1 \text{ d}^{-1}$  y  $\theta = 1,06$ .

El valor de  $K_A$  varía según el contaminante, para el diseño se considera un valor de 0,08 m/d para la DBO<sub>5</sub>, 0,025 m/d para el Nitrógeno ambos valores recomendados por García y Corzo

(2008) y un valor de 0,0274 m/d para el Fósforo; el cual fue propuesto por Kadlec North American Data Base.

La ecuación 53 es recomendada para dimensionar la superficie de humedales de flujo horizontal. Los valores de Q y C<sub>0</sub> se determinan a partir de los estudios de caracterización del afluente y el de C<sub>1</sub> se define a partir de los límites de vertido o los objetivos de calidad establecidos por la normativa ambiental vigente.

Considerando que el agua residual ha pasado por tratamientos previos a su ingreso al humedal, esta tendrá una nueva concentración de contaminantes, cabe mencionar que los porcentajes de remoción son datos recopilados de diferentes experiencias de tratamientos de aguas residuales, los valores se indican en la Tabla 19:

Tabla 19. Concentración de contaminantes que ingresa al humedal artificial.

| Parámetro        | Concentración del influente | Eficiencia de remoción en el proceso previo (tanque Imhoff) | Concentración que ingresa al humedal (C <sub>0</sub> ) | Límite de concentración legal –España (C <sub>1</sub> ) |
|------------------|-----------------------------|---|--|---|
| DBO <sub>5</sub> | 277,8                       | 36 %  | 177,8  | 25  |
| Nt               | 52,1                        | 21 %  | 41,2   | 15  |
| Pt               | 11,8                        | 21 %  | 9,3  | 2   |
| SST              | 208,0                       | 60 %  | 83,3   | 35  |

Para el diseño se hace uso como valor limitante de la DBO<sub>5</sub> (25 mg/l) y utilizando la expresión 53, obteniendo la superficie del humedal.

$$S = \frac{370,7}{0,08} \ln \left[ \frac{177,8}{25} \right] = 9\,089 \text{ m}^2$$

Determinada la superficie del humedal es necesario realizar una verificación final, comprobando que la carga orgánica superficial sea menor de 6 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup> d, si el valor obtenido es superior se debe incrementar el valor de la superficie.

$$C_s = \frac{Q \times C_0}{S} \tag{55}$$

$$C_s = \frac{370,7 \times 177,8}{9\,089} = 7,25 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ d}$$

Como la  $C_s$  es superior a  $6 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ d}$  se considera aumentar el área, una de las maneras adecuadas es determinando la carga de  $\text{DBO}_5$ , haciendo uso de la expresión 56.

$$\text{Carga DBO}_5 = Q \times \text{DBO}_5 \quad (56)$$

$$\text{Carga DBO}_5 = 370,7 \times 177,8 = 65\,894,4 \text{ g DBO}_5/\text{d}$$

Una vez determinada la carga se halla la nueva superficie considerando cumplir el criterio de diseño de  $6 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ d}$ .

$$S = \frac{\text{Carga DBO}_5}{6} \quad (57)$$

$$S = \frac{65\,894,4}{6} = 10\,982 \text{ m}^2 \approx 1,1 \text{ ha}$$

- Dimensionamiento hidráulico

El dimensionamiento hidráulico sirve para determinar las dimensiones del sistema (ancho y longitud) una vez conocida la superficie. El dimensionamiento se realiza aplicando la ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en un medio poroso, mediante la ecuación 58.

$$Q = k_s \times A_s \times s \quad (58)$$

Q Caudal, en  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$k_s$  Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, en  $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$ .

$A_s$  Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, en  $\text{m}^2$ .

s Gradiente hidráulico o pendiente, en  $\text{m}/\text{m}$ .

De la Tabla 20 se muestran valores de porosidad con su correspondiente conductividad hidráulica.

**Tabla 20. Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica ( $k_s$ ) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.**

| Tipo de sustrato | Tamaño efectivo<br>$D_{10}$ (mm) | Porosidad<br>(%) | Conductividad hidráulica<br>$k_s$ ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$ ) |
|------------------|----------------------------------|------------------|---|
| Arenas graduadas | 2                                | 28 - 32          | 100 - 1000  |
| Arenas gravosas  | 8                                | 30 - 35          | 500 - 5000  |
| 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  |

Despejando  $A_s$  se obtiene la expresión 59, y para la obtención de  $A_s$  de la Tabla 20 se extrae un valor de conductividad hidráulica de  $3\,000\text{ m}^3/\text{m}^2\text{ d}$  para arenas gravosas de diámetro 8 mm, se adopta una reducción de 5 (factor de seguridad “fs”) y una pendiente del lecho de 0,01 m/m.

$$A_s = \frac{Q_{med,d}}{\frac{k_s}{fs} \times s} \quad (59)$$

$Q_{med,d}$  caudal medio diario, en  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$$A_s = \frac{370,656}{(3\,000/5) \times 0,01} = 61,8\text{ m}^2$$

Calculada el área de la sección transversal y fijada la profundidad en 0,3 m efectiva para el humedal y con ello se determina el ancho del humedal, cabe mencionar que se dejará 0,1 m de profundidad como resguardo, realizando una excavación total de 0,4 m:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (60)$$

W Ancho, en m.

h Profundidad, en m.

$$W = \frac{61,8}{0,3} = 205,9 \approx 206\text{ m}^2$$

La longitud del sistema se calcula:

$$L = \frac{S}{W} \quad (61)$$

L Longitud, en m.

$$L = \frac{10\,982}{205,92} = 53,3\text{ m}$$

Considerando que la longitud del ancho es extensa, se divide el ancho total en 8 celdas en paralelo, cada celda tendrá un ancho igual a 25,7 m y largo de 53,3 m.

Esta configuración flexibiliza la operación y el mantenimiento durante la explotación, al permitir que se pueda reparar o dar un mantenimiento adecuado, sin parar el tratamiento del agua residual.

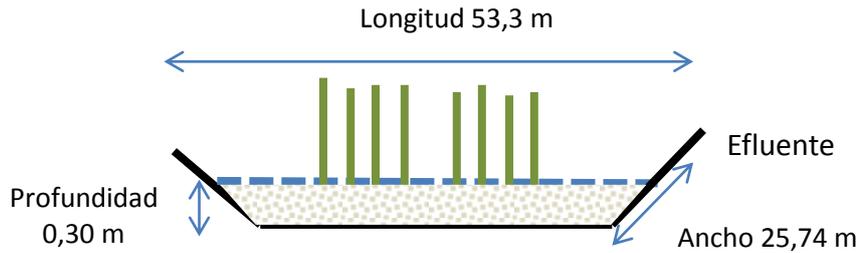


Figura 27. Acotación de la una de las ocho celdas del humedal artificial.

El tiempo de retención hidráulico del humedal es:

$$\frac{\text{Porosidad} \times \text{Superficie} \times \text{profundidad}}{\text{Caudal medio diario}} \quad (62)$$

$$\frac{0,3 \times 10\,982 \text{ m}^2 \times 0,3 \text{ m}}{370,7 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 2,67 \text{ d}$$

García y Corzo (2008) recomiendan una constante de 0,08 m/d para eliminar la DBO, con dicho valor se obtiene una superficie de 9 089 m<sup>2</sup>, dicha superficie es insuficiente para cumplir con la carga orgánica sea menor a 6 g DBO/m<sup>2</sup> d, por lo que se aumenta la superficie a 10 982 m<sup>2</sup> para cumplir como mínimo la exigencia establecida. La constante de velocidad de biodegradación de la materia orgánica en medio poroso está influenciada por la porosidad, profundidad y la constante de velocidad de biodegradación, esta última esta influencia por la temperatura del agua; con los valores adoptados la temperatura del agua en el medio poroso sería aproximadamente 17 °C, si disminuye la temperatura, disminuye el valor de la constante y la superficie aumenta; esta variación de valor de la constante deberá ser estudiada adecuadamente, cabe mencionar que García y Corzo (2008) indican que la temperatura del agua no influye en la depuración en un humedal artificial con flujo subsuperficial.

La variación de los parámetros: pendiente, profundidad del humedal, conductividad hidráulica y su factor de seguridad, de forma independiente una de otra influye en las dimensiones de las celdas, si el valor aumenta; el ancho de la celda disminuye y la longitud aumenta y si se disminuye; aumenta el ancho y disminuye la longitud.

La reducción de la presencia de los sólidos suspendidos en el agua residual se va disminuyendo a medida que se va conduciendo por las unidades del proceso de depuración (pretratamiento, tratamiento primario y secundario), el principal fenómeno físico es la

sedimentación y en el humedal artificial se da la filtración. A fin de evitar colmataciones al inicio del humedal; es trascendental realizar una distribución adecuada del agua residual dentro del humedal artificial.

#### 4.6. Determinación de vida útil

Uno de los inconvenientes que tiene el humedal artificial es la colmatación del sustrato, por ello se realiza una estimación del tiempo que demoraría en colmatarse.

Considerando que al humedal ingresa 83,3 mg/l de sólidos suspendidos totales y para determinar cuánto podría salir por el efluente se usa la expresión 63 de Reed y col. (1995), que es usada para evaluar la eliminación de materia en suspensión en los humedales artificiales de flujo subsuperficiales:

$$C_0 = C_i x (0,1058 + 0,0011 TRH) \quad (63)$$

$C_0$  Concentración de sólidos en suspensión en el efluente, en mg/l.

$C_i$  Concentración de sólidos en suspensión en el influente, mg/l.

TRH Carga hidráulica superficial, en cm/d.

Para determina la carga hidráulica superficial se usa la expresión 64 de salas (2007):

$$THR = 100 \frac{Q}{S} \quad (64)$$

Q Caudal del influente, en m<sup>3</sup>/d.

S Superficie del humedal, en m<sup>2</sup>.

De la expresión 64 se obtiene la carga hidráulica superficial de:

$$THR = 100 x \frac{370,7 \frac{m^3}{d}}{10\,982 m^2} = 3,37 \approx 3,4 \frac{cm}{d}$$

Obteniendo ello se usa la expresión 63:

$$C_0 = 83,3 x (0,1058 + 0,0011 x 3,8) = 9,1 mg/l$$

La diferencia entre lo que entra y sale es la cantidad de sólidos filtrados en el humedal, por ello:

$$83,3 - 9,1 = 74,2 \text{ mg/l}$$

La acumulación de sólidos al año está directamente influenciada por el caudal que ingresa al año.

$$74,2 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} \times \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}} \times 370,7 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{365 \text{ d}}{\text{año}} = 10\,039,46 \frac{\text{kg}}{\text{año}}$$

De esa cantidad está involucrada sólidos suspendidos volátiles y no volátiles, los porcentajes que se hallan en los análisis están entre el 70 % y 30 % respectivamente, considerando esos porcentajes se tendría 7 027,62 kg SSV/año y 3 011,84 kg SSNV/año. Salas y otros (2007) mencionan que los sólidos de naturaleza orgánica retenidos en el sustrato sufren reacciones de biodegradación.

La capacidad que tiene el humedal artificial está relacionada al porcentaje de porosidad del sustrato; en este diseño es el 30 %, las dimensiones del humedal (0,3 m de profundidad y una superficie de 10 982 m<sup>2</sup>) y la densidad del sólido en condiciones húmedas de 1 200 kg/m<sup>3</sup>, este último valor se toma de Martín y Hernández (2014).

$$0,3 \times 0,3 \times 10\,982 \times 1\,200 = 1\,186\,099,2 \text{ kg}$$

Relacionando la capacidad del humedal con la producción anual se obtiene:

$$\frac{1\,186\,099,2 \text{ kg}}{10\,039,46 \frac{\text{kg}}{\text{año}}} = 118,14 \text{ años}$$

Cabe mencionar que no se tiene en cuenta el crecimiento bacteriano y de las raíces.

Sin embargo, García y Corzo (2008) menciona que se colmatan la tercera o cuarta parte del humedal por donde ingrese el agua residual, considerando que se colmata la 1/3 parte de la longitud del humedal, se obtendría:

$$\frac{0,3 \times 0,3 \text{ m} \times 205,9 \text{ m} \times \frac{53,3}{3} \text{ m} \times 1\,200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{10\,039,46 \frac{\text{kg}}{\text{año}}} = 39,38 \text{ años}$$

La proyección de la población es 25 años, si la cantidad de sólidos no aumenta, la vida útil sería mayor de 39 años. Para evitar una colmatación es necesario que los elementos del pretratamiento y tratamiento primario trabajen con rendimientos óptimos.

El rendimiento de eliminación de sólidos del humedal es del:

$$\left(1 - \frac{9,1}{83,3}\right) \times 100 = 89 \%$$

#### 4.7. Valores esperados en el afluente

La concentración de contaminantes en el afluente serían los valores indicados en la Tabla 21.

**Tabla 21. Valores esperados de la concentración de los contaminantes.**

| Parámetro        | Concentración<br>mg/l | K <sub>A</sub><br>m/d | Eficiencia de remoción<br>del humedal artificial % |
|------------------|-----------------------|-----------------------|--|
| DBO <sub>5</sub> | 16,6                  | 0,08                  | 90,7   |
| Nitrógeno total  | 19,6                  | 0,025                 | 52,3   |
| Fósforo total    | 4,14                  | 0,0274                | 55,6   |
| SST              | 9,1                   | -                     | 89   |

#### 4.8. Redimensionamiento para la eliminación de nutrientes.

Considerando al Nitrógeno Total o el Fósforo Total como limitantes en la expresión 53, se tendría los valores esperados indicados en la Tabla 22:

**Tabla 22. Valores esperador - considerando al Nitrógeno y Fósforo total como limitantes.**

|                  | Constante m/d   |                |  |                  |        |                |
|------------------|-----------------|----------------|--|------------------|--------|----------------|
|                  | Nitrógeno Total |                |  | Fósforo Total    |        |                |
| Superficie       | 14 961          | m <sup>2</sup> |  | Superficie       | 20 828 | m <sup>2</sup> |
| DBO <sub>5</sub> | 7,0             | mg/l           |  | DBO <sub>5</sub> | 1,9    | mg/l           |
| Nt               | 15,0            | mg/l           |  | Nt               | 10,1   | mg/l           |
| Pt               | 3,09            | mg/l           |  | Pt               | 2      | mg/l           |
|                  |                 |                |  |                  |        | 0,08           |
|                  |                 |                |  |                  |        | 0,025          |
|                  |                 |                |  |                  |        | 0,0274         |

#### 4.9. Resumen de cálculos

Se ha realizado el dimensionamiento de un canal de desbaste, un desarenador, dos tanques Imhoff, y un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, a continuación se indican:

**Tabla 23. Población y dotación de agua residual.**

| Parámetro                                 | Cantidad | Unidad                |
|---|----------|-----------------------|
| Población total proyectada al 2040        | 2 574    | Hab                   |
| Población de diseño para el tanque Imhoff | 1 287    | Hab                   |
| Dotación de agua residual – Sierra – Perú | 144      | l/hab d               |
|   | 0,144    | m <sup>3</sup> /hab d |

**Tabla 24. Caracterización del caudal para un humedal artificial.**

|  |        |                   |
|--|--------|-------------------|
| Caudal medio diario total al 2040          | 370,7  | m <sup>3</sup> /d |
| Caudal medio diario para el tanque Imhoff  | 185,3  | m <sup>3</sup> /d |
| Caudal medio horario                       | 15,4   |                   |
| Caudal medio horario para el tanque Imhoff | 7,7    | m <sup>3</sup> /h |
|  | 0,0043 | m <sup>3</sup> /s |
|  | 4,3    | l/s               |
| Coefficiente punta                         | 1,7    |                   |
| Caudal punta diario                        | 630,1  | m <sup>3</sup> /d |
| Caudal punta diario para el tanque Imhoff  | 315,1  | m <sup>3</sup> /d |
| Factor punta horario                       | 4,7    |                   |
| Factor punta horario para el tanque Imhoff | 4,8    |                   |
| Caudal punta horario                       | 66,0   | m <sup>3</sup> /h |
| Caudal punta horario                       | 37,0   | m <sup>3</sup> /h |
| Mayoración del caudal                      | 2      |                   |
| Caudal máximo diario                       | 1 260  | m <sup>3</sup> /d |
|  | 52,5   | m <sup>3</sup> /h |
|  | 0,0146 | m <sup>3</sup> /s |
| Factor fijado                              | 3,4    |                   |
| Porcentaje del caudal medio diario         | 30     | %                 |
| Caudal mínimo diario                       | 111,2  | m <sup>3</sup> /d |

**Tabla 25. Concentración de contaminantes el agua residual a ingreso del sistema.**

| Parámetro                   | VEMU (g/hab d) | Concentración (mg/l) |
|-----------------------------|----------------|----------------------|
| DBO <sub>5</sub>            | 40             | 277,8                |
| DQO                         | 85             | 590,3                |
| Nitrógeno total             | 7,5            | 52,1                 |
| Fósforo total               | 1,7            | 11,8                 |
| Sólidos suspendidos Totales | 30             | 208                  |

**Tabla 26. Valores para el aliviadero lateral.**

|  |       |                     |
|--|-------|---------------------|
| Caudal de lluvia (mezcla con agua doméstica)       | 0,1   | m <sup>3</sup> /s   |
| Velocidad del agua                                 | 0,9   | m/s                 |
| Caudal del vertido                                 | 8,5   | l/s                 |
| Altura (P) para caudal máximo                      | 0,036 | m                   |
| Altura (P) para lluvia                             | 0,247 | m                   |
| Q por metro lineal – aliviadero                    | 0,17  | m <sup>3</sup> /s m |
| Factor de dilución - aliviadero                    | 23,3  |                     |
| <b>Dimensiones del diseño</b>                      |       |                     |
| Ancho del canal                                    | 0,45  | m                   |
| Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H) | 0,21  | m                   |
| Longitud de vertedero                              | 0,55  | m                   |

Tabla 27. Valores para el canal de desbaste.

| Componente                   | Valor de diseño | Rango     | Unidad |
|------------------------------|-----------------|-----------|--------|
| Ancho barrotes               | 15              | >12       | mm     |
| Luz entre barrotes           | 50              | 50 - 100  | mm     |
| Colmatación                  | 30              |           | %      |
| Número de barrotes           | 8               |           |        |
| Velocidad de paso            | 0,30            | 0,3 – 0,6 | m/s    |
| Tiempo de retención          | 5               |           | s      |
| Ancho útil de paso ( $W_u$ ) | 0,23            |           | m      |
| <b>Dimensiones de diseño</b> |                 |           |        |
| Ancho del canal              | 0,45            |           | m      |
| Calado del desbaste (h)      | 0,45            |           | m      |
| Longitud del canal           | 1,50            |           | m      |

Tabla 28. Valores del desarenador de flujo horizontal.

|                              |       |                                  |
|------------------------------|-------|----------------------------------|
| Relación Largo / Ancho       | 2/1   |                                  |
| Sección transversal          | 0,049 | m <sup>2</sup>                   |
| Carga superficial            | 53,58 | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> h |
| <b>Dimensiones de diseño</b> |       |                                  |
| Ancho del desarenador        | 0,70  | m                                |
| Calado del desarenador (h)   | 0,45  | m                                |
| Largo del canal              | 1,40  | m                                |

Tabla 29. Valores para el tanque Imhoff rectangular.

|  |      |                                  |
|--|------|----------------------------------|
| Superficie total tanque                                | 16,4 | m <sup>2</sup>                   |
| Volumen total del tanque                               | 49,0 | m <sup>3</sup>                   |
| <b>Dimensiones totales</b>                             |      |                                  |
| Ancho total del tanque                                 | 3,0  | m                                |
| Longitud total del tanque                              | 5,5  | m                                |
| Profundidad total del tanque                           | 4,7  | m                                |
| <b>Zona de decantación</b>                             |      |                                  |
| Carga Hidráulica                                       | 25,0 | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d |
| Superficie   | 12,6 | m <sup>2</sup>                   |
| Superficie del triángulo ( $A_1$ )                     | 1,2  | m <sup>2</sup>                   |
| Superficie del rectángulo ( $A_e$ )                    | 0,58 | m <sup>2</sup>                   |
| Superficie total ( $A_t$ )                             | 2,72 | m <sup>2</sup>                   |
| Volumen de decantación                                 | 17,4 | m <sup>3</sup>                   |
| Volumen en la superficie de decantación                | 3,78 | m <sup>3</sup>                   |
| <b>Dimensiones de diseño de la zona de decantación</b> |      |                                  |
| Relación longitud / ancho                              | 2    |                                  |
| Longitud   | 5,0  | m                                |
| Ancho  | 2,5  | m                                |
| Altura deflector                                       | 0,30 | m                                |
| Profundidad de la zona de decantación (P)              | 1,93 | m                                |
| Pendiente de paredes                                   | 1,75 | m/m                              |
| Obertura inferior ( $O_i$ )                            | 0,30 | m                                |

| <b>Zona de gases</b>  |      |                |
|---|------|----------------|
| Ancho zona de escape de gases                               | 0,50 | m              |
| % de la superficie de escape del gas                        | 30   | %              |
| <b>Zona de digestión</b>                                    |      |                |
| Velocidad horizontal punta horario                          | 0,22 | m/min          |
| Tiempo de retención medio ( $T_H$ )                         | 2,26 | h              |
| Velocidad de emisión  | 100  | l/h año        |
| Tiempo de digestión   | 2    | mes            |
| Volumen de lodos  | 21,5 | m <sup>3</sup> |
| <b>Dimensiones de diseño de la zona de digestión</b>        |      |                |
| Altura deflector  | 0,32 | m              |
| Altura de resguardo   | 0,32 | m              |
| Altura entre Oi y S lodo acumulado ( $h_1$ )                | 0,30 | m              |
| Altura ocupada por los lodos sin $h_3$ ( $h_2$ )            | 1,03 | m              |
| Altura del fondo (en la zona piramidal) ( $h_3$ )           | 0,8  | m              |
| Inclinación de paredes                                      | 30   | °              |
| Volumen de resguardo  | 5,24 | m <sup>3</sup> |
| Distancia longitudinal a la ubicación del punto de recogida | 1,4  | m              |
| Distancia lateral a la ubicación del punto de recogida      | 1,5  | m              |

**Tabla 30. Valores para el humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.**

| <b>Dimensionamiento biológico</b>                          |          |                                      |
|--|----------|--------------------------------------|
| Constante de cinética para DBO <sub>5</sub> $k_A$          | 0,08     | m/d                                  |
| Concentración del DBO <sub>5</sub> al 64 %                 | 177,8    | mg/l                                 |
| Carga DBO <sub>5</sub>                                     | 65 894,4 | g DBO <sub>5</sub> /d                |
| Habitantes equivalentes                                    | 1 098    | h-e                                  |
| Criterio de diseño "límite de carga superficial de diseño" | 6        | g DBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> d |
| Superficie   | 10 982   | m <sup>2</sup>                       |
| Tiempo de retención hidráulico                             | 2,67     | d                                    |
| <b>Dimensiones de diseño</b>                               |          |                                      |
| <b>Dimensionamiento Hidráulico</b>                         |          |                                      |
| Pendiente lecho (s)  | 0,010    | m/m                                  |
| Conductividad hidráulica ( $k_s$ )                         | 3 000    | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d     |
| Diámetro de la grava                                       | 8        | mm                                   |
| Porosidad  | 30%      |                                      |
| Ancho del humedal (W)                                      | 206      | m                                    |
| Número de celdas   | 8        |                                      |
| <b>Dimensiones de diseño</b>                               |          |                                      |
| Profundidad  | 0,30     | m                                    |
| Longitud del sistema (L)                                   | 53,30    | m                                    |
| Ancho unitario   | 25,74    | m                                    |

Tabla 31. Valores esperados de la calidad del agua depurada a la salida del sistema.

|                  |      |        |
|------------------|------|--------|
| DBO <sub>5</sub> | 16,6 | mg /l  |
| Nt               | 19,6 | mg N/l |
| Pt               | 4,14 | mg P/l |
| SST              | 9,1  | mg/l   |

Tabla 32. Valores del lecho de secado

|                                      |       |                |
|--------------------------------------|-------|----------------|
| Volumen total de lodo cada dos meses | 43    | m <sup>3</sup> |
| Superficie                           | 107,5 | m <sup>2</sup> |
| Profundidad                          | 0,4   | m              |
| Ancho                                | 6     | m              |
| Longitud                             | 18    | m              |

#### 4.10. Ubicación

El humedal artificial estaría ubicado en una zona llana y de fácil accesibilidad, a 1,5 km al noroeste de la zona urbana de Pucará y alejado a 380 metros al oeste del río de Pucará. El terreno está en las coordenadas UTM 18 L 483 596 m E, 8 654 967 m S, a 3 298 msnm, teniendo una diferencia de altura de 64 m con respecto a la zona urbana (3 362 msnm), lo cual es una ventaja para la circulación del agua residual por gravedad, el suelo que prevalece es de fácil remoción tal como se observa en la Figura 29, el suelo agrícola removido deberá ser trasladado a una zona adecuada para su reaprovechamiento en la agricultura. Cabe mencionar que en la actualidad se cuenta con dos lagunas para el tratamiento del agua residual en 6 000 m<sup>2</sup> aproximadamente que están ubicados en la misma zona, por lo que, en la etapa de construcción, el humedal se construiría antes de las lagunas y una vez que entre en funcionamiento el humedal las lagunas podrían ser empleadas como balsas de almacenamiento antes de verter al río o para posibles usos que pueda tener el agua depurada. A fin de evitar el ingreso de animales, es recomendable instalar cercos vivos con especies arbóreas propias del lugar (molle "*Schinus molle*", Quishuar "*Buddleja incana*" o colle "*Buddleja coriaceae*"), así como especies aromáticas (muña "*Minthostachys mollis*" o ruda "*Ruta*") y arbustos con (retama "*Retama sphaerocarpa*"), cabe mencionar que se tiene que usar especies cuyas raíces no puedan causar daño a la geomembrana o material utilizado para impermeabilizar el humedal construido. A una distancia adecuada, en la Figura 28 se muestra la ubicación.



Figura 28. El círculo rojo encierra donde se ubicarían los humedales artificiales y la actual ubicación de las lagunas de oxidación que se cuenta actualmente.



Figura 29. Perfil del suelo de la zona de ubicación de los humedales artificiales.

#### 4.11. Distribución

Se debe implementar una cámara de distribución antes de los dos tanques Imhoff, asegurando que el caudal se reparta en la misma proporción y el ingreso sea de forma constante y uniforme.

Generalmente son cámaras de sección rectangular con varios compartimientos (Figura 30). El primer compartimiento disipa la energía y forma un espejo de agua para dar carga suficiente a los orificios o vertederos que alimentan a cada uno de los compartimientos. El diseño de los orificios o vertederos se realiza teniendo el caudal requerido distribuir. En la Figura 30 se muestra que en la cámara A llega el caudal  $Q$ , que debe ser distribuido en dos partes:  $q_1$  para el área de tanque Imhoff uno y que descarga en la cámara B, y  $q_2$  para el área el tanque Imhoff dos y que alimenta la cámara C. Entonces, se cumple que:  $Q = q_1 + q_2$

Para distribuir el caudal  $Q$  en  $q_1$  y  $q_2$  se pueden utilizar vertederos triangulares o rectangulares u orificios. En cada salida debe tener una válvula de cierre para evitar el paso de agua durante el mantenimiento.

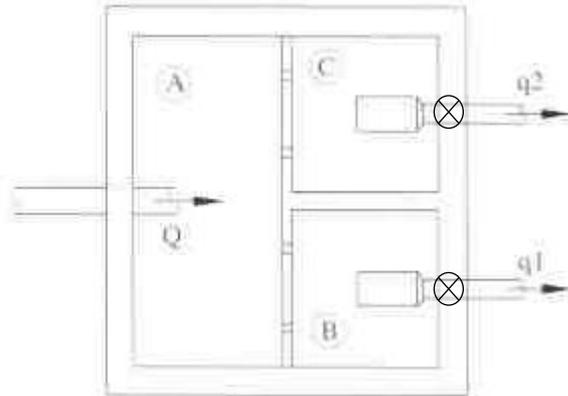


Figura 30. Cámara de distribución de caudales

De igual forma se debe implementar a la salida de los tanques Imhoff dos cámaras de distribución a fin de que el caudal se divida equitativamente entre el número de celdas del humedal artificial, si no se reparte adecuadamente en todo el ancho del humedal se generarán zonas muertas, circuitos de preferentes, y lo que es más grave, mayor riesgo de colmatación en la zona donde se vierta mayoritariamente el agua, a fin de evitar el mismo en el primer metro longitudinal de cada celda se colocará gravas de 5 a 10 cm de diámetro

Para la evacuación del efluente depurado requiere considerar varios puntos de salida, para evitar en lo posible creación de caminos preferentes, mediante el empleo de tuberías flexibles o extensibles, además se controla el nivel de agua de las celdas del humedal. Para el humedal diseñado es recomendable usar tuberías de drenaje embutidas en el fondo de una zona de bolos gruesos (50 – 100 mm), dispuesta a la salida. Los drenajes conectan con una tubería final flexible. Ubicadas en la arqueta de evacuación de efluente. En la Figura 31, Figura 32 y Figura 33 se muestran las características de evacuación de efluente.



Figura 31. Detalle del enlace de las tuberías de drenaje con la tubería de evacuación a través del fondo de la arqueta de salida. Imagen del Salas y otros (2007).



Figura 32. Tuberías de drenaje para la evacuación de efluentes en el HAFSs horizontal. Las tuberías quedan embutidas en una caja de bolos de 50 – 100 mm. Imagen del Salas y otros (2007).



Figura 33. Recubrimiento de los drenes de evacuación con una capa de bolos de 50 – 100 mm. Imagen de Salas y otros (2007).

#### 4.12. Plantación

Es la última etapa en la construcción del humedal artificial. Esta actividad se realiza una vez el material granular ha sido colocado y nivelado. Se ha conectado todas las conducciones y distribuidores, y se ha llevado a cabo las comprobaciones hidráulicas. Para realizar las plantaciones las celdas ya deben tener agua (García y Corzo, 2008).

La superficie estimada que se requeriría impermeabilizar por celda sería:

$$\begin{aligned} & ((\text{profundidad} + 0,5 \text{ m de resguardo}) \text{ m} \times \text{longitud} \text{ m} \times 2 \\ & + (\text{profundidad} + 0,5 \text{ m de resguardo}) \text{ m} \times \text{ancho} \text{ m} \times 2 \\ & + \text{superficie de la celda}) \end{aligned} \quad (65)$$

$$((0,3 + 0,4) \times 53,3 \times 2 + (0,3 + 0,4) \times 25,74 \times 2 + 25,74 \times 53,3) = 1\,457 \text{ m}^2 \text{ por celda}$$

Y en las 8 celdas se llega a 11 653,2 m<sup>2</sup>, superficie a impermeabilizar con un material adecuado, entre ellos está la geomembrana de polietileno de alta densidad o PVC, la vida útil del mismo es difícil de predecir. A fin de ahorrar costes se puede usar arcilla, si en la zona se cuenta.



Figura 34. Etapa de impermeabilización. Imagen de Salas y otros (2007).

La cantidad de material granular (arena gravosa de tamaño efectivo de 8 mm de diámetro) que brinda una porosidad del 30 % será:

$$\begin{aligned} & \text{Porosidad} \times \text{profundidad} \times \text{ancho} \times \text{longitud del humedal} \\ & 0,3 \times 0,3 \text{ m} \times 53,3 \text{ m} \times 205,9 \text{ m} = 988,4 \text{ m}^3 \end{aligned} \quad (66)$$

García y Corzo (2008) indican de qué en forma general se ha obtenido buenos resultados con las plantaciones monoespecíficas de carrizo (*Phragmites australis*). Cabe mencionar que es una especie que también se desarrolla en la zona de implementación del humedal artificial y su forma de reproducirse es semillas o de forma vegetativa (rizomas).

La distribución a adoptar para de plantación; es el tresbolillo, con esta repartición las plantas ocupan cada uno de los vértices de un triángulo equilátero, guardando siempre la misma distancia entre filas (Permacultura México, 2016), la expresión 63 nos ayuda a determinar el número de plantas por superficie:

$$n = \frac{S \text{ m}^2}{(d \times d) \times \text{Cos } 30^\circ} \quad (67)$$

n Número de plantas.

S Superficie del campo, en metros cuadrados (m<sup>2</sup>).

d Distancia entre plantas, en metros (m), multiplicada por sí misma.

Coseno de 30° Coeficiente que siempre es invariable, cualquiera que sea el marco.

Por tanto:

$$n = \frac{10\,982 \text{ m}^2}{(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) \times \text{Cos } 30^\circ} = 50\,726 \text{ plantas}$$

Se obtiene 50 726 plantas para el humedal artificial, cabe indicar que se considera un 5 % (2 536 plantas) de más en caso de mortandad, pérdidas entre otros, en total requiriendo 53 262 plantas. En el periodo de mantenimiento de la vegetación, la gestión de los residuos debe seguir la normativa ambiental correspondiente de Perú. La forma de sembrado se muestra en la Figura 35.

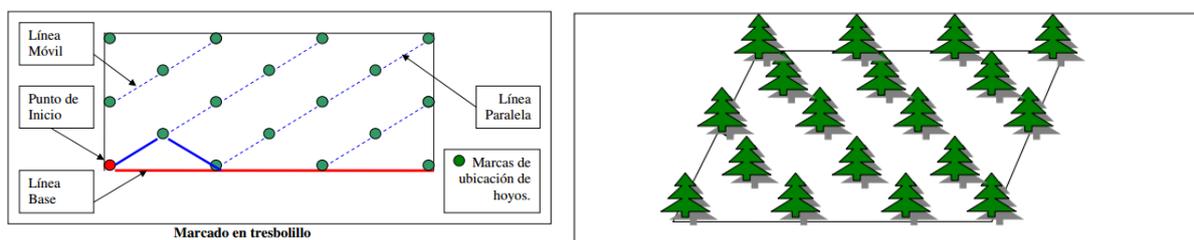


Figura 35. Distribución tresbolillo.

La densidad de la plantación será de 5 plantas por m<sup>2</sup>, Martín y Hernández (2014) mencionan que el rango está entre 1 a 5 plantas por m<sup>2</sup>.

Periódicamente se procederá a cortar las plantas de forma manual o mecánica, y su retirada debe hacerse finalizado el periodo vegetativo, a fin de que las partes secas no caigan en el sustrato, lo cual libera nutrientes retenido.

Los primeros meses de instalación de operación del humedal debe eliminarse las malas hierbas que hacen competencia al carrizo. Extraerlas a mano evitando usar cualquier tipo de herbicida.

Evitar que ingrese cotidianamente a las celdas del humedal animales o personas a fin de evitar compactación del sustrato filtrante.

Realizar campañas de limpieza del sistema de distribución ubicados en la cabecera del humedal.

#### 4.13. Gestión de fangos

Se obtendrán 49 m<sup>3</sup> de fango de los 2 tanques Imhoff, que deberán ser retirados cada dos meses con una bomba adecuada para la extracción de lodos y conducidos a un lecho de secado.

Para el dimensionamiento del lecho de secado, se considera:

$$Als = \frac{V_{lodos}}{Ha} \quad (68)$$

Als Área del lecho de secado, en m<sup>2</sup>.

V<sub>lodos</sub> Volumen de lodos a extraer, en m<sup>3</sup>.

Ha Profundidad de aplicación, entre 0,2 y 0,4 m (se adopta una profundidad de 0,4 m).

El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m, se adopta un ancho de 6 m.

$$Als = \frac{43 \text{ m}^3}{0,4 \text{ m}} = 107,5 \text{ m}^2$$

La longitud (L) en metros, es de:

$$L = \frac{107 \text{ m}^2}{6 \text{ m}} = 17,9 \approx 18 \text{ m}$$

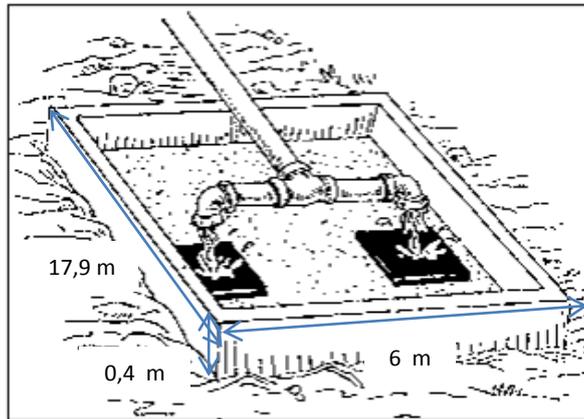


Figura 36. Acotación del lecho de secado, imagen extraída de CEPIS (2005).

CEPIS y otros (2005) recomiendan que el medio de drenaje del lecho sea generalmente de 0,30 de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm, y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5. Y debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm de 0,20 m de espesor.

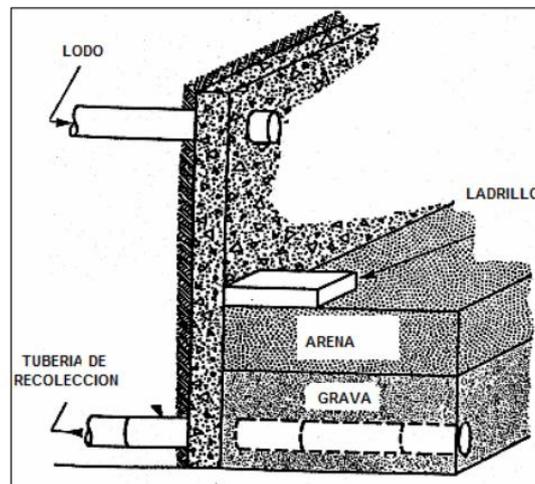


Figura 37. Medio de drenaje del lecho de secado, imagen extraída de CEPIS (2005).

Una vez estén deshidratados los lodos, se podrían usarse para aplicación agrícola. Se obtendría 257,4 m<sup>3</sup>/año de fango deshidratado.

A fin de evitar que se vuelvan a humedecer los lodos en los meses de precipitación se deberá colocar toldos para cubrir el área donde se disponga el lodo deshidratado.

#### 4.14. Pautas para el mantenimiento

En la tabla 33 se da algunas pautas para el mantenimiento de las unidades del sistema de depuración:

Tabla 33. Pautas para el mantenimiento del sistema de depuración

| Unidad de depuración                 | Pautas para el mantenimiento  |
|--------------------------------------|---|
| Canal de desbaste                    | Realizar una limpieza manual de los elementos atrapados, por lo menos una vez a la semana.  |
| Reja de gruesos y Aliviadero lateral | Realizar una limpieza de los elementos atrapados por dicho elementos, cada dos días.  |
| Desarenador                          | Retirar la arena depositada en el canal, por lo menos una vez cada dos semanas o según la cantidad de arena presente en el canal. |
| Tanque Imhoff                        | Realizar la limpieza de la grasa o elementos flotantes por lo menos una vez a la semana.  |
|                                      | Verificar el adecuado funcionamiento de la bomba de lodos, por lo menos una vez al mes.   |
|                                      | Retirar el lodo depositado con la bomba cada dos meses.   |
| Humedal artificial                   | Cuidar que no se obstruya los conductos de extracción de lodos.   |
|                                      | Evitar compactar las gravas por la presencia de personas o equipos de gran peso ingrese al área de depuración.                    |
|                                      | Realizar una poda de la vegetación una vez al año o cuando sea notoria la necesidad de realizarlo.                                |
|                                      | Monitorear la presencia de animales, insectos que puedan convertirse en vectores de enfermedades.                                 |

## 5. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se extrae del diseño realizado son:

- Se estudió las características físicas y ambientales de la zona donde se implementaría el sistema de depuración.
- Se diseñó un sistema de depuración de agua residual domestica que cuenta con un canal de desbaste, un desarenador, dos tanques Imhoff y un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal para la zona urbana del distrito de Pucará –Perú proyecto para 2 574 habitantes al 2040.
- Se siguió los criterios de diseño de García y Corzo (2008), Martín y Hernández (2014), Salas y otros (2007) y CEPIS y otros (2005).
- La reducción del DBO, DQO, Nitrógeno Total y Fósforo Total en el canal de desbaste y tanque Imhoff se da por la sedimentación y en el humedal artificial se producen procesos físicos y biológicos.
- Los elementos diseñados para el sistema depuración con humedal artificial no requieren elevados presupuestos en el mantenimiento y operación; excepto para la extracción de los lodos con una bomba.
- Los valores esperados de la DBO, DQO y Sólidos Suspendidos Totales cumplen con la normativa ambiental actual, excepto los valores de Nitrógeno total y Fósforo total.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

- Albentosa, E. 2016.** Producción de Escorrentía Superficial. Valencia : Universitat Politècnica de València, 2016.
- Ayza, M. y Cabrera, E., Camarasa, J., Espert, V., García-Serra, J., Iglesias P., Izquierdo, J., Martínez, F. Pérez, R., Ribelles, J., Vela, A., Bonn, p.,. 1991.** *Estaciones de Bombeo de Aguas Residuales Pluviales y/o Residuales*. Valencia : Generalitat Valenciana, 1991. pág. 575. 84-7890-565-0.
- BOE. 1995.** Agencia Estatal Boletín Oficial del Estado. *Gobierno de España*. [En línea] 1995. [Citado el: 15 de 03 de 2016.] <http://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-1995-27963>.
- Bojcevska, H., Tonderski, K.,. 2007.** *Impact of Loads, Season, and Plant Species on the Performance of a Tropical Constructed Wetland Polishing Effluent from Sugar Factory Stabilization Ponds*. s.l. : Ecological Engineering, 2007.
- CEPIS, UNATSABAR, OPS, COSUDE. 2005.** *Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización*. Lima : s.n., 2005. pág. 40. 33283 - CD/0051/V29/040875.
- Chamorro, J. 2016.** Depuración para Principiantes I: Datos de Diseño. [En línea] 2016. [Citado el: 16 de 03 de 2016.] <http://www.iagua.es/blogs/jorge-chamorro/depuracion-principiantes-i-datos-diseno>.
- EEl. 2006.** Escuela de Ingeniería de Igualada adscrita a la Universitat Politècnica de Catalunya. *Mártes en Gestión Ambiental*. Barcelona : s.n., 2006.
- Ferrer, P., Seca, A. 2011.** *Tratamientos Físicos y Químicos de Aguas Residuales*. Valencia : Universitat Politècnica de València, 2011. págs. 171V-3102-1992.
- Ferrer, P., Seco, A.,. 1992.** Introducción a los Tratamiento de Aguas. s.l. : Universitat Politècnica de València, 1992.
- García, J. y Corzo, A. 2008.** *Depuración con Humedales Construidos*. Barcelona : Universitat Politècnica de Catalunya, 2008.
- Gil, M. 2006.** *Depuración de Aguas Residuales: Modelación de Procesos de Lodos Activos*. Madrid : CSIC, 2006. 84-00-08446-2.
- Gullón, M. 2011.** Procesos experimentales de tratamiento de aguas. *Material Docente de la Asignatura de Quinto curso de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos*. Barcelona : s.n., 2011.
- Hernández, A. y Hernández, A., Galán, P. 1995.** Aliviaderos. [En línea] 1995. [Citado el: 10 de 03 de 2016.] <http://cidta.usal.es/cursos/ETAP/modulos/libros/ALIVIADEROS.pdf>.
- INEI. 2015.** Instituto Nacional de Estadística e Informática. *Tasas de Crecimiento de la Población por Departamento*. [En línea] 2015. [Citado el: 20 de febrero de 2016.] [https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales/Est/Lib0015/cap-52.htm](https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib0015/cap-52.htm).

- . **2007**. Instituto Nacional de Estadística e Informática. *Censos Nacionales 2007 XI de Población y VI de Vivienda*. [En línea] 2007. [Citado el: 20 de enero de 2016.] <http://censos.inei.gob.pe/cpv2007/tabulados/#>.
- . **2009**. *Tasas de Crecimiento de la Población*. 2009.
- Kadlec, R., Knight, R., 1995**. *Treatment Wetlands*. [ed.] Boca Ratón. Lewis. 1995.
- Lassovsky, L. y Gallego, L. 2015**. *Humedales de Tratamiento en Flotación (HTF) con Mayor Cantidad de Biofilm y Mejor Canalización Hidráulica*. [En línea] 2015. [Citado el: 24 de septiembre de 2015.] <http://www.aguasresiduales.info/revista/articulos/humedales-de-tratamiento-en-flotacion-htf-con-mayor-cantidad-de-biofilm-y-mejor-canalizacion-hidraulica>.
- Martín, M. y Hernández, C. 2014**. *Humedales Artificiales en el Tratamiento de Aguas*. Valencia : Universitat Politècnica de València, 2014.
- Mena Sanz, J., y Rodríguez, L., Núñez, J., Villaseñor, J. 2008**. *Depuración de Aguas Residuales con Humedales Artificiales: Ventajas de los Sistemas Híbridos*. Madrid : s.n., 2008.
- Metcalf y Eddy. 1995**. *Ingeniería de Aguas Residuales - Redes de Alcantarillado y Bombeo*. [ed.] A. García. [trad.] J. Trillo. 2. Madrid : McGRAW-HILL/INTERAMERICANA DE ESPAÑA, S.A.U., 1995. 84-481-1550-3.
- MINAM-PERÚ. 2010**. Ministerio del Ambiente del Perú. *D.S. 003-2010-MINAM*. 17 de Marzo de 2010, págs. 415675 - 415675.
- OEFA. 2014**. Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental. *Fiscalización Ambiental en Aguas Residuales - Ambiental - Organismo de Evaluación y Fiscalización - Perú*. [En línea] Abril de 2014. [Citado el: 03 de octubre de 2015.] [https://www.oefa.gob.pe/?wpfb\\_dl=7827](https://www.oefa.gob.pe/?wpfb_dl=7827). Depósito legal BNP 2014-05991.
- Ortega, E. 2013**. Esquema de una EDAR. Pretratamientos. *Curso sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras*. Madrid : Centro de Estudios y Experimentación de obras públicas (CEDEX), 2013.
- Permacultura México A.C. 2016**. *Permacultura México, Diseño Holístico y Agricultura Regenerativa*. [En línea] 2016. [Citado el: 25 de 03 de 2016.] <http://www.permacultura.org.mx/es/herramientas/formulario/tresbolillo/>.
- Russell, D. 2012**. *Tratamiento de Aguas Residuales. Un Enfoque Práctico*. [trad.] J. Bonet y Costa, J. Barcelona : Reverté, S.A., 2012.
- Salas, J. 2016**. [En línea] 22 edición SMAGUA, 2016. [Citado el: 11 de 03 de 2016.] <https://www.youtube.com/watch?v=c-TK5wZPu4I>.
- Salas, J., Pidre, J. y Sanchez, L. 2007**. *Manual de Tecnologías no Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales*. [aut. libro] CENTA. s.l. : Coria Gráfica, 2007.
- Salgot, M. y Torrens, A., Barceló, D. 2008**. *Aguas Continentales*. [ed.] Cyan. Madrid : s.n., 2008.

- Segura, J. 2009.** *Maquinaria para Tratamiento y Depuración de Aguas*. Madrid : Bellisco, 2009. 979-84-96486-79-9.
- Senamhi. 2016.** Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. [En línea] 2016. [Citado el: 16 de febrero de 2016.]  
[http://www.senamhi.gob.pe/include\\_mapas/\\_dat\\_esta\\_tipo.php?estaciones=000608](http://www.senamhi.gob.pe/include_mapas/_dat_esta_tipo.php?estaciones=000608).
- Seoáñez, M. 1999.** *Aguas Residuales: Tratamiento por Humedales Artificiales. Fundamentos Científicos. Tecnologías. Diseño*. Madrid : Mundi-Prensa, 1999. 84-7114-821-8.
- Torrens, A. y Molle, P., Boutin, C., Salgot, M.,. 2009.** *Impact of Design and Operation Variables on the Performance of Vertical-flow Constructed Wetlands and Intermittent Sand Filters Treating Pond Effluent*. 2009. 1851-1858..
- USAL. 2003.** *Modelización y Simulación de Estaciones Depuradoras*. s.l. : Universidad de Salamanca, 2003.
- . **2015.** Universidad de Salamanca. *Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua (CIDTA)*. [En línea] 2015. [Citado el: 20 de febrero de 2016.]  
<http://aulavirtual.usal.es/aulavirtual/demos/simulacion/modulos/principal/principal.htm>.
- Winkler, M. 1999.** *Tratamiento Biológico de Aguas de Desecho*. [trad.] C. García. Mexico, D.F. : Limusa, 1999. 968-18-1926-8.