



Universidad
Zaragoza

Trabajo Fin de Grado

Alternativas para depuración de aguas residuales
en Aguaviva (Teruel)

Autor/es

Pedro Soler Salvador

Director/es

Alejandro Acero Oliete ; Javier Lorén Zaragoza

Escuela Universitaria Politécnica La Almunia
2015



Universidad
Zaragoza

**ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA
DE LA ALMUNIA DE DOÑA GODINA (ZARAGOZA)**

MEMORIA

Alternativas para depuración de aguas
residuales en Aguaviva (Teruel)

423.13.111

Autor: **Pedro Soler Salvador**

Director: **Alejandro Acero Oliete ; Javier Lorén Zaragozano**

Fecha: **Julio 2015**

ÍNDICE DE CONTENIDO SIMPLE

1.RESUMEN.....	1
2.ABSTRACT.....	2
3.INTRODUCCIÓN.....	3
4.DESARROLLO.....	11
5.CONCLUSIONES.....	101
6.BIBLIOGRAFÍA.....	104

ÍNDICE DE CONTENIDO COMPLETO

1.RESUMEN.....	1
2.ABSTRACT.....	2
3.INTRODUCCIÓN.....	3
3.1.DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO.....	3
3.2.ANTECEDENTES.....	4
3.3.OBJETIVOS.....	6
3.4.ESTADO ACTUAL DEL VERTIDO.....	7
3.5.DOCUMENTACIÓN ADMINISTRATIVA Y LEGAL.....	10
4.DESARROLLO.....	11
4.1.BASES DE DISEÑO.....	11
4.1.1.Población.....	11
4.1.2.Caudales.....	12
4.1.2.1.Caudal medio diario.....	12
4.1.2.2.Caudal diario de diseño.....	12
4.1.2.3.Caudal horario de diseño.....	13
4.1.2.4.Caudal punta de diseño.....	13
4.1.2.5.Caudal mínimo de diseño.....	14
4.1.2.6.Valores de caudales.....	14
4.1.3.Concentraciones.....	14
4.1.3.1.Medidas.....	14

4.1.3.2. Medias.....	15
4.1.3.3. Reducción mínima afluente-efluente.....	15
4.1.4. Cargas contaminantes.....	15
4.1.5. Características del fango.....	16
4.1.6. Clima.....	17
4.1.7. Zonas de especial protección.....	18
4.1.8. Geología.....	19
4.1.9. Topografía.....	22
4.1.10. Hidrología.....	23
4.1.10.1. Nivel freático.....	23
4.1.10.2. Inundabilidad.....	23
4.1.11. Precio de la depuración.....	26
4.2. PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	26
4.2.1. Pretratamiento.....	26
4.2.2. Tratamientos Primarios.....	27
4.2.2.1. Fosas Sépticas (FS).....	27
4.2.2.2. Tanques Imhoff (TI).....	28
4.2.2.3. Decantadores Primarios (DP).....	29
4.2.2.4. Lagunas Anaerobias.....	31
4.2.3. Tratamientos Secundarios Extensivos.....	32
4.2.3.1. Humedales Artificiales (HA).....	32
4.2.3.1.1. Flujo Superficial o Flujo Libre (HAFS).....	32
4.2.3.1.2. Flujo Subsuperficial (HAFSs).....	33
4.2.3.2. Filtros Intermitentes de Arena (FIA).....	34
4.2.3.2.1. FIA Sin Recirculación.....	34
4.2.3.2.2. FIA Con Recirculación.....	35
4.2.3.3. Infiltración-Percolación Modificada (I-P m).....	35
4.2.3.4. Filtros de Turba (FT).....	36
4.2.3.5. Lagunaje (LA).....	37
4.2.3.5.1. Lagunas Anaerobias.....	37
4.2.3.5.2. Lagunas Facultativas.....	38
4.2.3.5.3. Lagunas de Maduración.....	38
4.2.4. Tratamientos Secundarios Intensivos.....	39
4.2.4.1. Aireación Prolongada (AP).....	39
4.2.4.2. Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR).....	41
4.2.4.3. Lechos Bacterianos (LB).....	42
4.2.4.4. Contactores Biológicos Rotativos (CBR).....	43

4.2.4.5.Biomasa Fija sobre Lecho Móvil.....	44
4.2.4.5.1.Proceso Puro de Lecho Móvil (MBBR).....	44
4.2.4.5.2.Proceso Híbrido (IFAS).....	45
4.3.ÉLECCIÓN DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	45
4.3.1.Preselección.....	46
4.3.1.1.Rendimiento mínimo de eliminación.....	46
4.3.1.2.Rango de población recomendado.....	47
4.3.1.3.Superficie requerida para su implantación.....	48
4.3.1.4.Excavabilidad del terreno.....	49
4.3.1.5.Pendiente del terreno.....	49
4.3.1.6.Profundidad del nivel freático.....	50
4.3.1.7.Concentración de la contaminación.....	50
4.3.2.Presentación y valoración de criterios.....	51
4.3.2.1.Adaptación ante variaciones diarias de caudal y concentración (Criterio 1).....	51
4.3.2.2.Adaptación ante sobrecargas hidráulicas puntuales (Criterio 2).....	52
4.3.2.3.Adaptación ante sobrecargas orgánicas puntuales (Criterio 3).....	53
4.3.2.4.Adaptación a variaciones estacionales (Criterio 4).....	54
4.3.2.5.Cantidad de fangos generada (Criterio 5).....	54
4.3.2.6.Calidad de fangos generados (Criterio 6).....	55
4.3.2.7.Frecuencia de retirada de los fangos generados (Criterio 7).....	56
4.3.2.8.Complejidad de explotación y mantenimiento (Criterio 8).....	57
4.3.2.9.Nivel de equipamiento electromecánico (Criterio 9).....	57
4.3.2.10.Temperatura ambiente (Criterio 10).....	58
4.3.2.11.Producción de malos olores (Criterio 11).....	58
4.3.2.12.Generación de ruidos (Criterio 12).....	60
4.3.2.13.Integración paisajística (Criterio 13).....	60
4.3.2.14.Costes de implantación (Criterio 14).....	61
4.3.2.15.Costes de explotación y mantenimiento (Criterio 15).....	62
4.3.3.Selección de alternativas.....	62
4.3.3.1.Método de las medias ponderadas.....	63
4.3.3.2.Método PRESS.....	66
4.4.DISEÑO.....	72
4.4.1.Entrada a la planta.....	72
4.4.1.1.Conexión en el punto de vertido.....	72
4.4.1.2.Canal de entrada con aliviadero lateral.....	73
4.4.1.2.1.Canal principal.....	74
4.4.1.2.2.Aliviadero lateral.....	74
4.4.1.2.3.Final del canal principal.....	75

4.4.1.3. Canal "by-pass".....	76
4.4.2. Pretratamiento (Canal de desbaste).....	77
4.4.2.1. Primer tramo (Reducción de pendiente).....	77
4.4.2.2. Reja de gruesos.....	79
4.4.2.3. Reja de finos.....	80
4.4.2.4. Aliviaderos laterales.....	80
4.4.3. Distribución.....	81
4.4.3.1. Arqueta de distribución.....	81
4.4.3.2. Tuberías de distribución.....	82
4.4.4. Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.....	82
4.4.4.1. Vegetación.....	83
4.4.4.2. Espesor y material del lecho.....	84
4.4.4.3. Constante de reacción de primer orden.....	86
4.4.4.4. Área superficial.....	86
4.4.4.5. Pendiente del lecho.....	87
4.4.4.6. Velocidad del flujo.....	87
4.4.4.7. Área de la sección transversal.....	88
4.4.4.8. Ancho del humedal.....	88
4.4.4.9. Longitud del humedal.....	89
4.4.4.10. Tiempo de retención hidráulica.....	89
4.4.4.11. Comprobación de la pendiente del lecho.....	89
4.4.4.12. Comprobación de la carga superficial.....	90
4.4.4.13. División del humedal en celdas.....	91
4.4.4.14. Directrices para construcción.....	91
4.4.4.14.1. Excavación e impermeabilización.....	91
4.4.4.14.2. Relleno.....	92
4.4.4.14.3. Plantación.....	93
4.4.4.14.4. Cerramiento perimetral y accesos.....	93
4.4.5. Recogida y vertido.....	94
4.4.5.1. Tuberías de salida de los humedales.....	94
4.4.5.2. Canal de recogida.....	94
4.4.5.3. Arqueta de salida.....	94
4.4.5.4. Tubería de vertido al río.....	95
4.4.6. Mantenimiento y explotación.....	96
4.4.6.1. Toma de muestras.....	96
4.4.6.2. Limpieza de rejillas.....	96
4.4.6.3. Gestión de residuos.....	96
4.4.6.4. Siega.....	97

4.4.7. Impactos ambientales.....	97
4.4.7.1. Impacto sonoro.....	97
4.4.7.2. Impacto olfativo.....	97
4.4.7.3. Impacto visual.....	97
4.4.7.4. Especies invasoras.....	98
4.4.7.5. Aguas subterráneas y suelo.....	98
4.4.8. Costes.....	98
4.4.8.1. Costes de implantación.....	98
4.4.8.2. Costes de explotación y mantenimiento.....	99
4.4.9. Diagrama de flujo.....	100
5. CONCLUSIONES.....	101
6. BIBLIOGRAFÍA.....	104

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1: Situación de Aguaviva en Aragón.....</i>	<i>3</i>
<i>Ilustración 2: Término municipal de Aguaviva.....</i>	<i>4</i>
<i>Ilustración 3: Punto de vertido actual.....</i>	<i>7</i>
<i>Ilustración 4: Situación del punto de vertido.....</i>	<i>8</i>
<i>Ilustración 5: Detalle de la zanja de vertido actual.....</i>	<i>8</i>
<i>Ilustración 6: Trazado de la zanja de vertido actual.....</i>	<i>9</i>
<i>Ilustración 7: El vertido abandona el camino en dirección al río.....</i>	<i>9</i>
<i>Ilustración 8: Aparición de aguas residuales en el camino.....</i>	<i>9</i>
<i>Ilustración 9: Evolución de la población en Aguaviva.....</i>	<i>11</i>
<i>Ilustración 10: Climograma.....</i>	<i>17</i>
<i>Ilustración 11: ZEPA Río Guadalope - Maestrazgo.....</i>	<i>18</i>
<i>Ilustración 12: LIC Río Bergantes.....</i>	<i>19</i>
<i>Ilustración 13: Mapa Geológico - Hoja 519.....</i>	<i>19</i>
<i>Ilustración 14: Mapa Geológico - Hoja 519 (Detalle Aguaviva).....</i>	<i>20</i>
<i>Ilustración 15: Mapa Geológico - Hoja 520.....</i>	<i>20</i>
<i>Ilustración 16: Mapa Geológico - Hoja 520 (Detalle Aguaviva).....</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 17: Leyenda de los Mapas Geológicos.....</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 18: Mapa topográfico (520-1).....</i>	<i>22</i>

<i>Ilustración 19: Caudales punta del río Bergantes.....</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 20: Secciones del río en HEC-RAS.....</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 21: Sección 1 del río (MDT).....</i>	<i>25</i>
<i>Ilustración 22: Sección 2 del río (MDT).....</i>	<i>25</i>
<i>Ilustración 23: Fosa Séptica de dos cámaras.....</i>	<i>28</i>
<i>Ilustración 24: Tanque Imhoff.....</i>	<i>29</i>
<i>Ilustración 25: Decantador Primario Estático, Circular, Flujo Vertical, Colector y Succión.....</i>	<i>30</i>
<i>Ilustración 26: Laguna Anaerobia.....</i>	<i>31</i>
<i>Ilustración 27: Humedal Artificial de Flujo Superficial.....</i>	<i>33</i>
<i>Ilustración 28: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal.....</i>	<i>33</i>
<i>Ilustración 29: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical.....</i>	<i>34</i>
<i>Ilustración 30: Filtro Intermitente de Arena Sin Recirculación.....</i>	<i>35</i>
<i>Ilustración 31: Filtro Intermitente de Arena Con Recirculación.....</i>	<i>35</i>
<i>Ilustración 32: Infiltración - Percolación Modificada.....</i>	<i>36</i>
<i>Ilustración 33: Filtro de Turba (Sección transversal).....</i>	<i>37</i>
<i>Ilustración 34: Laguna Facultativa.....</i>	<i>38</i>
<i>Ilustración 35: Aireación Prolongada (Esquema convencional).....</i>	<i>41</i>
<i>Ilustración 36: Fases del ciclo de funcionamiento de un SBR.....</i>	<i>41</i>
<i>Ilustración 37: Lecho Bacteriano con distribución móvil.....</i>	<i>42</i>
<i>Ilustración 38: Contactor Biológico Rotativo (CBR).....</i>	<i>43</i>
<i>Ilustración 39: Movimiento de los soportes plásticos en un reactor aerobio (izda.) y en uno anaerobio (dcha.).....</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 40: Canal de entrada con aliviadero lateral y canal "by-pass" (Cotas mm.)</i>	<i>73</i>
<i>Ilustración 41: Compuerta manual.....</i>	<i>75</i>
<i>Ilustración 42: Reja de gruesos (Cotas mm).....</i>	<i>79</i>
<i>Ilustración 43: Reja de finos (Cotas mm).....</i>	<i>80</i>
<i>Ilustración 44: Arqueta de distribución vista en planta (Cotas mm).....</i>	<i>81</i>
<i>Ilustración 45: Procesos de eliminación en el humedal.....</i>	<i>83</i>
<i>Ilustración 46: Arqueta de salida vista en planta (Cotas mm).....</i>	<i>95</i>
<i>Ilustración 47: Costes de implantación por habitante equivalente.....</i>	<i>98</i>
<i>Ilustración 48: Diagrama de flujo de la planta.....</i>	<i>100</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Tratamientos exigidos por Directiva 91/271/CEE.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 2: Características exigidas al vertido.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 3: Caudales diarios de diseño.....</i>	<i>13</i>
<i>Tabla 4: Resumen de caudales.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabla 5: Datos reales de concentraciones.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabla 6: Concentraciones medias.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 7: Porcentajes de reducción de concentración.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 8: Cargas para tiempo seco y de lluvia.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 9: Características exigidas al fango.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 10: Acrónimos utilizados para designar los tratamientos.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 11: Rendimientos de eliminación de los tratamientos secundarios.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 12: Rangos de población recomendados.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 13: Superficie requerida de implantación de tratamientos secundarios.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 14: Adaptación de los tratamientos secundarios al grado de contaminación.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 15: Capacidad de adaptación a variaciones diarias de caudal y carga.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 16: Capacidad de adaptación a sobrecargas hidráulicas puntuales.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 17: Capacidad de adaptación a sobrecargas orgánicas puntuales.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 18: Cantidad de fangos generada.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 19: Grado de estabilización de fangos.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 20: Frecuencia de retirada de fangos.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 21: Complejidad de explotación y mantenimiento.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 22: Nivel de equipamiento electromecánico.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 23: Potencial para la generación de malos olores.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 24: Potencial para la generación de ruidos.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 25: Integración paisajística.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 26: Rangos de costes de implantación.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 27: Rangos de costes de explotación y mantenimiento.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 28: Matriz de elementos (Método medias ponderadas).....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 29: Matriz ponderación (Método medias ponderadas).....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 30: Matriz valoración (Método medias ponderadas).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 31: Matriz de elementos (Método PRESS).....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 32: Matriz valoración (Método PRESS).....</i>	<i>69</i>

<i>Tabla 33: Matriz dominación (Método PRESS).....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 34: Matriz final (Método PRESS).....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 35: Materiales para el lecho del humedal.....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 36: Costes de explotación y mantenimiento.....</i>	<i>99</i>

1. RESUMEN

En el presente proyecto se estudiará el caso concreto de vertido de aguas residuales urbanas de la población de Aguaviva (Teruel), analizando y valorando los posibles tratamientos de depuración que serían aplicables. Posteriormente se elegirá la alternativa óptima para esta población en base a dos condiciones principales. La primera de ellas será el cumplimiento de la normativa y legislación vigente (niveles de los parámetros de vertido al medio, rendimientos mínimos de eliminación de contaminantes, impactos ambientales...), y la segunda será el grado de adaptación a las condiciones de la población y su ubicación (caudales de vertido y sus oscilaciones horarias y estacionales, carga contaminante, presupuesto, espacio disponible, clima, temperaturas, topografía...).

Para el desarrollo y consecución de todo lo mencionado anteriormente, será necesario cumplir las siguientes etapas. Inicialmente se determinarán mediante estudios previos multidisciplinares las principales características que condicionarán la aplicación de los tratamientos, y se describirán las tecnologías que se presentan como alternativas para el tratamiento de las aguas residuales urbanas. A continuación se establecerán los criterios de selección a partir de los datos obtenidos en los estudios previos y los objetivos que se pretenden alcanzar, y se procederá en dos fases. La primera (preselección) será eliminatoria por incumplimiento de alguno de los requisitos previos establecidos, mientras que la segunda consistirá en valorar y analizar en base a criterios técnicos, ambientales y económicos aquellas alternativas que hayan superado la primera fase, mediante el "Método de las medias ponderadas" y el "Método PRESS" y resultando una de ellas como la óptima. Por último realizaremos el diseño de la planta con la solución obtenida incluyéndose también directrices para la construcción, mantenimiento y explotación, así como una idea aproximada sobre costes e impactos ambientales.

De esta forma se consiguen los objetivos planteados desde un principio para este proyecto dando lugar a la finalización del mismo.

Palabras clave: Depuración, Extensivo, Humedal, Horizontal, Subsuperficial.

2. ABSTRACT

In this project the case of disposal of urban waste water from the population of Aguaviva (Teruel) will be studied, analyzing and evaluating potential treatments of purification that would apply. Then, the best alternative for this population will be chosen based on two main conditions. The first one will be the fulfillment of regulations and legislation (parameter levels of discharge into the environment, minimum contaminant removal efficiencies, environmental impacts...), and the second one is the degree of adaptation to the conditions of the population and location (discharge flow and its hourly and seasonal variations, pollution load, budget, space, climate, temperature, topography...).

For the development and achievement of all the above, it will be necessary to fulfill the following stages. Initially the main characteristics will be determined by previous multidisciplinary studies that will condition the application of the treatments, and will be described the technologies that are presented as alternative for the treatment of urban wastewater. The following selection standards are established using data from previous studies and the objectives to be achieved, and will proceed in two phases. The first (preselection) will be qualifying by breach of any of the previous requirements, while the second will be to assess and analyze the alternatives based in technical, environmental and economic standards that have passed the first phase, by the "Weighted average method" and "PRESS method" and choosing one of them as the optimal. Finally we will design the plant with the obtained solution including also guidelines for the construction, maintenance and operation, as well as a rough idea of costs and environmental impacts.

In this way the initial objectives of this project are achieved, resulting the ending.

Keywords: Depuration, Extensive, Wetland, Horizontal, Subsurface.

3. INTRODUCCIÓN

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO

Aguaviva es una población turolense perteneciente a la comarca del Bajo Aragón, situada en el Sistema Ibérico a una altitud de 549 metros sobre el nivel del mar y con coordenadas X=736364,04 Y=4522830,37 Huso30



Ilustración 1: Situación de Aguaviva en Aragón

Su término municipal tiene una superficie de 42,2 km² con forma aproximadamente triangular como se puede ver en la Ilustración 2: Término municipal de Aguaviva, siendo uno de sus lados el río Guadalope (de oeste a norte) que lo separa del término municipal de Mas de las Matas (Teruel), otro el río Bergantes (de este a norte) con el término municipal de La Ginebrosa (Teruel), y el lado situado en la zona sur linda con los términos de Abenfigo (Teruel), Las Parras de Castellote (Teruel) y Zorita del Maestrazgo (Castellón).

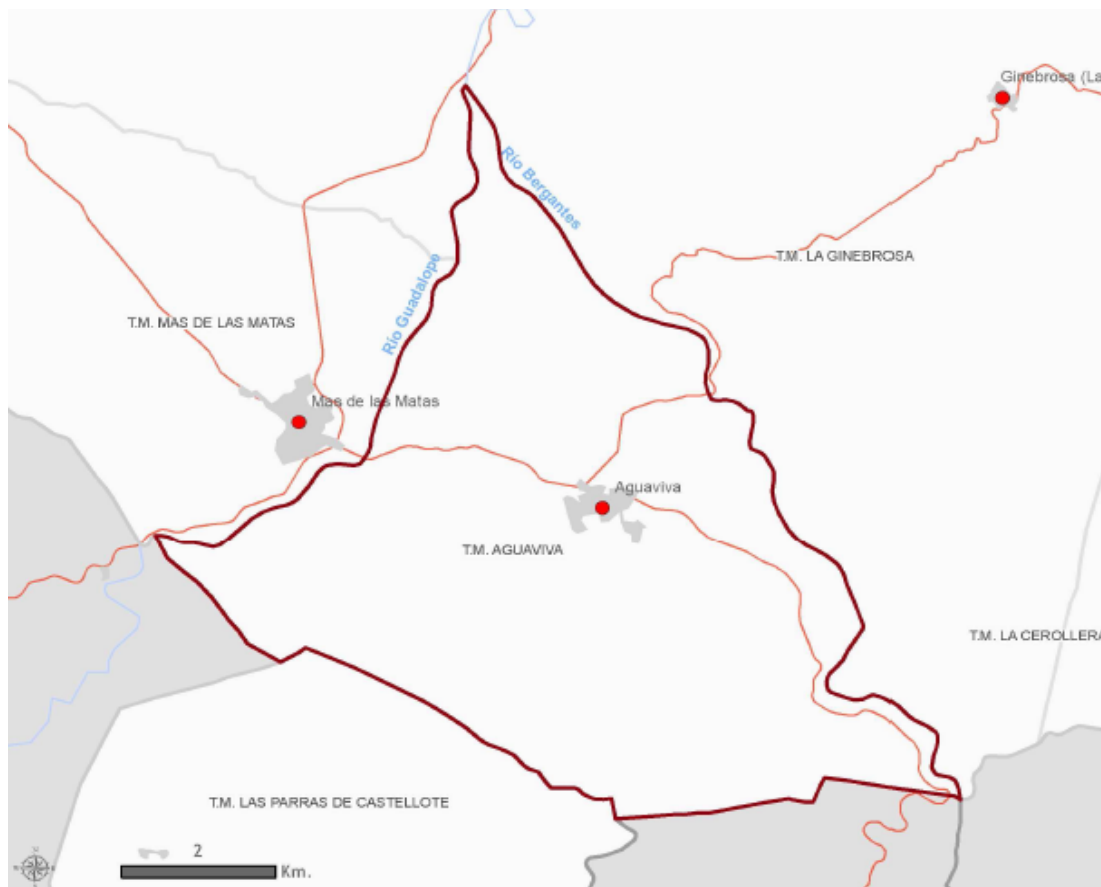


Ilustración 2: Término municipal de Aguaviva

3.2. ANTECEDENTES

Proteger y asegurar la calidad del entorno físico y biológico que nos rodea es una obligación moral que además se ha visto reforzada en los últimos años por gran cantidad de legislación y normativa europea, española, autonómica...

Dentro de ese entorno, uno de los aspectos particulares y de suma importancia es el agua, como base y requisito indispensable para cualquier forma de vida en nuestro planeta. Es por esto que debemos asegurar unos niveles adecuados de calidad de la misma, centrándonos principalmente en no alterar de forma negativa sus condiciones naturales por acción de nuestras actividades.

Se han realizado numerosas actuaciones relacionadas con este aspecto en núcleos o aglomeraciones de gran tamaño y que representan una gran carga contaminante, lo cual es lógico ya que se debía empezar por reducir las afecciones que causan mayores trastornos, y con ello se han conseguido beneficios muy importantes. Pero una vez llegados a este punto toca actuar sobre aquellos pequeños núcleos y

puntos de vertido que individualmente pueden parecer insignificantes en comparación con los de mayor tamaño, pero que en conjunto representan un importante volumen de carga contaminante.

Según información del CEDEX en España existen unas 6.000 aglomeraciones de menos de 2.000 habitantes equivalentes cuyas aguas residuales no disponen de un tratamiento adecuado. El conjunto de todas ellas representaba en el año 2008 una carga contaminante de entre tres y cuatro millones de habitantes equivalentes lo cual es una cantidad nada despreciable. Concretando en nuestra comunidad autónoma, de los 731 municipios que existen en Aragón 680 tienen una población inferior a 2.000 habitantes, lo cual da una idea de la dispersión de la población y de la importancia y necesidad de tratar adecuadamente sus aguas residuales.

Tras los primeros pasos dados con el "Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de 1995", le siguieron el "Plan Nacional de Calidad de las Aguas, Saneamiento y Depuración 2007-2015" del Ministerio de Medio Ambiente y el "Plan Especial de Depuración de Aguas Residuales de Aragón" del Instituto Aragonés del Agua, los cuales abordan también la depuración de las aguas de las pequeñas aglomeraciones urbanas, ya que ha sido insuficientemente estudiada y valorada en este segmento de población..

Queda por tanto justificada la necesidad de depuración de las aguas residuales en el municipio de Aguaviva (Teruel), que está incluido en la Zona 10 B del "Plan Especial de Depuración de Aguas Residuales de Aragón", cuya población real según el censo poblacional de 2014 es de 605 habitantes. De los datos que aparecen en dicho plan sólo utilizaremos la población de diseño que se fija en 1.500 habitantes equivalentes, ya que las estimaciones que se hacen en el mismo tanto de caudales como de concentraciones son genéricas y similares para todas las poblaciones, y poco tienen que ver con los datos reales obtenidos en la campaña de muestreo que veremos en los apartados 4.1.2 y 4.1.3.

Actualmente no existe depuradora pero la obra para la construcción de una EDAR convencional con tratamiento de Fangos Activos mediante Aireación Prolongada está aprobada y adjudicada con fecha 5 de Agosto de 2008 según se recoge en el BOE nº 240 de Octubre de ese mismo año, a la "U.T.E. Copisa Constructora Pirenaica, Sociedad Anónima - Copisa Proyectos y Mantenimientos Industriales, Sociedad Limitada - Estructuras Aragón, Sociedad Anónima Unipersonal" con un presupuesto base de licitación de 876.748,65 €, pero no se ha iniciado por desacuerdos entre las partes e incumplimiento de contrato por parte de dichas empresas como así se hace

saber en el BOE nº 301 de Diciembre de 2013.

Además de estos contratiempos e impedimentos se añade que el Ayuntamiento de Aguaviva no está de acuerdo con que la mejor solución al problema sea la construcción de una EDAR convencional, principalmente por motivos económicos tanto de construcción como de su posterior mantenimiento, que son excesivamente elevados para un municipio de estas características y dimensiones.

3.3. OBJETIVOS

El objetivo principal será determinar cuál es la mejor solución para la depuración de las aguas residuales urbanas del municipio de Aguaviva (Teruel), a través del estudio, análisis y valoración de diferentes alternativas.

Para la selección de la solución óptima se tendrán en cuenta diferentes factores y criterios técnicos, ambientales y económicos, pero se dará especial importancia a lo económico (tanto costes de implantación como de mantenimiento) ya que suele ser el limitante principal en las pequeñas poblaciones (hasta 2.000 h-eq), y es el motivo principal de la oposición del Ayuntamiento de Aguaviva a la construcción de una EDAR convencional. Primarán los criterios económicos siempre y cuando las aguas efluentes que se vierten al medio natural cumplan con lo establecido en la Directiva del Consejo de la Comunidad Europea de 21 de mayo de 1991 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (91/271/CEE).

En esta Directiva no se fija un tratamiento específico para vertidos en aguas dulces y estuarios procedentes de aglomeraciones de menos de 2.000 habitantes equivalentes, sino que independientemente de las características del medio receptor se habla de "Tratamiento adecuado (T. A.)" (Tabla 1: Tratamientos exigidos por Directiva 91/271/CEE), entendiendo como tal aquel tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante cualquier proceso y/o sistema de eliminación en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplan los objetivos de calidad y las disposiciones pertinentes de la presente y de las restantes Directivas comunitarias, tal y como sale definido en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

VERTIDO EN AGUAS DULCES Y ESTUARIOS				
Tamaño aglomeración	Zona menos sensible	Zona normal alta montaña	Zona normal	Zona sensible
0 - 2.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 - 10.000 h-e	T.1º	T.2º	T.2º	T.2º
> 10.000 h-e	T.2º	T.2º	T.2º	T.M.R.

Tabla 1: Tratamientos exigidos por Directiva 91/271/CEE

A pesar de esta imprecisión tomaremos como referencia las características que se le exigen al vertido en otros casos, intentando que se cumplan siempre que sea posible y más aún en caso de interferir con alguna "Zona de Especial Protección".

CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS AL VERTIDO	
Descripción	Valor / Unidad
SS salida	≤ 35 mg/l
DQO salida	≤ 125 mg/l
DBO5 Salida	≤ 25 mg/l

Tabla 2: Características exigidas al vertido

3.4. ESTADO ACTUAL DEL VERTIDO

La red de saneamiento del municipio es de tipo unitario y cuenta con un único punto de vertido que está situado a unos 500 metros en línea recta al noreste de la zona habitada más cercana.



Ilustración 3: Punto de vertido actual



Ilustración 4: Situación del punto de vertido

A partir del punto que señalado en la imagen anterior donde finaliza el colector, las aguas residuales discurren por una zanja hecha en el propio terreno a lo largo de varios campos y con vegetación típica de aguas fecales como son los carrizos.



Ilustración 5: Detalle de la zanja de vertido actual

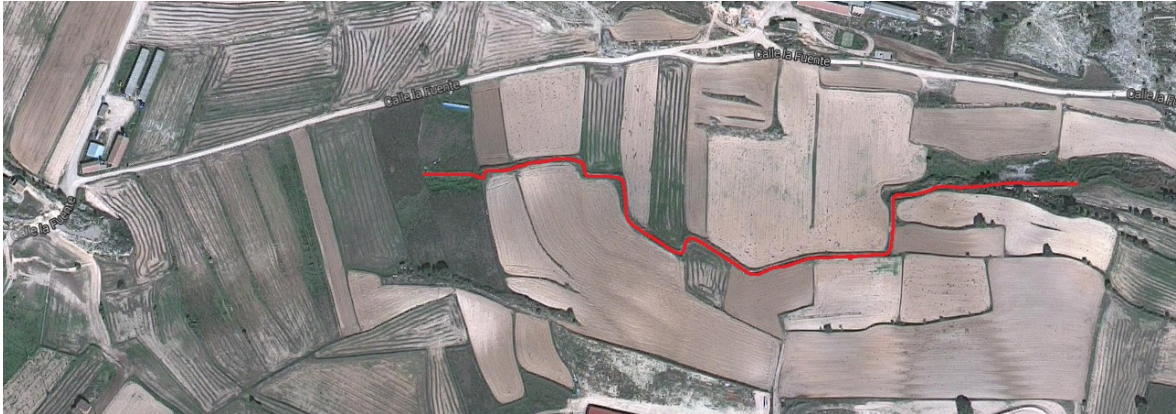


Ilustración 6: Trazado de la zanja de vertido actual

El problema de esta solución es el riesgo de contaminación por infiltración directa e incontrolada de las aguas residuales en el terreno, además de que cuando existen caudales mayores de lo habitual la longitud de la zanja no es suficiente, y al no existir tampoco un punto final concreto donde se realice un vertido controlado, surgen problemas de inundaciones de campos en la zona final, inundación del camino e incluso podría llegar el agua sin tratar al río Bergantes.



Ilustración 7: El vertido abandona el camino en dirección al río



Ilustración 8: Aparición de aguas residuales en el camino

3.5. DOCUMENTACIÓN ADMINISTRATIVA Y LEGAL

- Norma UNE 50135 "Presentación de informes científicos y técnicos".
- Norma UNE 50136 "Documentación. Presentación de tesis y documentos similares".

UNIÓN EUROPEA

- Directiva del Consejo 91/271/CEE, de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales. (DOCE 135/L, de 30-05-91).
- Directiva 98/15/CE de la Comisión de 27 de febrero de 1998, por la que se modifica la Directiva 91/271/CEE del Consejo en relación con determinados requisitos establecidos en su anexo I. (DOCE 67/L, de 7-03-98).

NACIONAL

- Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. (BOE 312, de 30-12-95).
- Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. (BOE 77, de 29-03-96).
- Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre, por el que se modifica el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-Ley 11/95, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. (BOE 251, de 20-10-98) (C.e BOE 286, de 30-11-98).
- Resolución de 28 de abril de 1995 (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Vivienda), por la que se publica el Acuerdo del Consejo de Ministros de 17 de febrero de 1995, que aprueba el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales (1995-2005). (BOE 12-05-95)

ARAGÓN

- Ley 9/1997, de 7 de noviembre. Aguas residuales. Saneamiento y depuración. (BOA 132, de 14-11-97).
- Plan Especial de Depuración de Aguas Residuales de Aragón del IAA (Instituto Aragonés del Agua).

4. DESARROLLO

4.1. BASES DE DISEÑO

4.1.1. Población

Como se ha comentado en la introducción la población de Aguaviva es de 605 habitantes según el censo del año 2014. Se encuentra bastante concentrada en el núcleo urbano ya que, según un informe del Instituto Aragonés de Estadística (IAEST), solamente 3 de esos 605 habitantes se consideran como población diseminada.

Si nos fijamos en la evolución de la población vemos que, aparte de algún pequeño repunte aislado de población debido a campañas del ayuntamiento para traer ciudadanos extranjeros, la tendencia en los últimos años es claramente decreciente. Por este motivo se decide que la estimación de población en el futuro será considerar exactamente el mismo número de habitantes que en la actualidad.

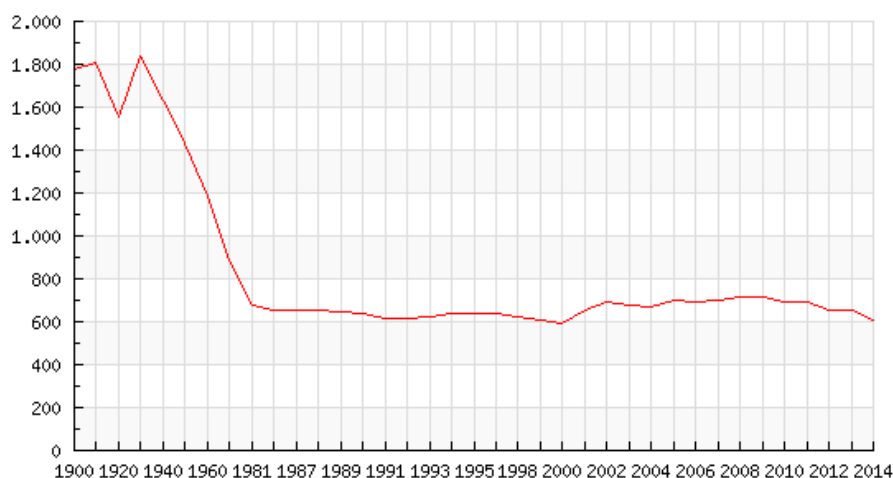


Ilustración 9: Evolución de la población en Aguaviva

A partir de los datos de caudales y concentraciones obtenidos en la campaña de muestreo llevada a cabo por la empresa encargada del proyecto y que se explica más detalladamente en el apartado 4.1.2, podemos determinar que el caudal medio de vertido de la red de saneamiento es 151,90 m³/día y la concentración media de DBO₅ es 330,25 mg/L.

Con estos datos y asignando para cada habitante teórico 60 gr O₂/ día, nos quedaría que las muestras obtenidas corresponden a una población aproximada de 836 habitantes equivalentes. En periodos vacacionales, cuando el municipio alberga

muchos visitantes, se estiman 1500 habitantes equivalentes como base de diseño.

Dentro de esta población de diseño, además de la población fija y estacional, se incluyen también otras actividades que se desarrollan en el núcleo urbano (dos supermercados de pequeño tamaño, dos peluquerías, cuatro bares – restaurante, un almacén de fruta, un secadero de jamones y un hotel) pero todas ellas dentro de la consideración de aguas residuales urbanas.

4.1.2. Caudales

Los resultados que obtendremos en los siguientes apartados, tanto de caudales como de concentraciones y cargas contaminantes (apartados 4.1.3 y 4.1.4 respectivamente), se obtienen a partir de cálculos y estimaciones propias a partir de una referencia de datos reales de muestras tomadas por la empresa responsable del "Proyecto constructivo EDAR Aguaviva" (COPISA, 2009), los cuales están incluidos en el Anejo 2 de dicho proyecto. Dicho muestreo se realizó en el único punto de vertido de la red de saneamiento del municipio, durante 4 días (del 4 al 7 de Julio de 2004, ambos inclusive), midiendo el caudal y tomando muestras de agua residual con intervalos máximos de 4 horas durante las 24 horas del día y conservadas a una temperatura de 4°C hasta su análisis en el laboratorio.

4.1.2.1. Caudal medio diario

A partir de todas las medidas tomadas en ese periodo de tiempo se calcula que el caudal medio de aguas residuales que desagua en el punto de vertido de la red de saneamiento es 151,90 m³/día.

4.1.2.2. Caudal diario de diseño

A partir de este caudal y habiendo calculado también que la concentración de DBO₅ corresponde a 836 habitantes equivalentes, podemos obtener la dotación aproximada para cada uno de ellos.

$$Dotación = \frac{151,90 * 1000}{836} = 181,70 \text{ litros/h-eq*día}$$

Dado que estas muestras se tomaron en los primeros días del mes de Julio y existirán otros meses con mayores precipitaciones y también otros en los que la población será mayor debido al turismo, se decide incrementar la dotación con un margen de seguridad y fijarla en 200 litros por habitante equivalente y día. Para esta estimación se ha considerado que en esa "dotación de saneamiento" están incluidas tanto las precipitaciones como las posibles aguas parásitas que se infiltrasen a lo largo

de la red de saneamiento, y también el agua destinada a servicios públicos como por ejemplo el riego de zonas verdes. Es por ésto que la estimación que se hace resulta mayor que la dotación de abastecimiento, la cual según el INE se aproximaba en España a 160 l/h*d en el año 2006, y en Aragón entre 150 y 165 l/h*d.

Finalmente podemos calcular los caudales diarios de diseño a partir de las dotaciones asignadas, tanto para la población fija (836 h-eq) como para la estacional (1500 h-eq), mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{diario de diseño}} = \frac{\text{Población}(h-eq) * \text{Dotación}(l/h-eq*d)}{1000 l/m^3}$$

Quedando los siguientes datos:

HAB. EQ.	hab.eq.	836	1500
DOTACIÓN	lit/h.eq*día	200	200
CAUDAL	m ³ /día	167,2	300

Tabla 3: Caudales diarios de diseño

Nos quedamos para el diseño con el caudal para población estacional de 1500 habitantes equivalentes, que será 300 m³/día.

Como comprobación acudimos al "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010) en el que se recomienda aplicar un coeficiente de seguridad sobre el caudal medio diario de aguas residuales urbanas en torno a 2 (según norma ATV-198 E), y nunca menor de 1,8. Si calculamos la relación entre el caudal diario de diseño que hemos obtenido en función de nuestras estimaciones de dotación y población (300 m³/d) y el caudal medio diario procedente de la toma de datos reales (151,90 m³/d), resulta que hemos aplicado un coeficiente de seguridad de 1,97 que es prácticamente igual que el que recomienda la norma antes mencionada.

4.1.2.3. Caudal horario de diseño

Dividiendo el caudal diario de diseño (300 m³/día) entre 24 horas, obtenemos el caudal medio horario de diseño que será 12,50 m³/h.

4.1.2.4. Caudal punta de diseño

En las pequeñas poblaciones (<2.000 h-eq) las variaciones de caudal a lo largo del día son mucho mayores que en poblaciones de mayor tamaño, pudiendo llegar a ser el caudal punta hasta 3 o 4 veces el caudal medio en algunos momentos del día.

Para el cálculo del caudal punta se aplica sobre el caudal medio horario (12,50 m³/h) un coeficiente punta de 2,5 conforme a lo indicado en el “Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones” (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010), en el que recomienda este valor para poblaciones de entre 1000 y 2000 habitantes equivalentes.

Por lo tanto el caudal punta de diseño que adoptaremos será igual a 31,25 m³/h.

4.1.2.5. Caudal mínimo de diseño

Se estima que el caudal mínimo que llegue a la planta sea el 50% del caudal medio horario, por lo que nos quedará un valor de 6,25 m³/h.

4.1.2.6. Valores de caudales

En resumen, los caudales a tener en cuenta son los siguientes:

CAUDALES		
Q medio diario	151,90	m3/d
Q diario diseño	300,00	m3/d
Q horario diseño	12,50	m3/h
Q punta	31,25	m3/h
Q mínimo	6,25	m3/h

Tabla 4: Resumen de caudales

4.1.3. Concentraciones

4.1.3.1. Medidas

Los datos reales de concentraciones medias diarias procedentes de la campaña de muestreo que se ha descrito en el apartado anterior son:

CONCENTRACIONES		Día 1	Día 2	Día 3	Día 4
DQO	mg/l	835,00	715,00	242,00	679,00
DBO5	mg/l	398,00	528,00	175,00	220,00
SS	mg/l	481,00	262,00	182,00	283,00
Ntk	mg/l	73,40	30,20	23,10	28,30
N-NH4	mg/l	56,30	19,00	19,20	26,00
Pt	mg/l	15,00	10,20	7,20	6,80

Tabla 5: Datos reales de concentraciones

4.1.3.2. Medias

A partir de estos datos hacemos la media de los cuatro días para cada uno de los parámetros analizados:

CONCENTRACIONES MEDIAS		
DQO	mg/l	617,75
DBO5	mg/l	330,25
SS	mg/l	302,00
Ntk	mg/l	38,75
N-NH4	mg/l	30,13
Pt	mg/l	9,80

Tabla 6: Concentraciones medias

Conociendo ya estos valores de concentración podemos adelantar que se trata de un vertido fácilmente biodegradable, porque la relación DBO_5/DQO es aproximadamente 0,5.

4.1.3.3. Reducción mínima afluente-efluente

A partir de estas concentraciones medias se calcula el porcentaje mínimo de reducción que debemos conseguir para DQO, DBO_5 y Sólidos en suspensión, en base a las concentraciones máximas que se le exigen al efluente una vez aplicado el tratamiento, vistas en el apartado 3.3Objetivos.

SALIDA	Concent. (mg/l)	Reducción (%)
DQO	125	79,77
DBO5	25	92,43
SS	35	88,41

Tabla 7: Porcentajes de reducción de concentración

Como ya se ha comentado en ese mismo apartado, estos valores no son de obligado cumplimiento pero los tomamos como si lo fueran por precaución, y más aún cuanto más nos aproximemos a la franja de terreno colindante al cauce del río por ser una zona especialmente sensible..

4.1.4. Cargas contaminantes

A partir de las concentraciones medias calculadas en el apartado anterior obtendremos las cargas contaminantes (kg/día) proporcionales al caudal diario de

diseño calculado (300 m³/día) y que corresponden a una población de 1.500 habitantes equivalentes, mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$Carga\ contaminante\ (kg/d) = \frac{Concentración\ (mg/l) * Caudal\ de\ diseño\ (m^3/d)}{1000}$$

Además de las cargas contaminantes para tiempo seco se calculan también las cargas en caso de lluvia mediante la aplicación de coeficientes multiplicadores, cuyo valor varía en función del parámetro, tal y como aparece en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

		SECO	Coef.	LLUVIA
DQO	kg/día	185,33	1,50	277,99
DBO5	kg/día	99,08	1,50	148,61
SS	kg/día	90,60	2,00	181,20
Ntk	kg/día	11,63	1,20	13,95
N-NH4	kg/día	9,04		
Pt	kg/día	2,94	1,20	3,53

Tabla 8: Cargas para tiempo seco y de lluvia

Se ha supuesto que los valores de cargas obtenidos a partir de las muestras reales corresponden a tiempo seco porque éstas fueron tomadas en el mes de Julio, que precisamente es el mes con menores precipitaciones de todo el año en Aguaviva, como veremos en el apartado 4.1.6Clima.

4.1.5. Características del fango

Los fangos o lodos de depuradora que se generarán en nuestro caso, al no existir vertidos industriales que aporten contaminantes tóxicos y/o peligrosos, serán considerados residuos no peligrosos.

Para su gestión será de aplicación la Ley 22/2011 de Residuos que potencia la prevención de la contaminación y prima la reutilización y reciclaje frente a su almacenamiento en vertederos aunque éstos sean controlados. También se establecen directrices relativas a la valorización de estos subproductos con su aplicación a la agricultura o su valorización energética en los "Planes Nacionales de Lodos de Depuradora" (PNLD 2001-2006 y PNLD 2008-2015). La aplicación directa al suelo de fangos de depuradora sin tratar está prohibida por la Directiva Europea 86/278/CEE

que fue transpuesta en España por el Real Decreto 1310/1990.

Además, tal y como aparece en el "Plan Especial de Depuración de Aguas Residuales de Aragón" (IAA) y como también recoge el "Proyecto constructivo EDAR convencional de Aguaviva" (COPISA), los valores que se exigen a los fangos a la salida de la planta en cuanto a estabilidad y sequedad son los siguientes:

CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS AL FANGO		
Descripción	Valor / Unidad	
Estabilidad (en % peso de MSV/MS)	≤ 65	%
Sequedad (en % peso de materia seca)	≥ 20	%

Tabla 9: Características exigidas al fango

4.1.6. Clima

La temperatura media anual es de 13.5°C, siendo Julio el mes más caluroso del año con un promedio de 22.3°C y Enero el mes más frío con 5.4°C. La diferencia máxima de las temperaturas medias a lo largo del año es de 16.9°C.

La precipitación anual es de 465 mm., siendo el mes más seco Julio con 20 mm., y Mayo el que tiene las mayores precipitaciones con 61 mm. La diferencia en la precipitación entre el mes más seco y el mes más lluvioso es de 41 mm.

CLIMOGRAMA

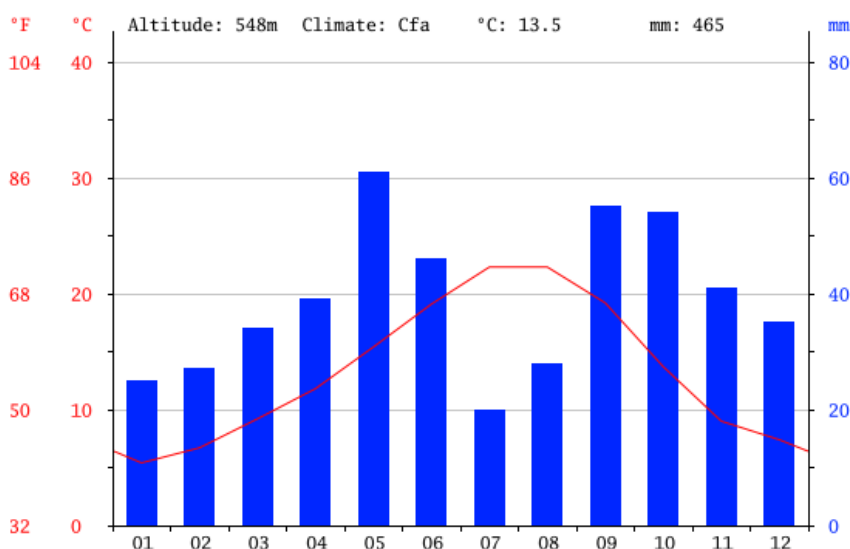


Ilustración 10: Climograma

4.1.7. Zonas de especial protección

Los parámetros de concentración de contaminantes del agua que salga de nuestra planta deberán ser los habituales ya que la zona del término municipal donde se vierten actualmente las aguas residuales, que será donde implantaremos nuestra solución, no está comprendida dentro de los límites de zonas naturales especialmente sensibles o protegidas.

Podemos ver en la Ilustración 11: ZEPA Río Guadalope - Maestrazgo que los límites de la Zona de Especial Protección para las Aves (ZEPA) de la zona "Río Guadalope - Maestrazgo" sí que llegan hasta el término municipal de Aguaviva por la parte occidental (límite superior derecho de la zona marcada en color naranja), pero no incluyen el núcleo urbano de la población y menos aún la zona de estudio de este trabajo, la cual está situada al noreste de la población.

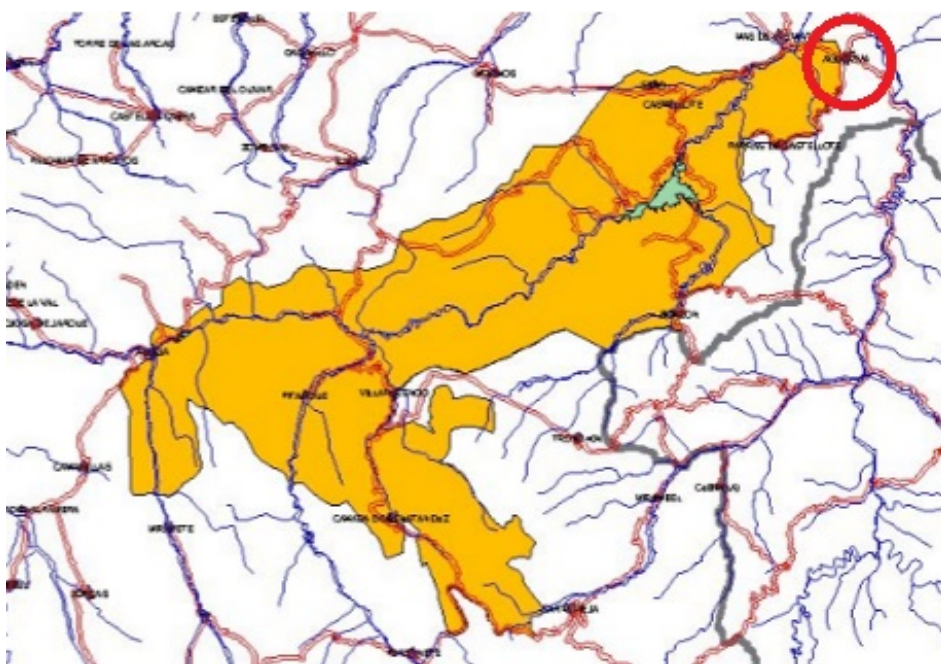


Ilustración 11: ZEPA Río Guadalope - Maestrazgo

Sin embargo, sí que existe una estrecha franja de terreno a ambos lados del río que está declarado Lugar de Importancia Comunitaria (LIC), que aunque no afecta a la futura ubicación de la solución de depuración sí que habría que tenerla en cuenta en caso de que hubiese que realizar vertidos directamente al río o a la zona de ribera contigua al curso de agua. Podemos ver dicha franja de terreno LIC en la ribera del río Bergantes en la Ilustración 12: LIC Río Bergantes.



Ilustración 12: LIC Río Bergantes

4.1.8. Geología

La caracterización geológica se realiza en base a la información que nos aportan los Mapas Geológicos de España (MAGNA) publicados por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Casualmente nuestra zona de estudio queda repartida entre dos hojas diferentes de dichos mapas, por lo que se han consultado las hojas 519 (Aguaviva) y 520 (Peñarroya de Tastavins), las cuales se muestran a continuación señalando en rojo y ampliando con mayor detalle la zona que nos interesa.

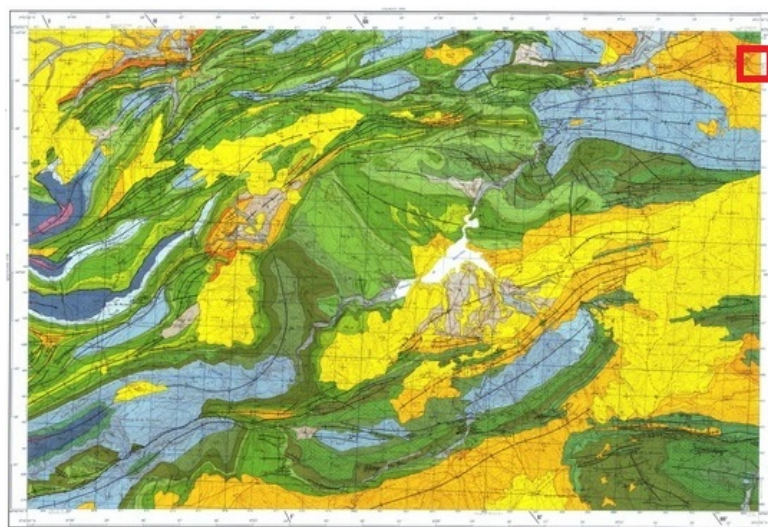


Ilustración 13: Mapa Geológico - Hoja 519

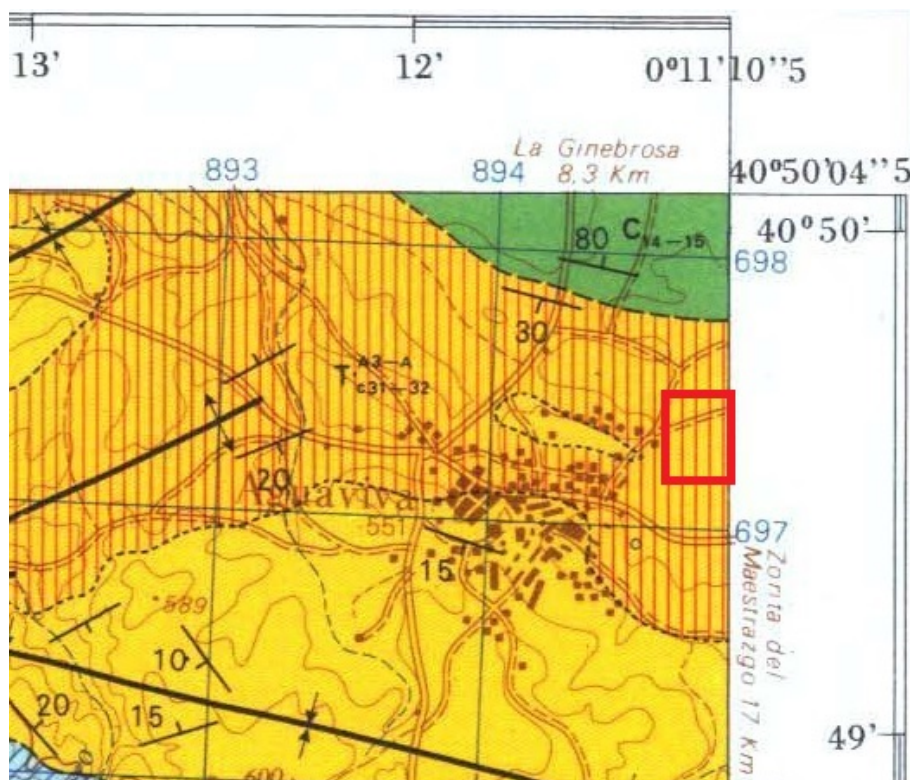


Ilustración 14: Mapa Geológico - Hoja 519 (Detalle Aguaviva)

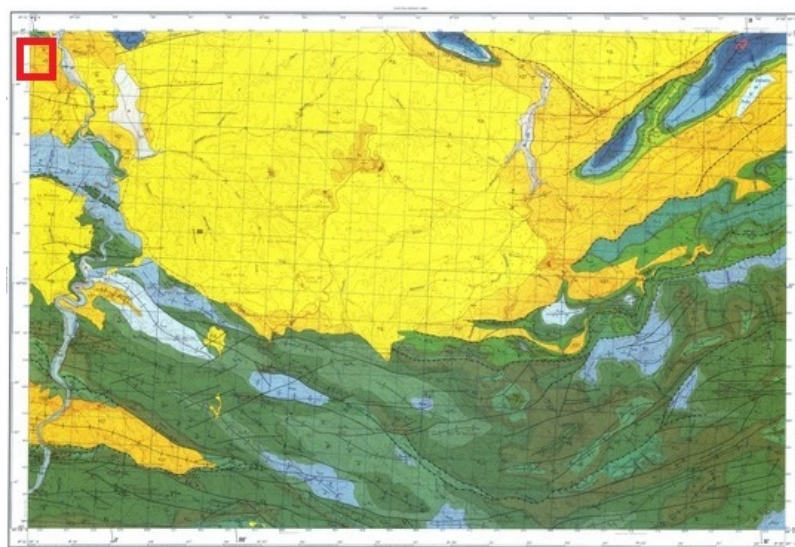


Ilustración 15: Mapa Geológico - Hoja 520

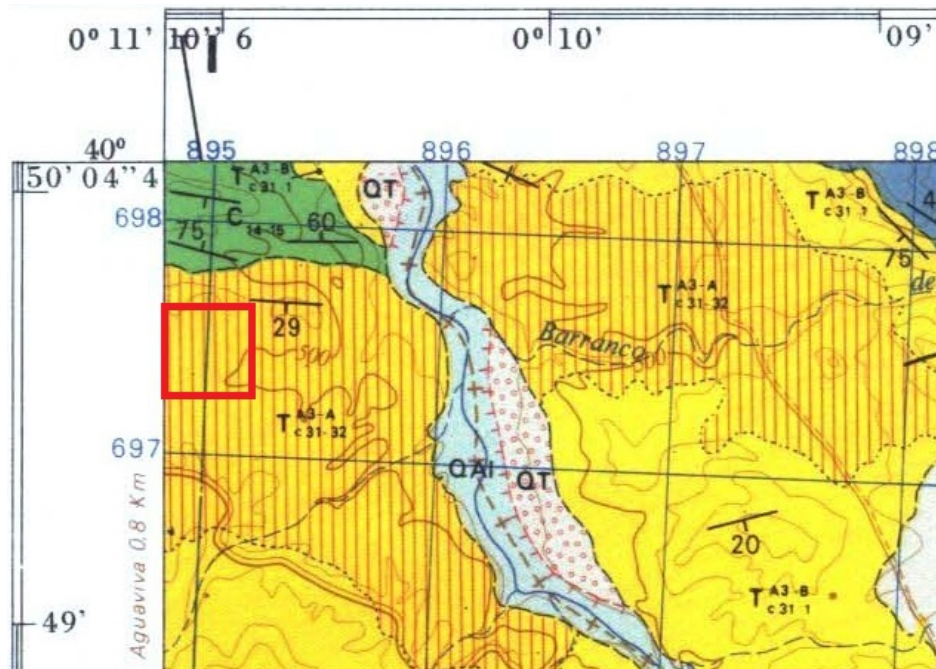


Ilustración 16: Mapa Geológico - Hoja 520 (Detalle Aguaviva)

Consultando la leyenda de los mapas para descifrar los códigos gráficos concluimos que esta zona está compuesta por margocalizas y calizas alternadas con conglomerados, arcillas y areniscas.

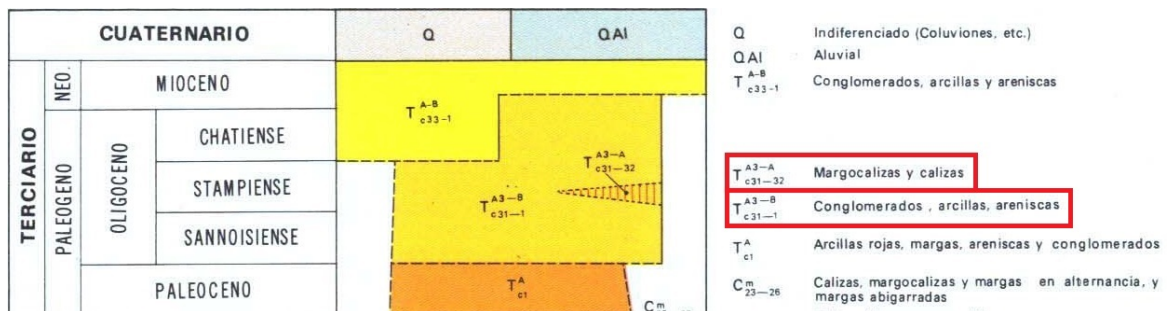


Ilustración 17: Leyenda de los Mapas Geológicos

Como hemos visto en las fotografías aéreas en apartados anteriores, actualmente la zona está ocupada por campos de cultivo por lo que en la superficie se encontrarán los materiales disgregados, de granulometría pequeña y mezclados con pequeñas piedras, quedando en un nivel inferior la roca.

Además se ha consultado el "Proyecto constructivo EDAR de Aguaviva" (COPISA, 2009), que en su Anejo 9 contiene un informe de estudio geotécnico de una parcela muy cercana a las que nos interesan, realizado por GEODESER. Tras analizar en el

laboratorio las muestras de terreno extraídas determina que el terreno se compone de tres niveles principalmente:

- Nivel vegetal de 0,30 metros de espesor (Superficial).
- Conjunto de limo arcilloso de espesor 1,15 metros, por debajo del anterior.
- Margocalizas y calizas hasta una profundidad de 8 metros (límite del sondeo).

En ningún caso tomaremos estos niveles y espesores como ciertos para nuestros terrenos, porque a pesar de la cercanía serán algo distintos. Lo que sí nos aporta este estudio son datos reales, que sumados a los de los mapas geológicos nos permiten sacar como conclusión que la superficie será bastante permeable, dato importante a la hora de valorar la posible implantación de algunos de los sistemas naturales de depuración.

4.1.9. Topografía

A continuación se incluye un fragmento del mapa topográfico 520-1 descargado del SITAR a escala 1:5.000, en el que podemos ver las cotas a las que están los terrenos de la zona sobre la que se situará la solución de depuración que resulte más adecuada. Si nos fijamos en las cotas podemos deducir que la pendiente del terreno en esta zona es casi nula, ya que varían muy poco en distancias considerables. Además se trata de campos de cultivo, que suelen ser bastante planos.

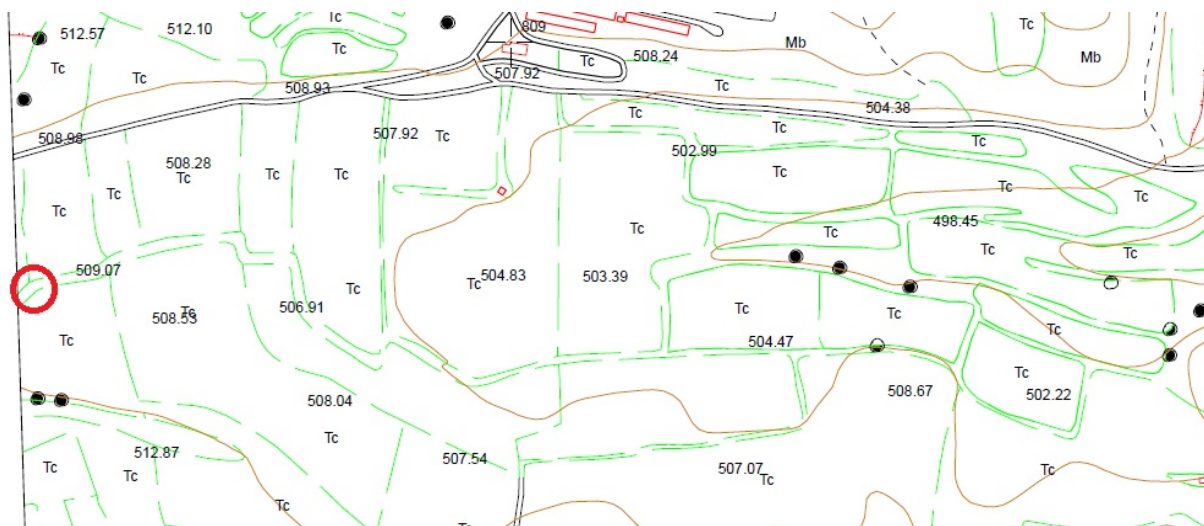


Ilustración 18: Mapa topográfico (520-1)

El círculo rojo indica el punto exacto del vertido actual de la red de saneamiento que ya se describió en el apartado 3.4 Estado actual del vertido.

4.1.10. Hidrología

4.1.10.1. Nivel freático

A partir de los sondeos del terreno descritos en el apartado 4.1.8 Geología obtenemos la información de que en ninguna de las prospecciones se han encontrado niveles de agua subterránea, lo cual era de esperar por la distancia existente desde la zona de estudio hasta el río. Por lo tanto el nivel freático no se encuentra cercano a la superficie en esta zona y no será un condicionante decisivo a la hora de seleccionar la solución más adecuada, aunque no debemos descartar totalmente la posibilidad de contaminación de las aguas subterráneas debido a la infiltración de aguas residuales ya que nunca se puede asegurar que éstas no vayan a llegar hasta cierto nivel de infiltración influenciadas por las precipitaciones u otros factores decisivos.

4.1.10.2. Inundabilidad

El objetivo de este apartado es determinar las cotas del terreno que serían seguras para la implantación del sistema de depuración de aguas residuales. No se realizarán todos los cálculos, sino que se sacará una conclusión propia y motivada a partir de los datos y cálculos que se incluyen en el Anejo 5 del "Proyecto constructivo EDAR Aguaviva" (COPISA, 2009)

El "Pliego de condiciones técnicas particulares" para la adjudicación de la construcción de la planta de depuración impone las siguientes condiciones de criterios de inundabilidad, relativas a las afecciones del sistema implantado en función de avenidas con distintos periodos de retorno del río Bergantes:

- "Las avenidas de 50 años de periodo de retorno deben ser compatibles con tanques vacíos y con el funcionamiento totalmente normal de la planta y sus capacidades totales de desagüe en condiciones ordinarias de diseño."
- "Para el periodo de retorno de 100 años, no se deben producir desbordamiento de aparatos ni de pozos, ni inundaciones de la parcela de la depuradora, aunque se puedan alterar temporalmente las condiciones normales de desagüe, poner en carga colectores, perder resguardo en vertederos, etc."
- "Las avenidas de 500 años de periodo de retorno no deben producir daños catastróficos ni poner en riesgo la integridad de la planta ni de las personas que trabajen en ella."

"Todo lo anterior deberá tenerse en cuenta al fijar la línea piezométrica y las cotas de urbanización de la solución ofertada, aunque no se tengan datos exactos, de forma razonablemente justificada."

Teniendo en cuenta ésto analizamos los valores de los caudales asociados a dichos periodos de retorno, que se calculan a partir de los niveles medidos en la Estación de Aforos 9031 del río Bergantes en Zorita, los cuales son de dominio público y acceso gratuito y han sido facilitados por la Confederación Hidrográfica del Ebro a través del CEDEX.

A partir de la serie de datos obtenidos se realiza un análisis de estadística hidrológica de valores extremos. En este caso la función de ajuste se realiza mediante la ley de distribución de frecuencias para el estudio de valores extremos de GUMBEL.

Con todo lo anterior obtenemos los valores de caudales, a los cuales se les aplica un coeficiente de seguridad del 10%.

Pr (AÑOS)	Caudal punta en m ³ /s	Coficiente de seguridad 10%
50	627 m ³ /s	689 m ³ /s
100	733 m ³ /s	806 m ³ /s
500	978 m ³ /s	1076 m ³ /s

Ilustración 19: Caudales punta del río Bergantes

A continuación se realizan varias simulaciones con el programa HEC-RAS en el que previamente se han introducido datos topográficos para crear el modelo tridimensional del tramo del cauce y de la cuenca que vamos a analizar.

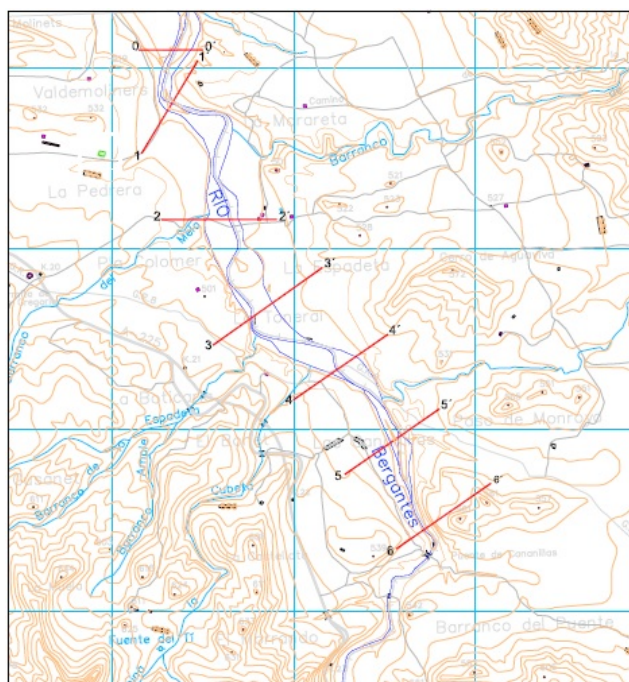


Ilustración 20: Secciones del río en HEC-RAS

En este caso nos interesará saber hasta que cota llega la lámina de agua (manchas de inundación) sobre todo en las secciones 1 y 2 que son las más próximas a nuestra zona de estudio, y así poder determinar a partir de que cota es seguro situar nuestra planta.

Analizamos los perfiles transversales del terreno en ambas secciones del río (secciones 1 y 2) obtenidos con el programa MDT e incluidos en el mismo anejo, y vemos que el punto más deprimido del cauce del río tiene una cota de aproximadamente 450 metros.

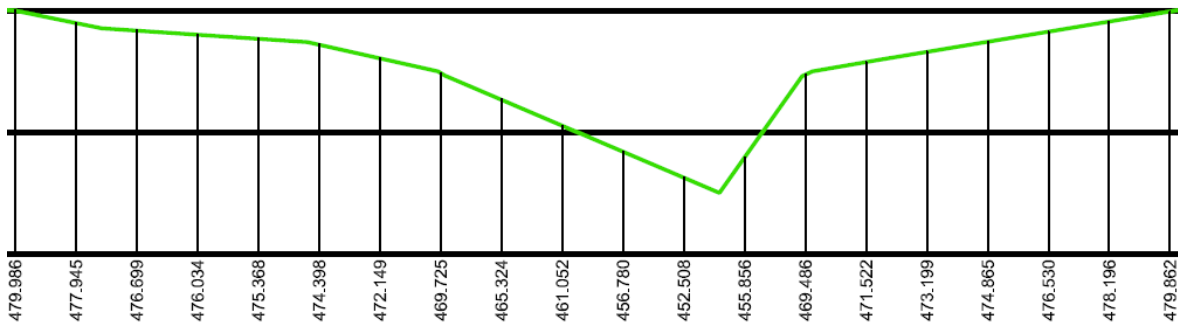


Ilustración 21: Sección 1 del río (MDT)

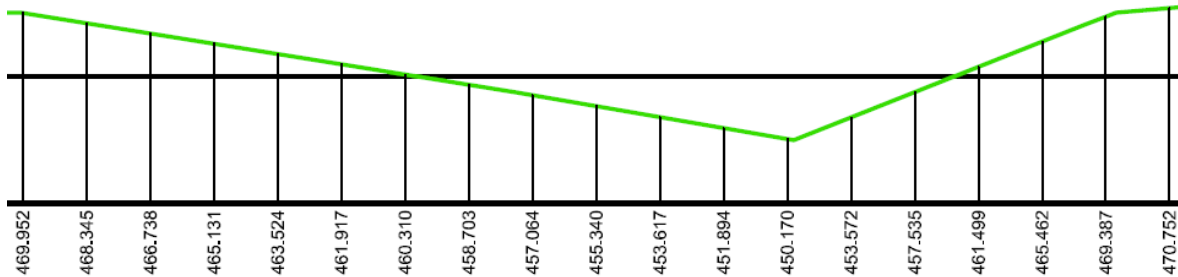


Ilustración 22: Sección 2 del río (MDT)

Fijándonos en los datos correspondientes a la diferencia entre la elevación de la lámina de agua y la cota del fondo del cauce obtenidos de la simulación con el programa HEC-RAS, vemos que el punto donde se produce un valor mayor para dicha diferencia de cotas es la sección 2 cuando se le aplica un caudal de 500 años de periodo de retorno (1.076 m³/s), siendo ésta de 13 metros. Sumando esta diferencia de niveles (13 metros) a la cota real aproximada del fondo del cauce (450 metros), obtenemos el valor de la mayor altura a la que podrá llegar el agua (463 metros).

Por lo que la conclusión de este apartado es que si el punto de menor cota de nuestra planta está por encima de 463 metros de altitud, estará a salvo de posibles afecciones por inundaciones.

Será recomendable no ajustarse mucho a esa cota y dejar un margen de seguridad, aunque si no hubiese más remedio que situarlo a esa cota no supondría un gran problema porque ya hemos incluido un factor de seguridad al sobredimensionar el caudal un 10%.

Aunque en el "Plan Especial de Depuración de aguas residuales de Aragón" únicamente se pone como condición respetar el periodo de retorno de 100 años, seguiremos las pautas explicadas en este apartado para cumplir con el pliego y, al mismo tiempo, tener mayor margen de seguridad.

4.1.11. Precio de la depuración

Respetando las condiciones del "Contrato de concesión de obra pública para la elaboración de proyectos y construcción de estaciones depuradoras" incluidas en la zona 10 del "Plan Especial de Depuración de Aragón", según aparece en el BOE nº 240 con fecha sábado 4 de Octubre de 2008, el precio de la depuración deberá ser de 0,1530 €/m³ aproximadamente.

4.2. PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS

A continuación se presentan de forma descriptiva los sistemas de depuración de aguas residuales que se estudiarán para las distintas fases de tratamiento.

Aunque la población de diseño en nuestro caso es de 1.500 habitantes equivalentes, como la población fija corresponde a 836 habitantes equivalentes tendremos en consideración tanto las tecnologías especialmente recomendadas para el rango de 500 a 1.000 h-eq como para 1.000 a 2.000 h-eq, considerando que se pueden extrapolar las estimaciones y dimensionamiento mientras las diferencias no sean extremas.

La clasificación que se realiza en este apartado es generalista y orientativa, y podrá ser modificada en caso de que la solución final implicase la combinación de varias tecnologías. Además, algún tipo de tratamiento que en este apartado se clasifique como secundario podrá ser utilizado como terciario o de afino, o incluso como tratamiento primario si fuese interesante para los resultados que buscamos.

4.2.1. Pretratamiento

En función de las granulometrías y concentraciones a su entrada que exija la solución elegida para las fases posteriores del tratamiento, de la necesidad y frecuencia de mantenimiento que requieran y de si éstas implican necesariamente

realizar conducción de la red eléctrica hasta el lugar, se decidirá el tipo, cantidad y disposición de rejas y tamices, así como si son de accionamiento automático o manual.

4.2.2. Tratamientos Primarios

El Real Decreto-Ley 11/95 define tratamiento primario como "el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO5 de las aguas residuales que entren se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%".

4.2.2.1. Fosas Sépticas (FS)

Permiten reducir el contenido en sólidos en suspensión de las aguas residuales mediante procesos físicos y biológicos, uniendo tratamiento primario y secundario en una sola etapa del tratamiento.

Con los procesos físicos conseguimos que los sólidos sedimentables presentes en el agua se vayan acumulando en el fondo mientras los flotantes (aceites, grasas...) van formando una capa sobre la superficie. El líquido que queda entre la capa de fangos y la de flotantes es el agua tratada.

La parte orgánica de los sólidos acumulados en el fondo sufre procesos biológicos y empieza a descomponerse en condiciones anaerobias, reduciendo su volumen y desprendiendo biogás en forma de burbujas, las cuales en su ascenso a la superficie interfieren en los procesos de sedimentación antes descritos. Para minimizar este efecto se diseña la fosa séptica con varias cámaras conectadas entre sí para permitir el paso del agua clarificada a través de orificios a media altura (para evitar el paso de fangos y flotantes) y que ésta encuentre unas nuevas condiciones más propicias para la sedimentación. Este proceso se repite tantas veces como cámaras existan.

Vemos pues que no solo se producen procesos de decantación sino que también se produce digestión a causa del largo tiempo que permanecen los fangos dentro de las cámaras y las condiciones que en ellas se dan. Ésto nos proporciona fangos digeridos lo cual simplifica mucho su gestión una vez retirados.

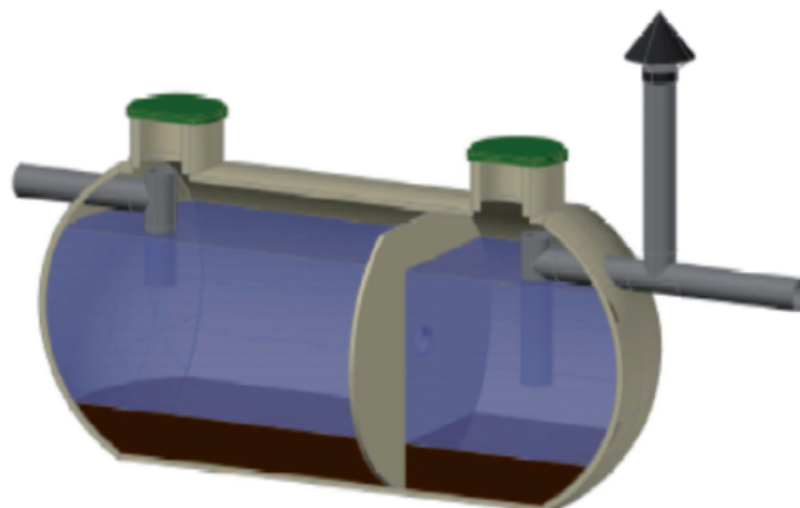


Ilustración 23: Fosa Séptica de dos cámaras

La utilización de fosas sépticas es común y está especialmente recomendado para sistemas de depuración individuales, descentralizados y en aglomeraciones de tamaño muy pequeño (< 200 h-eq) por lo que en principio queda descartado para nuestro caso particular.

4.2.2.2. Tanques Imhoff (TI)

Al igual que los anteriores, permiten reducir el contenido en sólidos en suspensión de las aguas residuales mediante procesos físicos y biológicos, por lo que también combina decantación y digestión (primario y secundario) y simplifica la gestión de los fangos tras su retirada.

La base de funcionamiento es la misma que en las fosas sépticas, pero la disposición de los elementos es diferente. Todos los procesos se desarrollan en un único depósito en cuyo interior se alojan unas placas que separan la zona superior (sedimentación) de la inferior (digestión), y cuya configuración deja una abertura que permite el paso de las partículas hacia la parte inferior pero no el paso de las burbujas de biogás hacia la zona superior donde comienza la sedimentación, sino que las desvía para que asciendan por los laterales y no interfieran en el proceso de decantación.

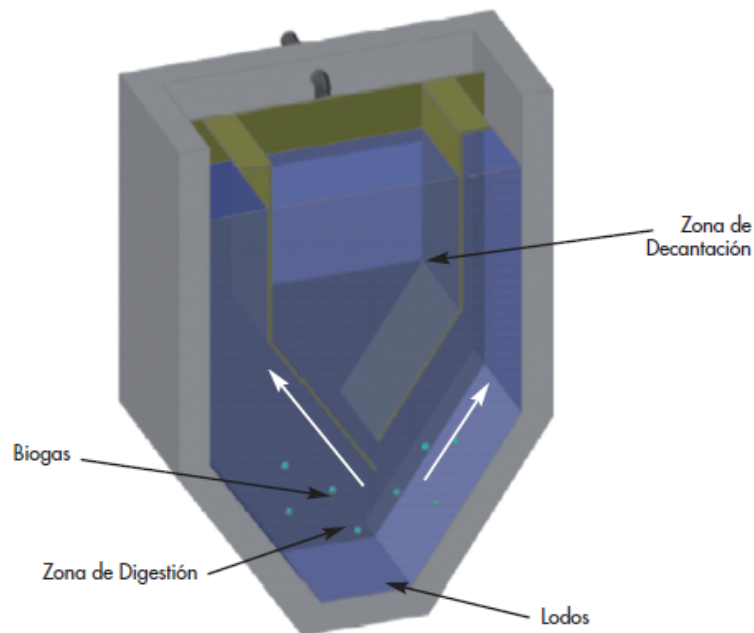


Ilustración 24: Tanque Imhoff

Se emplean principalmente para el tratamiento de aguas residuales de sistemas individuales o aglomeraciones de hasta 500 h-eq, pero instalando varias unidades en paralelo puede ampliarse hasta los 1.000 habitantes equivalentes.

4.2.2.3. Decantadores Primarios (DP)

A diferencia de los anteriores, en este tipo de tratamiento primario sólo se dan procesos físicos ya que no se dejan los fangos en el fondo suficiente tiempo ni se dan las condiciones para que se produzca la digestión anaerobia de los mismos. Por lo tanto sólo se eliminarán sólidos sedimentables y flotantes, y la posterior gestión de los fangos implicará mayor complejidad al no estar digeridos.

Clasificación según su funcionamiento:

- Estáticos: Todas sus partes son fijas.
- Dinámicos: Disponen de elementos electromecánicos de recogida de flotantes o para conducir los lodos del fondo hacia la zona de extracción.

Clasificación según su geometría:

- Circulares (Cilindrocónicos): Flujo de agua radial, con alimentación central y desagüe perimetral.
- Rectangulares (Cúbicos): Flujo de agua paralelo a eje mayor, con alimentación y desagüe por ejes menores.

Clasificación según las direcciones relativas del agua y el sedimento:

- Flujo Horizontal: El sedimento se desplaza en dirección perpendicular a la del agua.
- Flujo Vertical: El sedimento se desplaza en dirección paralela al flujo de agua, pero en sentido contrario.
- Flujo Lamelar: Es de flujo vertical pero en su interior se alojan unas planchas o lamelas casi paralelas a la dirección del agua, aumentando así la superficie del sedimentador y con ello su eficiencia y carga hidráulica.

Clasificación en función de la retirada de los lodos del fondo:

- Colectores: Disponemos parte de la solera (parte cónica generalmente) con pendiente mayor que la pendiente de talud del sedimento, para que se concentre todo en la zona de recogida.
- Barrido mecánico: Arrastramos los sedimentos hasta la zona de evacuación mediante una lámina que se desplaza por el fondo.
- Succión: Extraemos los sedimentos mediante bombas desde la zona de recogida.

Normalmente se utiliza más de uno de los sistemas de retirada de fangos en un mismo decantador.

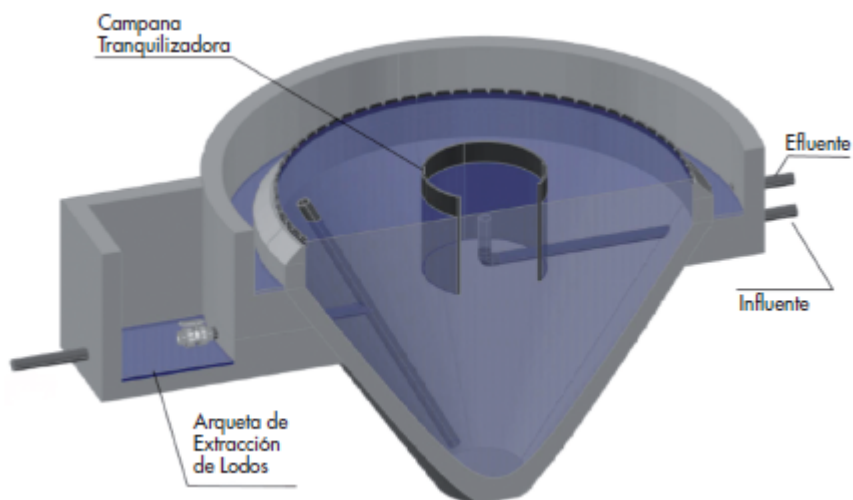


Ilustración 25: Decantador Primario Estático, Circular, Flujo Vertical, Colector y Succión.

Especialmente recomendados para aglomeraciones con más de 1.000 h-eq.

4.2.2.4. Lagunas Anaerobias

Son lagunas o depósitos abiertos en su superficie, de gran profundidad (3-5 m.), en los que se producen procesos físicos y biológicos. En realidad es la primera de las tres etapas que forman el tratamiento secundario de Lagunaje que veremos más adelante, pero puede utilizarse individualmente como tratamiento primario aunque realmente combina primario y secundario en una única etapa, similar a lo que veíamos para las Fosas Sépticas y los Tanques Imhoff.

Al estar las aguas residuales en reposo se produce sedimentación de partículas que se depositan en el fondo. A pesar de no estar cerradas por la parte superior, la costra que se forma en la superficie del agua y la gran profundidad de la laguna provocan la ausencia de oxígeno en toda la masa de agua excepto en la zona cercana a la superficie. Todo esto, unido al largo periodo de tiempo que se dejan los fangos dentro de la laguna (5-10 años), da como resultado la degradación anaerobia de la parte orgánica de los fangos del fondo y la liberación de biogás hacia la superficie quedándonos fangos digeridos y estables.

Los inconvenientes de la liberación de burbujas de biogás y los beneficios de obtener fangos estabilizados son los mismos que los descritos para Fosas Sépticas y Tanques Imhoff. Además, por su largo periodo de permanencia dentro de la laguna, prácticamente eliminamos de las tareas y costes de mantenimiento la retirada de fangos y cuando se realice bastará con deshidratarlos.

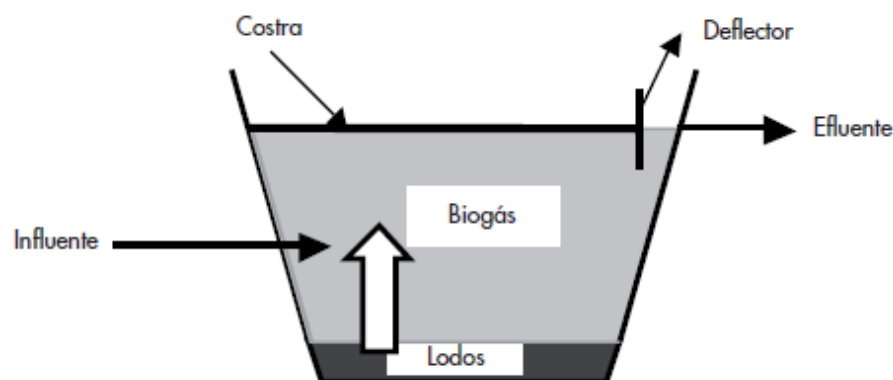


Ilustración 26: Laguna Anaerobia

4.2.3. Tratamientos Secundarios Extensivos

“Las tecnologías extensivas se caracterizan principalmente porque los procesos de depuración transcurren a velocidad natural (sin aporte de energía) y además se desarrollan en un único reactor-sistema” (Metcalf & Eddy, 2000). Otra cosa será que interese o sea necesario, para cumplir con los objetivos, disponer varias en serie y/o en paralelo, pero cada una de ellas seguirá cumpliendo estos requisitos.

No se considerarán como posibles soluciones para la fase de tratamiento secundario aquellas que impliquen infiltración directa de las aguas residuales en el terreno (Filtros Verdes, Zanjas Filtrantes e Infiltración-Percolación sin impermeabilización) debido a la gran dificultad de control y a los riesgos de contaminación de aguas subterráneas y suelos que conlleva. Sin embargo sí que se tendrán en cuenta como posible tratamiento terciario o de afino, donde los niveles de concentración de sustancias contaminantes presentes en las aguas residuales procedentes del tratamiento secundario son mucho menores y cumplen con los requisitos exigidos.

4.2.3.1. Humedales Artificiales (HA)

Consisten en hacer circular las aguas residuales a través de zonas húmedas artificiales, produciéndose la depuración de las mismas por procesos físicos, químicos y biológicos.

Reproducimos los procesos de eliminación de contaminantes que se dan en las zonas húmedas naturales pero con variantes artificiales que mejoran y optimizan dichos procesos, como por ejemplo el confinamiento e impermeabilización del humedal, el uso de sustratos diferentes al original como soporte para la vegetación y para la biopelícula microbiana, o la elección de las plantas emergentes acuáticas (macrófitas) que también serán soporte para la biopelícula, además de facilitar la filtración y adsorción de constituyentes de las aguas y oxigenar el sustrato.

4.2.3.1.1. Flujo Superficial o Flujo Libre (HAFS)

El agua circula por encima del sustrato y la depuración se produce por el paso de la misma a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente, lugar donde también se forma la biopelícula bacteriana. La alimentación de agua puede ser continua o intermitente, y su oxigenación se produce directamente ya que circula en lámina libre en contacto con la atmósfera.

Suele utilizarse como tratamiento de afino de aguas procedentes de tratamientos secundarios más que como un tratamiento secundario propiamente dicho.

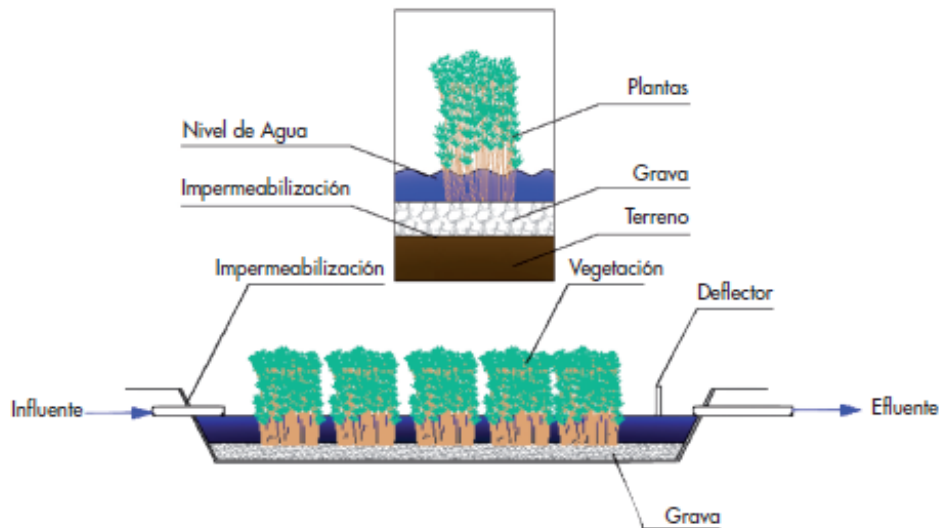


Ilustración 27: Humedal Artificial de Flujo Superficial

4.2.3.1.2. Flujo Subsuperficial (HAFSs)

La circulación del agua en este caso es subterránea a través de un medio granular que hace de lecho filtrante. Se dan procesos similares a los de otros tratamientos basados exclusivamente en la filtración del agua residual a través de un lecho.

En función de la dirección del flujo de agua, los HAFSs pueden ser:

- HAFSs Horizontal: La alimentación de agua se realiza de forma continua y su oxigenación se produce a través de las raíces de las plantas. Esta oxigenación es escasa lo que conlleva que se den condiciones anaerobias, produciendo efluentes con ausencia de oxígeno disuelto. Cuando el agua llega al final del lecho granular es evacuada a la arqueta de salida a través de una tubería flexible, que según su inclinación permite controlar el nivel de encharcamiento dentro del humedal en función de las necesidades.

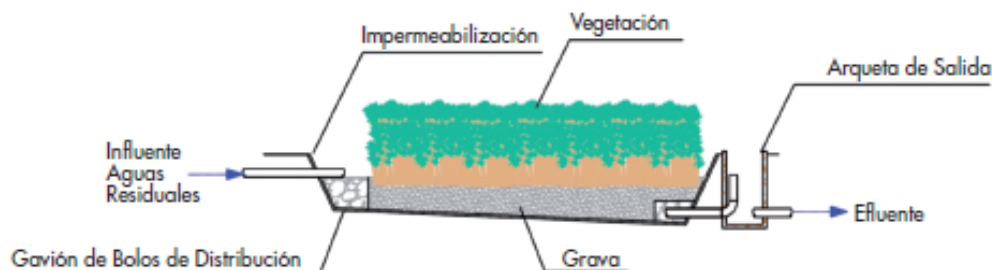


Ilustración 28: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal

- HAFSs Vertical: La alimentación de agua se realiza de forma intermitente mediante bombeos o sifones, y la oxigenación se produce gracias a esta alternancia de inundación y secado además de un sistema de ventilación, produciendo efluentes oxigenados y libres de malos olores. El espesor del lecho granular es mayor que en los anteriores y el agua es evacuada del fondo mediante una red de drenaje dispuesta a lo largo y ancho de todo el lecho.

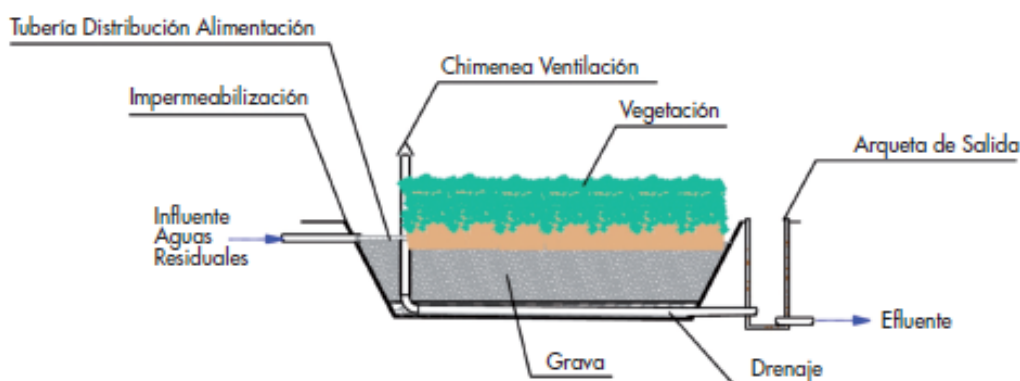


Ilustración 29: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical

4.2.3.2. Filtros Intermitentes de Arena (FIA)

Son lechos formados por arena, poco profundos (0,6-1,1 m.), alimentados intermitentemente por un sistema de distribución de agua superficial y su evacuación se realiza mediante una red de drenaje situada en el fondo, por lo que el agua atraviesa verticalmente el sustrato filtrante de forma similar a los HAFSs Vertical. La oxigenación se consigue gracias a la ya mencionada alimentación discontinua de agua y a la ventilación del sistema de drenaje del fondo.

Esta tecnología se basa en tres mecanismos: primero la filtración del agua en la superficie del filtro, a continuación la adsorción de contaminantes por la biopelícula que se forma alrededor de las partículas de arena, y por último la oxidación biológica de la materia contaminante retenida y adsorbida anteriormente.

4.2.3.2.1. FIA Sin Recirculación

El agua sólo atraviesa el filtro una vez y se vierte el total del efluente. Suele emplearse en poblaciones de 1.000 h-eq como mucho, en las que una sola pasada del agua a través del lecho suele ser suficiente para alcanzar los niveles deseados.

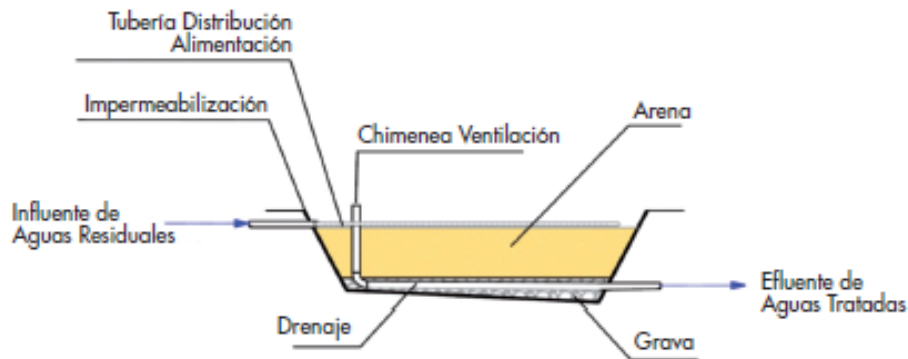


Ilustración 30: Filtro Intermitente de Arena Sin Recirculación

4.2.3.2.2. FIA Con Recirculación

Tras atravesar el filtro, el agua se lleva a una cámara de recirculación donde se mezcla con los efluentes procedentes del tratamiento primario para diluir la concentración, y una parte de esta mezcla se vuelve a hacer pasar por el filtro. Para esta solución se suele emplear un sustrato de granulometría mayor que cuando no existe recirculación.

Esta solución es aplicable a poblaciones de entre 1.000 y 2.000 h-eq.



Ilustración 31: Filtro Intermitente de Arena Con Recirculación

4.2.3.3. Infiltración-Percolación Modificada (I-P m)

Como ya se ha comentado en la introducción del apartado 4.2.3 Tratamientos Secundarios Extensivos, no consideramos como posible solución de tratamiento secundario la Infiltración - Percolación Tradicional ya que consiste en la aplicación directa de las aguas residuales en el terreno, con la dificultad de control y riesgos de contaminación que ello conlleva. Esta modalidad se reservará, si procede y es necesario, como posible tratamiento de afino, donde los niveles de contaminación de las aguas son mínimos y cumplen la exigencias de vertido al medio.

Por lo tanto en este apartado nos centraremos en el sistema modificado que cuenta con una capa impermeabilizante entre el terreno natural y los elementos que componen el sistema, quedándonos una solución casi idéntica a los Filtros Intermitentes de Arena (FIA), cuyos mecanismos básicos de funcionamiento ya se han explicado en el apartado correspondiente. Además en la aplicación de esta solución, como en otras similares, deberemos disponer más de uno en paralelo para poder alternarlos y realizar la alimentación de agua intermitentemente, manteniendo así las condiciones aerobias.

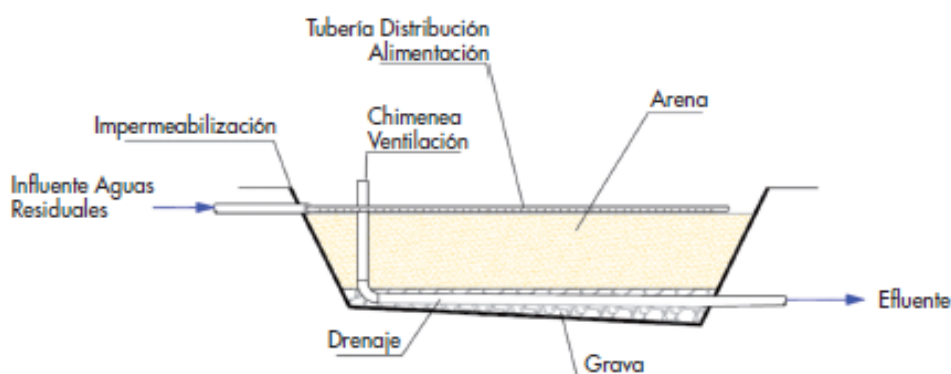


Ilustración 32: Infiltración - Percolación Modificada

Nos encontramos con las mismas limitaciones de población equivalente que en los FIA Sin Recirculación, por lo que el rango máximo será 500-1.000 h-eq.

4.2.3.4. Filtros de Turba (FT)

Son lechos contenidos en recintos de obra en los que la alimentación de agua residual se realiza de manera intermitente por la superficie y la recogida mediante canales o tuberías de drenaje situados en el fondo, por lo que el agua discurre con flujo vertical. La principal diferencia con otras tecnologías vistas anteriormente, además de la construcción, material y geometría del recinto que la contiene, es que el lecho se compone de varios niveles o capas de distintos materiales, siendo éstos habitualmente, de arriba a abajo, turba, gravilla y grava. Es en la capa superficial (turba) donde se produce realmente la depuración mediante una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, siendo la función del resto de estratos inferiores básicamente la de retener a los que tiene por encima.

Cuando los filtros están operativos la velocidad de infiltración de las aguas va disminuyendo a medida que aumenta el tiempo de funcionamiento debido, principalmente, a los sólidos retenidos en la superficie de la turba y a la biomasa que

se desarrolla entre sus partículas. Por este motivo es necesario establecer ciclos operativos que alternen el funcionamiento y que respeten periodos de reposo de 10-12 días.

Con cargas orgánicas elevadas no alcanzan su rendimiento habitual y tampoco suelen llegar al mínimo exigido, pero para pequeñas aglomeraciones, cargas orgánicas moderadas y con tratamiento primario previo presentan rendimientos similares a los de los HAFSs Vertical, estando especialmente recomendados para rangos de población de hasta 1.000 h-eq.

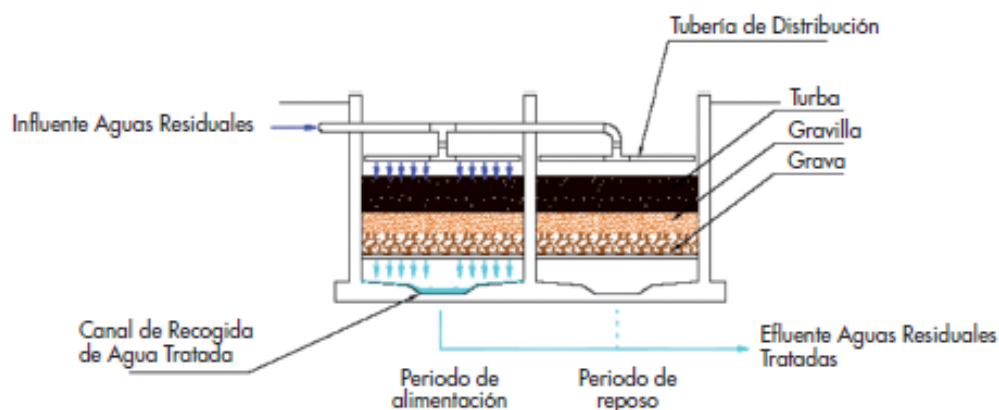


Ilustración 33: Filtro de Turba (Sección transversal)

4.2.3.5. Lagunaje (LA)

Consiste en disponer varias lagunas conectadas en serie (Anaerobia, Facultativa y de Maduración), siendo cada una de menor profundidad que la anterior para que se den unas condiciones con mayor presencia de oxígeno que en su predecesora.

4.2.3.5.1. Lagunas Anaerobias

Como ya se ha comentado en el apartado 4.2.2.4Lagunas Anaerobias cuando se han explicado como posible solución para Tratamientos Primarios, son lagunas o depósitos abiertos en su superficie, de gran profundidad (3-5 m.), en los que se producen procesos físicos y biológicos en condiciones anaerobias, cumpliendo el doble objetivo de, por un lado reducir la materia en suspensión (sedimentable y flotante), y por el otro la estabilización de los fangos acumulados en el fondo.

Un aspecto a destacar es que en esta etapa prácticamente eliminamos las tareas y costes de mantenimiento por retirada de fangos, ya que se hace cada 5, 10 o incluso 20 años, y cuando se realice bastará con deshidratarlos porque ya están estabilizados.

Podemos ver su esquema de funcionamiento en la Ilustración 26: Laguna Anaerobia.

4.2.3.5.2. Lagunas Facultativas

Tras abandonar la primera laguna el agua llega a otra de menor profundidad (1,5-2 m.) y cuya superficie es mucho mayor que la anterior. La principal diferencia con las anteriores es que aquí la zona anaerobia se reduce a la zona del fondo donde se acumulan los fangos, siendo la zona aerobia, que se extiende desde la superficie hasta la mitad de la profundidad aproximadamente, la que más espacio ocupa. Entre ambas queda una zona o estrato intermedio de condiciones muy variables que alterna ciclos con y sin presencia de oxígeno, en la cual predominan las bacterias facultativas.

El principal objetivo en esta laguna es la biodegradación de la materia orgánica en condiciones aerobias principalmente, y conseguimos la presencia de oxígeno en la mayor parte de la masa de agua gracias a la presencia de microalgas, a los procesos desarrollados por éstas y al viento que produce aireación superficial gracias a su gran extensión.

En la siguiente imagen se aprecian los tres estratos en los que se divide, así como los procesos que se dan en cada zona y los elementos y compuestos que se transfieren entre ellas.

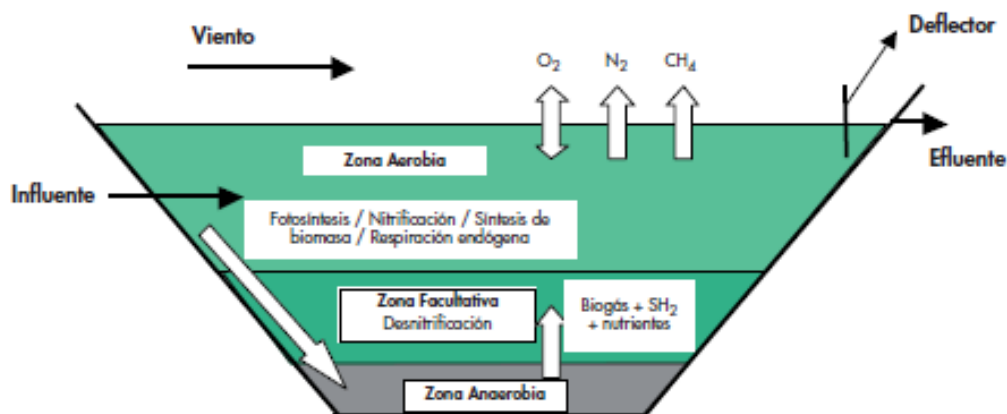


Ilustración 34: Laguna Facultativa

4.2.3.5.3. Lagunas de Maduración

En esta última etapa del tratamiento se dispone una laguna de muy poca profundidad (0,8-1 m.) para favorecer la penetración de la radiación solar a través de todo el volumen de agua. Ésto, unido a que el afluente que reciben tiene ya unas

cargas orgánicas muy bajas, nos dará un sistema que se caracterizará más por sus altos porcentajes de eliminación de organismos patógenos (procesos de filtración, predación, efecto bactericida de la radiación UV...), que por la eliminación de sólidos en suspensión, que no es muy elevada debido a que ya casi no quedan en el agua, permitiéndonos obtener efluentes muy oxigenados.

Las lagunas de maduración también suelen usarse individualmente como afino de otros tratamientos de depuración debido a su alto poder desinfectante, o como sistema de homogeneización de los efluentes finales para hacer frente a las distorsiones que provocan las lluvias intensas en otros sistemas de tratamiento.

En resumen, el sistema de lagunaje completo, con sus tres lagunas consecutivas, está recomendado especialmente para aglomeraciones de hasta 1.000 habitantes equivalentes, disminuyendo su eficacia para rangos de población mayores. Además, como veremos más adelante, no alcanza el rendimiento de eliminación mínimo exigido para DQO, DBO5 y SS que necesitamos, y sus elevados requisitos de superficie hacen difícil su implantación. Sin embargo sí que puede resultar interesante considerar por separado las Lagunas Anaerobias como tratamiento primario y las de Maduración como tratamiento terciario o de afino, en caso de ser necesario.

4.2.4. Tratamientos Secundarios Intensivos

Estos tratamientos consisten en procesos de depuración que, a diferencia de los extensivos, transcurren secuencialmente en tanques y reactores a velocidades aceleradas debido al aporte de oxígeno con equipos electromecánicos, por lo que los procesos se desarrollarán generalmente en ambientes aerobios.

Podemos clasificar las tecnologías intensivas de manera general en:

- Fangos Activos (Biomasa en Suspensión):
 - Aireación Prolongada (AP)
 - Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR)
- Biopelícula (Biomasa Fija):
 - Lechos Bacterianos (LB)
 - Contactores Biológicos Rotativos (CBR)
 - Biomasa Fija sobre Lecho Móvil (MBBR)

4.2.4.1. Aireación Prolongada (AP)

Es una variante del proceso de Fangos Activos, que se basa en aplicar un tratamiento aerobio al agua residual mediante un cultivo de microorganismos en

suspensión, los cuales al recibir un aporte artificial de oxígeno desarrollan procesos de biodegradación y de biosíntesis, obteniendo como resultado un efluente clarificado. Para conseguirlo aprovechamos la gran capacidad de éstos para la floculación de la materia y su consecuente sedimentación por gravedad.

Como ya se ha mencionado, las condiciones aerobias en el reactor se consiguen con un aporte de oxígeno mediante técnicas de aireación y agitación con equipos electromecánicos. Además de oxigenar, también conseguimos mantener la biomasa en suspensión y la homogeneización del "licor mezcla".

Pueden ser:

- Neumáticos - Aire Comprimido (Atmosférico u Oxígeno puro):
 - Tubos sumergidos (Grandes burbujas)
 - Tubos perforados o Aspersores (Medias burbujas)
 - Difusores o Placas porosas (Finas burbujas)
- Mecánicos:
 - Turbinas (Eje vertical)
 - Cepillos rotativos (Eje horizontal)
- Mixtos (Aire comprimido repartido mecánicamente)

Los sistemas de Aireación Prolongada se caracterizan por sus muy elevados tiempos de retención hidráulica y celular dentro del reactor (altas edades de fangos), consiguiéndose la estabilización aerobia de los fangos con largos periodos de aireación, y obteniéndose como consecuencia una carga másica muy baja en el mismo.

Una de las principales diferencias del sistema de Aireación Prolongada con respecto a otros sistemas de Fangos Activos que veremos a continuación es que la oxidación biológica ocurre en un reactor o cuba, y la decantación en otro distinto y separado. Es decir, que tras permanecer la mezcla en el reactor durante el tiempo adecuado (tiempo de retención hidráulica), pasa a un decantador secundario donde obtenemos por un lado el efluente clarificado y por otro los fangos, una parte de los cuales se recirculan de nuevo al reactor biológico y el resto (fangos en exceso) se purgan, se mezclan con los fangos procedentes del decantador primario y se les aplica el tratamiento adecuado (espesamiento, estabilización, digestión, deshidratación...).

Existen multitud de esquemas funcionales en función, por ejemplo, del número de reactores y sedimentadores, de la disposición de éstos, del modo en que se alimenta el reactor y del flujo del agua dentro de él. A continuación se incluye como

ejemplo un esquema básico del proceso convencional con flujo en pistón dentro del reactor:

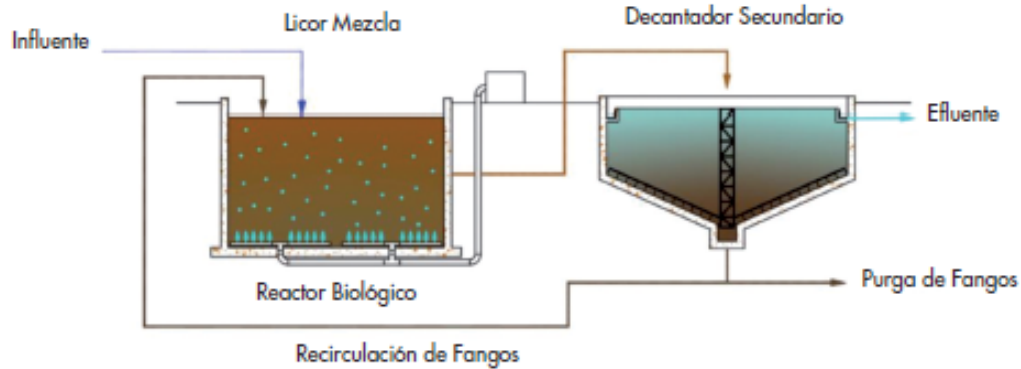


Ilustración 35: Aireación Prolongada (Esquema convencional)

Dentro de las poblaciones pequeñas es aplicable en el rango de 50 a 2.000 h-eq, pero está especialmente recomendado para aglomeraciones con más de 500 h-eq o cuando se exija la eliminación de nitrógeno total.

4.2.4.2. Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR)

Es otra variante de procesos de Fangos Activos pero en este caso, a diferencia del anterior, la degradación de contaminantes y la decantación se llevan a cabo en un único reactor, en distintas fases a lo largo del tiempo que dura un ciclo. A modo de esquema esas fases podrían ser las siguientes:

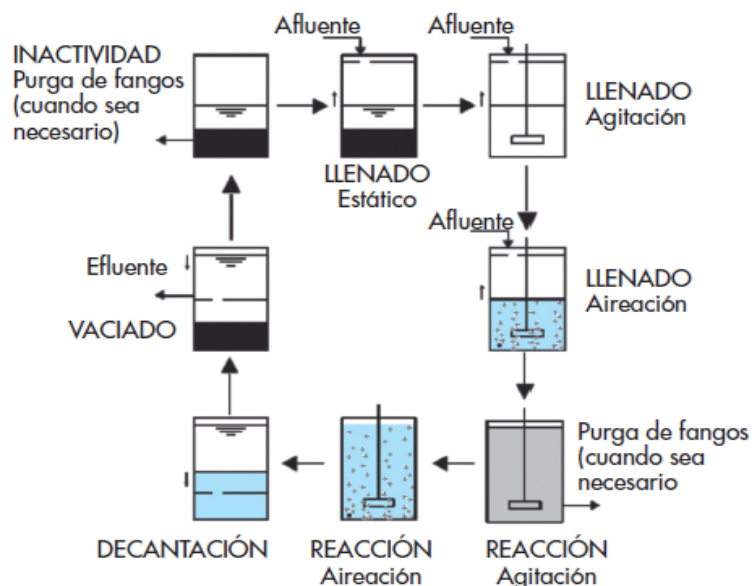


Ilustración 36: Fases del ciclo de funcionamiento de un SBR

Finalmente obtendremos un efluente más o menos clarificado y unos fangos que, al igual que los del sistema de Aireación Prolongada, tendrán un alto grado de estabilización debido a que se opera con altas edades de fangos.

Este sistema es aplicable a partir de 50 habitantes equivalentes, pero está especialmente recomendado para el rango 500-2.000 h-eq.

4.2.4.3. Lechos Bacterianos (LB)

Es la variante más tradicional dentro de los procesos de Biopelícula. Son conocidos también con el nombre de Filtros Percoladores porque el agua residual, alimentada continua o intermitentemente por la parte superior del filtro mediante un sistema de distribución fijo o móvil, percola por gravedad a través del material de relleno, sobre el que se desarrolla una biopelícula de microorganismos.

El reactor biológico está compuesto por un depósito, con forma generalmente cilíndrica, y por el material de relleno, que puede ser de piedras con tamaños entre 50 y 100 mm. o de material plástico en piezas sueltas dispuestas aleatoriamente o en módulos estructurados. En la parte inferior del depósito se ubican ventanas de ventilación para favorecer un ambiente aerobio, así como un canal de recogida perimetral que recoge el efluente procedente del interior.

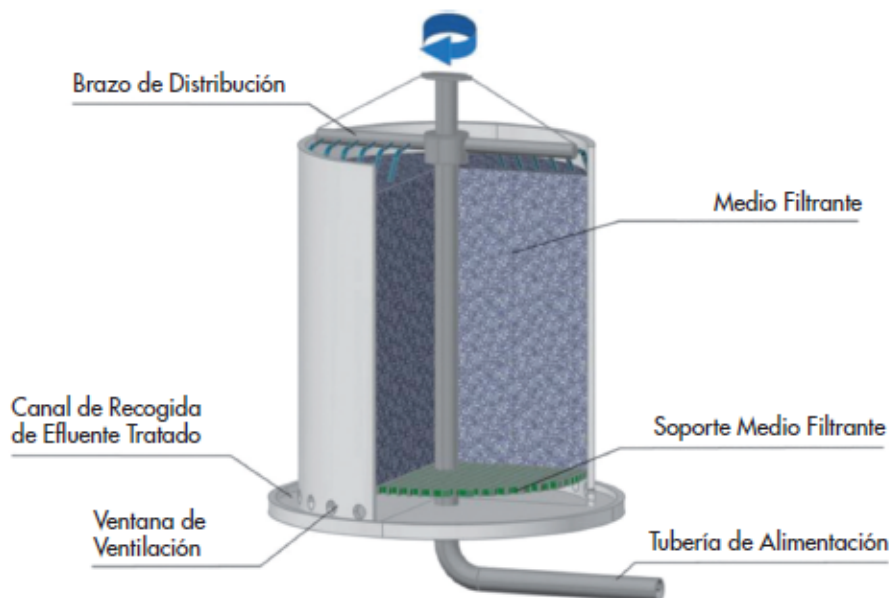


Ilustración 37: Lecho Bacteriano con distribución móvil

Tras su paso por el depósito se conduce el efluente a un decantador secundario o clarificador para separar el agua tratada del exceso de biopelícula erosionada a su

paso a través del lecho. Los fangos obtenidos se mezclan con los procedentes del decantador primario y se conducen a un espesador, mientras que parte del agua que sale del decantador secundario de recircula de nuevo al lecho.

Su rango de aplicación dentro de las pequeñas aglomeraciones urbanas es entre 200 y 2.000 habitantes equivalentes.

4.2.4.4. Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

Son otra variante dentro de los procesos de Biopelícula. En este caso los microorganismos se encuentran adheridos a soportes con forma de discos (soporte plano circular) o cilindros (jaula perforada) semisumergidos (aproximadamente el 40% de su superficie) dentro del agua a depurar y que giran lentamente a una velocidad de 1 o 2 rpm. Gracias a esta alternancia de exposición al aire y al agua se forma la biopelícula bacteriana sobre los soportes, aprovechando como sustrato la materia orgánica presente en el agua residual durante la fase sumergida y tomando oxígeno en la fase en la que se encuentra expuesta al aire.

Cuando el espesor de biomasa sobre el soporte es tal que dificulta la difusión de oxígeno y sustrato a las capas más profundas (las más cercanas al soporte material), se produce en éstas fermentación y burbujeo que, unido a la fuerza aplicada por el movimiento de rotación, provocan el desprendimiento de la biopelícula. Es por esto que se debe disponer un decantador secundario a la salida para separar el agua clarificada de los fangos, produciéndose en éste los procesos ya vistos y explicados en apartados anteriores.

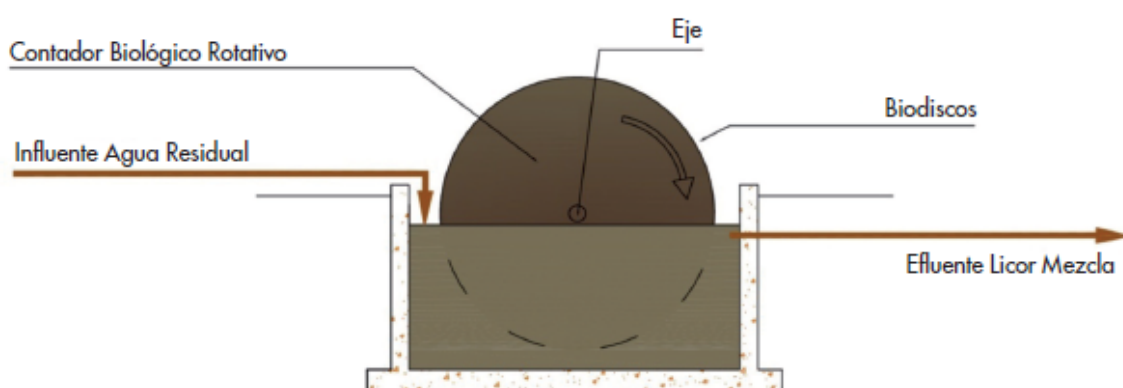
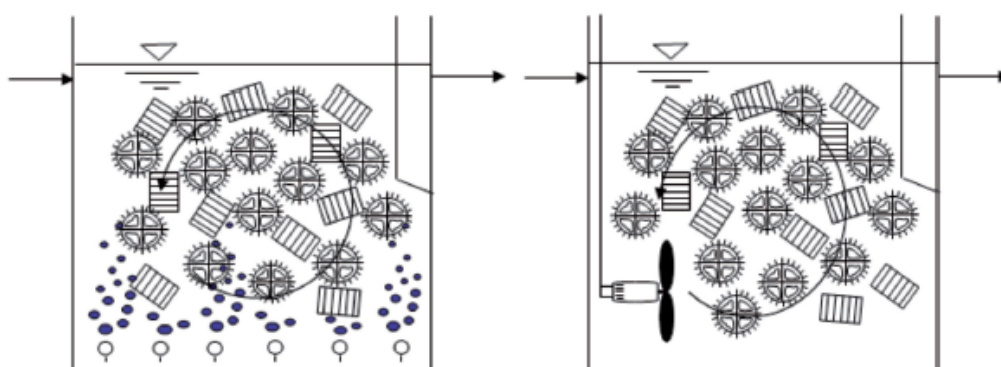


Ilustración 38: Contador Biológico Rotativo (CBR)

Suelen aplicarse en rangos de población de 200-2.000 habitantes equivalentes.

4.2.4.5. Biomasa Fija sobre Lecho Móvil

Son tecnologías que mezclan procesos de cultivo de microorganismos en suspensión (Fangos Activos) con procesos de cultivo fijo (Biopelícula). Se basan en el crecimiento de la biomasa en soportes plásticos con una elevada superficie específica, los cuales se encuentran en suspensión dentro el reactor biológico, aumentando así la capacidad de tratamiento sin aumentar el volumen del reactor. El movimiento de los soportes dentro del reactor se consigue gracias a los sistemas de aireación en el caso de reactores aerobios, o con dispositivos mecánicos cuando el reactor es anaerobio.



Fuente: Anox-Kaldnes.

Ilustración 39: Movimiento de los soportes plásticos en un reactor aerobio (izda.) y en uno anaerobio (dcha.)

A la salida del reactor biológico se debe colocar una rejilla de luz tal, que impida el paso de los soportes que se vean arrastrados por el efluente de agua. Tras su paso por la rejilla el agua llega al decantador secundario donde se separan los sólidos originados por la separación de trozos de biopelícula en el reactor, y se purgan los fangos.

Existen dos variantes dentro de los sistemas de Biomasa Fija sobre Lecho Móvil, que son el Proceso puro de Lecho Móvil y el Proceso híbrido.

4.2.4.5.1. Proceso Puro de Lecho Móvil (MBBR)

La población bacteriana dentro del reactor se aloja únicamente sobre los soportes plásticos. No habrá recirculación de fangos al reactor desde el decantador secundario porque no queremos fomentar la proliferación ni la concentración del cultivo bacteriano en suspensión, sino que se recirculan desde el decantador secundario hasta la entrada del decantador primario (si hay), y si no se conducen directamente a un espesador de fangos para su estabilización.

Si además queremos implementar la eliminación de nitrógeno en el proceso, se divide el reactor en varios compartimentos sucesivos propiciando ambientes anaerobios en los primeros (por donde entra el flujo de agua) y oxigenando los siguientes, además de incluir una recirculación interna del agua dentro del propio reactor.

Este proceso (MBBR) se considera aplicable en poblaciones de más de 200 habitantes equivalentes, pero está especialmente indicado para el rango de población 500-2.000 h-eq.

4.2.4.5.2. Proceso Híbrido (IFAS)

Se producen simultáneamente procesos de Biopelícula sobre Lecho Móvil y procesos de Fangos Activos en un mismo reactor. En este caso sí que es necesaria la recirculación de fangos desde el decantador secundario hasta el reactor para conseguir un cierto nivel de concentración de fangos activos (en suspensión) en el reactor biológico.

Esta variante se recomienda para poblaciones con más de 2.000 habitantes equivalentes por su mayor complejidad de operación, por lo que queda descartada en nuestro caso.

4.3. ELECCIÓN DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO

Para facilitar el seguimiento de las explicaciones y tablas que se incluyen a lo largo del proceso de selección se incluye una tabla con los acrónimos utilizados para designar los tratamientos, que son similares a los que se han ido indicando en los títulos de los subapartados en el capítulo de Presentación de alternativas.

Tratamiento	Acrónimo	Tratamiento	Acrónimo
Fosa Séptica	FS	Filtro intermitente de Arena (con recirculación)	FAI _r
Tanque Imhoff	TI	Infiltración-Percolación	IP
Decantación Primaria	DP	Contactador Biológico Rotativo	CBR
Lagunaje	LA	Lecho Bacteriano	LB
Humedal Artificial Flujo Subsuperficial Vertical	HFSV	Aireación Prolongada	AP
Humedal Artificial Flujo Subsuperficial Horizontal	HFSH	Reactor Secuecial	SBR
Filtro de Turba modificado	FT _m ¹	Reactor Biopelícula sobre Lecho Móvil	MBBR
Filtro Intermitente de Arena	FIA		

Tabla 10: Acrónimos utilizados para designar los tratamientos

4.3.1. Preselección

En esta etapa no vamos a valorar ninguna de las posibles alternativas, sino que eliminaremos directamente aquellas que no cumplan con algunas condiciones o criterios cuyo cumplimiento es requisito indispensable para ser una solución adecuada para la depuración en nuestro caso particular.

Antes de comenzar con los criterios ya podemos eliminar la opción de instalar como único tratamiento un proceso primario ya que, aunque algunos como las Fosas Sépticas o los Tanques Imhoff desarrollan procesos biológicos de eliminación además de la decantación, sólo son viables en aglomeraciones muy reducidas o en viviendas aisladas. Sí que se tendrán en cuenta en fases posteriores del diseño como complemento previo al tratamiento secundario en caso de ser necesario.

También descartamos la solución consistente en Humedales Artificiales de Flujo Superficial, ya que como hemos visto en el apartado 4.2.3.1.1 Flujo Superficial o Flujo Libre (HAFS) y tal como aparece en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010), por sí sola no es suficiente como tratamiento secundario siendo utilizada principalmente como tratamiento terciario o de afino, objeto para el cual sí que la tendremos en consideración en caso de ser necesario.

4.3.1.1. Rendimiento mínimo de eliminación

Para obtener la calidad mínima exigida al efluente de nuestra planta, el tratamiento empleado deberá asegurarnos unos rendimientos mínimos de eliminación de algunas de las sustancias contaminantes presentes en el agua, principalmente DQO, DBO₅ y SS. El método de obtención de dichos rendimientos mínimos es por diferencia entre las concentraciones medias presentes en el agua que llega a la planta y las requeridas a su salida, como se explica en el apartado 3.3 Objetivos y en el apartado 4.1.3.3 Reducción mínima afluente-efluente. Es en este último apartado donde aparecen las concentraciones y porcentajes mínimos requeridos, los cuales vienen recogidos en la Tabla 7: Porcentajes de reducción de concentración.

En la siguiente tabla se incluyen los rendimientos que nos ofrece cada uno de los tratamientos secundarios considerados, tal y como vienen reflejados en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

		% de eliminación		
		DQO	DBO5	SS
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	80 a 90	90 a 95	90 a 95
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	80 a 90	85 a 90	90 a 95
	Filtros Intermitentes de Arena	80 a 90	90 a 95	90 a 95
	Infiltración - Percolación	80 a 90	90 a 95	90 a 95
	Filtros de Turba	80 a 90	90 a 95	85 a 95
	Lagunajes (Global)	70 a 80	75 a 85	40 a 80
Secundarios Intensivos	Aireaciones Prolongadas	80 a 90	85 a 95	85 a 95
	Lechos Bacterianos	80 a 90	85 a 95	85 a 95
	CBR	80 a 90	85 a 95	85 a 95
	SBR sin eliminación de nutrientes	80 a 90	85 a 95	85 a 95
	SBR con nitrificación - desnitrificación	80 a 90	> 90	> 90
	MBBR	80 a 90	85 a 95	85 a 95
Rendimiento mínimo para que cumpla		79,77	92,43	88,41

Tabla 11: Rendimientos de eliminación de los tratamientos secundarios

Las celdas coloreadas de color rojo son aquellas cuyo porcentaje de eliminación no alcanza el deseado para el elemento en cuestión, mientras que las naranjas son las que, aún estando dentro del rango aceptable, lo están por muy poco y podrían no cumplir en determinadas circunstancias dependiendo de las condiciones de funcionamiento.

Aunque los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal aparentemente no cumplen con el porcentaje mínimo de eliminación de DBO₅, la diferencia es mínima y debemos tener en cuenta que hemos realizado los cálculos a partir de concentraciones medias. Es decir que según las circunstancias de funcionamiento podrían variar los rendimientos y ser aplicable esta solución ya que además cumple con el resto de parámetros.

En el sistema de Lagunaje, por el contrario, las diferencias son bastante mayores y no cumple prácticamente ninguno de los parámetros ya que el único que cumple es la DQO y es con un margen muy reducido, por lo que este sistema sí que queda descartado de nuestras alternativas.

4.3.1.2. Rango de población recomendado

La siguiente tabla muestra los rangos de población para los que es más o menos recomendable cada uno de los tratamientos secundarios.

Tecnología	Rango de población (h-e)			
	50-200	200-500	500-1.000	1.000-2.000
LA				
HFSV y HFSH				
FT _m				
FIA				
FIAr				
IP				
CBR				
LB				
AP				
SBR ²				

Tabla 12: Rangos de población recomendados

No hay ninguno que no pueda aplicarse al rango de 1.000 a 2.000 habitantes equivalentes, porque aunque cuanto más intenso es el tono de azul más recomendable es ese sistema para ese rango de población, no hay ninguno que esté de color blanco y por lo tanto todos son aplicables.

También debemos tener en cuenta que aunque la población de diseño es de 1.500 h-eq, dicha población es estacional y sólo se dará en momentos puntuales del año. Como ya vimos al principio, la población fija censada es de 605 habitantes lo que equivale a 836 h-eq por lo que realmente la carga se moverá entre los rangos de población equivalente de 500 a 1.000 y de 1.000 a 2.000.

Por lo tanto seguimos teniendo en cuenta todas las alternativas incluida la MBBR que no aparece en la tabla anterior por falta de datos, pero no el Lagunaje que ya ha sido descartado en el apartado anterior.

4.3.1.3. Superficie requerida para su implantación

La tabla que se incluye a continuación muestra la superficie requerida aproximada por cada habitante equivalente y la superficie total correspondiente a 1.500 habitantes equivalentes, según las indicaciones del "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

		m ² /h-eq	m ² (1.500 h-eq)
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	3 a 5	4.500 a 7.500
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	>7	> 10.500
	Filtros Intermitentes de Arena	1 a 5	1.500 a 7.500
	Infiltración - Percolación	5 a 7	7.500 a 10.500
	Filtros de Turba	3 a 5	4.500 a 7.500
Secundarios Intensivos	Aireaciones Prolongadas	< 1	< 1.500
	Lechos Bacterianos	< 1	< 1.500
	CBR	< 1	< 1.500
	SBR sin eliminación de nutrientes	< 1	< 1.500
	SBR con nitrificación - desnitrificación	< 1	< 1.500
	MBBR	< 1	< 1.500

Tabla 13: Superficie requerida de implantación de tratamientos secundarios

En nuestro caso el espacio disponible no es un problema porque la ubicación de la futura planta de depuración de aguas residuales urbanas se sitúa en una zona de campos de cultivo, y para su implantación se expropiarían los terrenos necesarios. A grandes rasgos podríamos contar con una superficie de hasta 10 hectáreas, aunque como puede verse en la tabla anterior, sea cual sea la solución adoptada será necesaria mucha menos, aún incluyendo todos los demás componentes que conformarán la planta (obra de llegada, pretratamiento, tratamientos primario y terciario en su caso, accesos, estructuras accesorias...).

Por lo tanto no eliminamos ninguna de las alternativas en este apartado.

4.3.1.4. Excavabilidad del terreno

Los terrenos en los que se situará nuestra planta son fáciles de excavar, como ya se explicó en el apartado 4.1.8 Geología, ya que hasta una profundidad de aproximadamente 1,5 metros no encontramos roca, estando formada esta capa superficial por tierra vegetal, limos y arcillas principalmente.

Estas características del terreno no sólo son compatibles con cualquiera de los tratamientos considerados, sino que facilitan la implantación y reducen los costes de construcción.

4.3.1.5. Pendiente del terreno

A partir de la información que se incluye en el apartado 4.1.9 Topografía queda claro que la pendiente del terreno no será un impedimento para ninguno de los tratamientos, ya que ésta es prácticamente nula en nuestro caso y por lo tanto es

favorable para la implantación de cualquiera de las alternativas, incluso de tratamientos extensivos que en general suelen requerir pendientes suaves.

4.3.1.6. Profundidad del nivel freático

Como ya se vio en el apartado 4.1.10.1 Nivel freático, no existe presencia de aguas subterráneas al menos hasta una profundidad de 8 metros desde la superficie (que era el límite de los sondeos).

Siendo estas las circunstancias podemos seguir teniendo en consideración todos los tipos de tratamiento con la seguridad de que el nivel freático no interferirá ni en la construcción ni en el funcionamiento de ninguna de las posibles soluciones, ya que se sitúa lejos de la superficie.

Tampoco se descarta ninguna de las alternativas por posible contaminación de las aguas subterráneas, ya que además de la gran profundidad a la que se sitúa el nivel freático, todas las soluciones contarán con algún tipo de impermeabilización.

4.3.1.7. Concentración de la contaminación

El agua vertida por la red de saneamiento en el punto donde se situará nuestra planta es de tipo biodegradable y con contaminación de origen urbano, sin aportes de industrias u otros usos de carácter químico, por lo que serán aplicables todos los tratamientos considerados ya que se basan en procesos biológicos.

En cuanto a la concentración de contaminantes, basándonos en los niveles de DBO₅ podemos clasificar nuestro vertido como "nivel de contaminación medio" (150-350 mg DBO₅/l), dado que la concentración media de nuestras aguas es de 330,25 mg DBO₅/l. Con estas características se considera adecuada la aplicación de cualquiera de los tratamientos vistos anteriormente, tal y como se indica en la siguiente tabla obtenida del "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

Tipo de agua residual	Tecnologías		
	Muy adecuado	Adecuado	Menos adecuado
De contaminación fuerte	AP / SBR	HFSV / FT _m / FIA / FIA _r / IP / CBR / LB / MBBR	LA / HFSH
De contaminación media	Todos los tratamientos son adecuados		
De contaminación débil	LA / HFSV / HFSH / FIA / FIA _r / IP / LB / CBR / MBBR	FT _m	AP / SBR ¹

Tabla 14: Adaptación de los tratamientos secundarios al grado de contaminación

4.3.2. Presentación y valoración de criterios

En esta etapa del proceso de selección sí que valoraremos las características (criterios) más relevantes de cada una de las alternativas, asignándoles valores numéricos de 0 (nada beneficioso) a 10 (muy beneficioso).

Los criterios que se valorarán se engloban en tres grandes grupos, y son los siguientes:

Criterios Técnicos:

- Adaptación ante variaciones diarias de caudal y concentración (Criterio 1)
- Adaptación ante sobrecargas hidráulicas puntuales (Criterio 2)
- Adaptación ante sobrecargas orgánicas puntuales (Criterio 3)
- Adaptación a variaciones estacionales (Criterio 4)
- Cantidad de fangos generada (Criterio 5)
- Calidad de fangos generados (Criterio 6)
- Frecuencia de retirada de los fangos generados (Criterio 7)
- Complejidad de explotación y mantenimiento (Criterio 8)
- Nivel de equipamiento electromecánico (Criterio 9)
- Temperatura ambiente (Criterio 10)

Criterios Ambientales:

- Producción de malos olores (Criterio 11)
- Generación de ruidos (Criterio 12)
- Integración paisajística (Criterio 13)

Criterios Económicos:

- Costes de implantación (Criterio 14)
- Costes de explotación y mantenimiento (Criterio 15)

4.3.2.1. Adaptación ante variaciones diarias de caudal y concentración (Criterio 1)

Este criterio tiene mucha importancia en pequeñas poblaciones como Aguaviva, ya que este tipo de aglomeraciones se caracteriza por sus grandes variaciones de caudal y concentración de contaminantes, al desarrollar sus habitantes toda su actividad en pocas horas a lo largo del día e incluso pudiendo llegar a ser nulo el caudal durante la noche. Estas variaciones llevan asociados cambios en la carga horaria, hidráulica y contaminante que recibe la planta depuradora, que serán más acusados cuanto más pequeña sea la aglomeración.

Aunque todos los tratamientos que estamos valorando se adaptan a estas

variaciones, no todos presentan la misma capacidad o grado de adaptación, como se puede apreciar en la siguiente tabla en la que se ordenan las diferentes alternativas en función de esta cualidad.

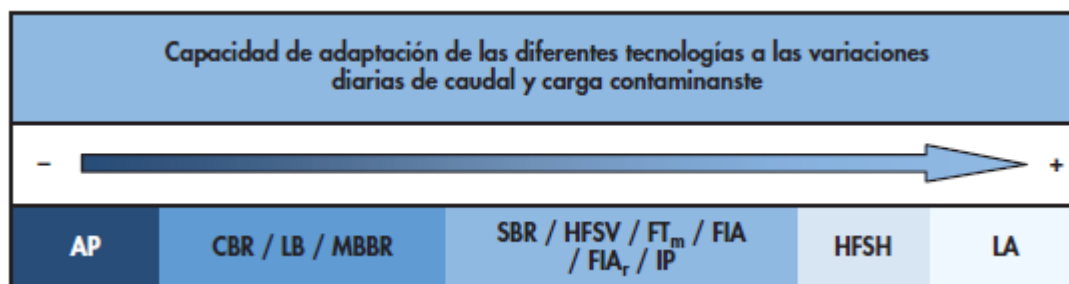


Tabla 15: Capacidad de adaptación a variaciones diarias de caudal y carga

Como la clasificación se divide en cinco niveles y lo que en nuestro caso sería beneficioso es que tenga una gran capacidad de adaptación, asignaríamos al Lagunaje una valoración de 10 (en el caso de que todavía tuviésemos en consideración esa opción), siguiendo en orden descendente a 8 para HFSH, continuando con 6, después 4 y finalmente 2 puntos para AP.

Puede apreciarse que las tecnologías extensivas en general presentan una mejor capacidad de adaptación a variaciones diarias de caudal y carga, y mayor aún cuanto mayor es el tiempo de retención hidráulica. Puede mejorarse esta capacidad de adaptación si se realiza la alimentación de agua al sistema de forma intermitente a través de depósitos, ya que podemos regular los ciclos, y se adaptará mejor cuanto mayor sea la capacidad de los mismos.

En cuanto a las tecnologías intensivas, aunque en general son peores en este aspecto, presentan un mejor comportamiento las consistentes en procesos de biopelícula que las de biomasa en suspensión.

4.3.2.2. Adaptación ante sobrecargas hidráulicas puntuales (Criterio 2)

Además de las fluctuaciones habituales a lo largo del día, también pueden producirse sobrecargas hidráulicas de carácter puntual, además de las orgánicas, debidas principalmente a vertidos incontrolados en la red de saneamiento o al aporte de aguas pluviales cuando se trata de redes unitarias como es nuestro caso.

En la siguiente tabla se clasifican los tratamientos en función de su capacidad de adaptación a dichas sobrecargas hidráulicas, sin que su rendimiento se vea afectado.

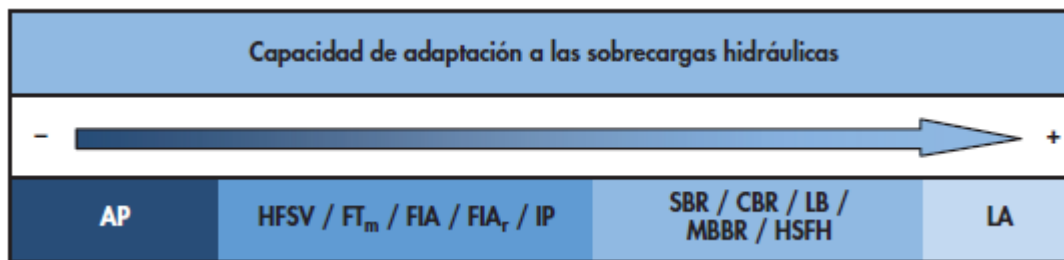


Tabla 16: Capacidad de adaptación a sobrecargas hidráulicas puntuales

Asignaremos una puntuación de 10 a las tecnologías que mayor capacidad de adaptación tengan (sería la de Lagunaje pero ya la hemos descartado), siguiendo por 7,5 y 5, para finalmente valorar la AP con 2,5 puntos.

Los tratamientos intensivos (excepto AP) se adaptan bien a sobrecargas hidráulicas puntuales, además del Lagunaje. Los extensivos tienen en general una menor capacidad de adaptación, a excepción de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal.

4.3.2.3. Adaptación ante sobrecargas orgánicas puntuales (Criterio 3)

Este apartado es complementario al anterior y por tanto será aplicable todo lo que en él se ha explicado, pero aplicado a sobrecargas orgánicas de carácter puntual.

En la tabla se clasifican los tratamientos según su capacidad de adaptación a sobrecargas orgánicas y sin que su rendimiento se vea afectado.

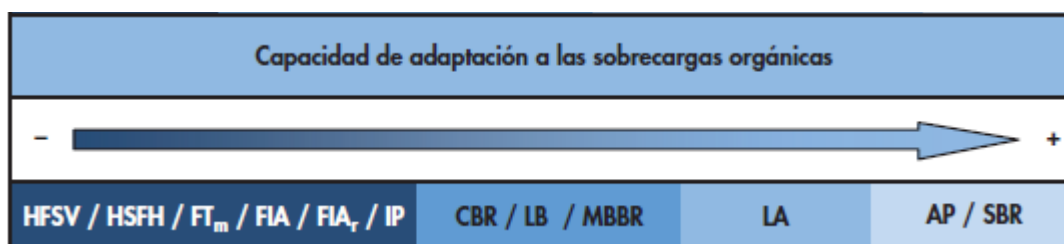


Tabla 17: Capacidad de adaptación a sobrecargas orgánicas puntuales

Las tecnologías con una mayor capacidad de adaptación tendrán una valoración de 10 puntos (AP/SBR), el Lagunaje se llevaría 7,5 pero no lo consideramos, los tratamientos CBR/LB/MBBR se valoran con 5 y finalmente 2,5 puntos para los tratamientos extensivos considerados.

En este caso todos los tratamientos intensivos se adaptan bien a este tipo de sobrecargas, mientras que todos los extensivos (excepto el Lagunaje) se adaptan mal.

4.3.2.4. Adaptación a variaciones estacionales (Criterio 4)

Las variaciones estacionales de población llevan asociadas variaciones en la cantidad y características de las aguas residuales. Estas variaciones de población pueden ser de corta duración (fines de semana, puentes) o de larga duración (periodos vacacionales).

Las variaciones estacionales de larga duración suelen considerarse en la fase de diseño de la planta depuradora por lo que sus efectos ya habrán sido previstos y contrarrestados mediante factores de corrección o de seguridad, o bien disponiendo de varias líneas de tratamiento en paralelo si son cambios de cierta envergadura.

Las variaciones estacionales de corta duración son fugaces y en ocasiones no tienen la duración suficiente para que el sistema de depuración se adapte completamente, y más aún cuando se trata de tratamientos biológicos debido a la dificultad de adaptación de la biomasa bacteriana en tan reducido periodo.

Como todos nuestros tratamientos son biológicos tienen una capacidad de adaptación muy similar y se les asigna una valoración de 5 puntos en este apartado.

4.3.2.5. Cantidad de fangos generada (Criterio 5)

La cantidad de fangos generada es una característica particular de cada tratamiento que, junto a la calidad y la frecuencia de retirada de los mismos (siguientes apartados), pueden facilitar la explotación de la planta o dificultarla enormemente ya que, al ser obligatorio gestionarlos correctamente, variará la forma y costes de gestión de los mismos.

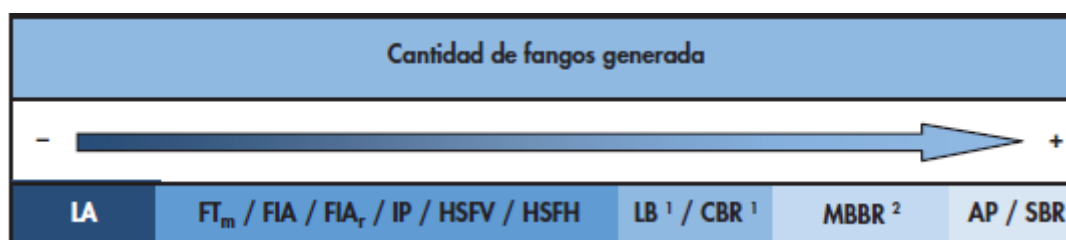


Tabla 18: Cantidad de fangos generada

Buscamos una solución que nos genere poca cantidad de fangos y así reducir en parte las tareas y costes de mantenimiento y explotación, por lo que la más ventajosa en este caso sería el Lagunaje pero ya está descartada. Por lo tanto valoramos con 9 puntos al grupo en el que se encuentran las tecnologías extensivas, siguiendo por 3 (LB/CBR), 2 puntos al MBBR y finalmente 1 a los tratamientos de AP y SBR.

Esta gran diferencia en la valoración entre las tecnologías extensivas e intensivas se debe a que la producción de fangos no es proporcional conforme avanza la clasificación, sino que las tecnologías extensivas generan subproductos que no requieren estabilización (los Humedales la Biomasa vegetal, los Filtros de Arena y Turba el Residuo trimestral del rastrillado...), pero no generan fangos y por eso son mucho mejores para nuestro objetivo. En estos casos la cantidad de fangos que genera el sistema corresponden exclusivamente a los procedentes del tratamiento primario, por lo que si nuestra disposición cuenta únicamente con tratamiento secundario éstos no se generarán y por lo tanto no tendremos que preocuparnos de su gestión.

Además para realizar la comparación y clasificación que se muestra en la tabla anterior en igualdad de condiciones, se ha considerado Tanque Imhoff como tratamiento primario en todas aquellas soluciones cuyo diagrama de flujo incluya tratamiento primario además del secundario, y se ha tenido en cuenta el total de fangos (primarios y secundarios) para realizar la clasificación. Aquellas señaladas con superíndice 1 o 2 quiere decir que si sustituimos el Tanque Imhoff por un Decantador Primario, pasarían al nivel máximo de producción de fangos junto a AP y SBR. Este último matiz es importante ya que en función del tratamiento primario elegido o de la ausencia del mismo variará la valoración de algunas de las tecnologías.

4.3.2.6. Calidad de fangos generados (Criterio 6)

En este apartado nos referimos al grado de estabilización de los fangos generados por el sistema, reduciéndolo a si están estabilizados o no.

Como solamente producen fangos las tecnologías intensivas éstas son las únicas que se muestran en la siguiente tabla.

Tecnología	Estabilización del fango	
	Si	No
CBR ¹		x
LB ¹		x
AP	x	
SBR	x	
MBBR ¹		x

Tabla 19: Grado de estabilización de fangos

Como el objetivo que perseguimos es evitar la estabilización de fangos posterior al tratamiento o si es posible no producirlos, asignamos 10 puntos a las tecnologías

extensivas (que no producen fangos), 5 a AP y SBR que producen fangos ya estabilizados, y finalmente 0 puntos a aquellos tratamientos que generan fangos sin estabilizar (CBR, LB y MBBR). Éstos últimos (señalados con superíndice 1 en la tabla) podrían llegar a dar fangos estabilizados si recirculamos los fangos en exceso a un tratamiento primario que no sea un Decantador Primario, pero como por sí mismos producen fangos sin estabilizar les otorgamos la mínima puntuación.

4.3.2.7. Frecuencia de retirada de los fangos generados (Criterio 7)

El tercer y último criterio relativo a los fangos que vamos a valorar es la frecuencia con la que hay que retirarlos, aspecto que influirá mucho en las tareas y costes de explotación de la planta.

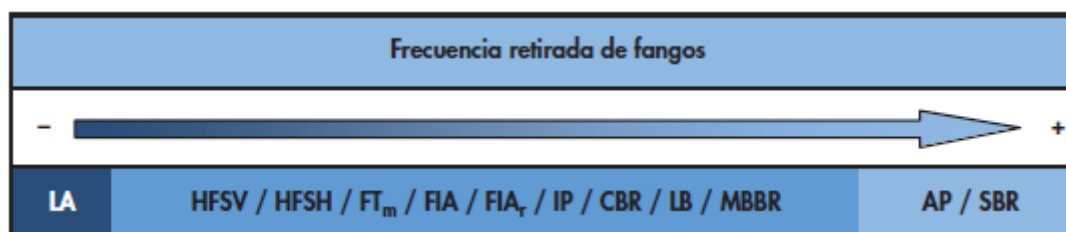


Tabla 20: Frecuencia de retirada de fangos

Lo más beneficioso para nuestro objetivo es que la frecuencia de retirada de fangos sea mínima, por lo que una vez más el Lagunaje sería el más beneficioso, pero ya está descartado.

Vemos en la tabla que tras el Lagunaje existe un gran grupo central el cual nosotros vamos a subdividir, porque como se ha explicado en apartados anteriores los tratamientos extensivos no generan fangos por sí mismos sino que generan otro tipo de subproductos que no precisan tratamiento de estabilización, siendo los fangos que supuestamente hay que retirar según la tabla los procedentes del tratamiento primario que llevasen asociado. Como no es seguro que el diagrama de flujo de la solución que nos salga óptima en nuestro caso incluya tratamiento primario, se ha considerado más acertado y fiel a la realidad considerar exclusivamente los fangos que producen los tratamientos secundarios individualmente.

Teniendo en cuenta estas consideraciones la valoración será de 9 puntos para las tecnologías extensivas, 3 puntos para CBR, LB y MBBR y 1 para AP y SBR.

4.3.2.8. Complejidad de explotación y mantenimiento (Criterio 8)

Las tecnologías extensivas suelen necesitar más mano de obra, mientras que las intensivas presentan una operación y mantenimiento más complejo a pesar del desarrollo en los últimos años de sistemas de control remoto y automatismos.

En la siguiente tabla se ordenan las diferentes tecnologías que estamos valorando en función de la complejidad de explotación y mantenimiento que conlleva su implantación.

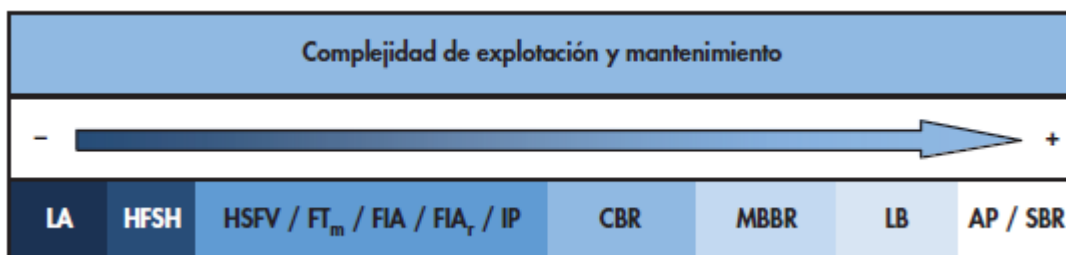


Tabla 21: Complejidad de explotación y mantenimiento

Buscando la mayor simplicidad posible del sistema asignamos 9 puntos a los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal y 8 al resto de tecnologías extensivas. Para penalizar en la valoración a aquellos tratamientos que implican una mayor complejidad y por lo tanto mayores costes en su mantenimiento y explotación, se produce en este punto un salto en la puntuación concediendo 4 puntos a CBR, 3 a MBBR, 2 a LB y 1 punto a AP y a SBR.

4.3.2.9. Nivel de equipamiento electromecánico (Criterio 9)

Como nuestro objetivo es, además de la simplicidad en el mantenimiento y explotación, reducir todo lo posible la presencia de dispositivos electromecánicos para reducir también los costes energéticos, recibirán una mejor puntuación aquellos tratamientos con un menor nivel de equipamiento electromecánico.

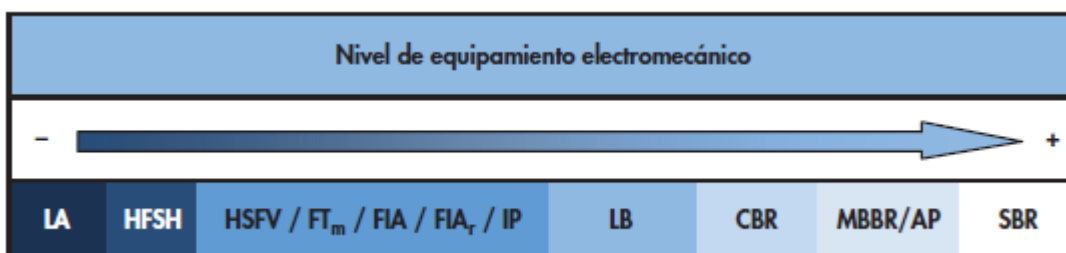


Tabla 22: Nivel de equipamiento electromecánico

La clasificación de esta tabla es análoga a la de la anterior pero cambia sensiblemente el orden de las tecnologías intensivas. La puntuación asignada en este caso será similar a la del apartado anterior, basándonos en los mismos motivos y condicionantes: 9 puntos para HFSH, 8 para el resto de tratamientos extensivos, 4 a LB, 3 a CBR, 2 a MBBR y AP y 1 punto a SBR.

4.3.2.10. Temperatura ambiente (Criterio 10)

Las temperaturas extremadamente frías afectan tanto al tratamiento de las aguas residuales como a la estabilización de los fangos, y tiene aún mayor importancia cuando se trata de procesos biológicos produciendo en éstos efectos como la reducción de la actividad microbiana o congelación del agua en contacto con la atmósfera y en tuberías y sistemas de distribución de agua residual y del fango.

Este criterio es especialmente importante en las pequeñas poblaciones en las que se produzcan heladas habitualmente y la temperatura media del mes más frío sea inferior a 5°C, pues en estas condiciones la temperatura del agua será inferior a 10°C. No es exactamente nuestro caso porque el mes más frío en Aguaviva es Enero con una temperatura de 5,4°C tal y como se expuso en el apartado 4.1.6Clima, pero sí que se producen heladas durante el invierno. Aunque ninguno de los dos factores llega a ser extremo, sí que los tendremos en cuenta pero sin darle una gran importancia ni peso específico.

En este caso los tratamientos más ventajosos son los intensivos porque ocupan superficies reducidas y por lo tanto presentan mayor facilidad para su cubrimiento. Pero debemos tener en cuenta que la implantación de dispositivos para taparlos o la construcción de la planta en el interior de un edificio aumenta considerablemente los costes de implantación de la misma, por lo que no les asignaremos la máxima puntuación sino 7,5.

En cuanto a los tratamientos extensivos, como la mayoría son muy complicados o imposibles de cubrir debido a su extensión serán valorados con 2,5 puntos ya que acusarán mucho los efectos de las bajas temperaturas, a excepción de los HFSH que se llevan una puntuación de 5 porque el flujo de agua es totalmente subsuperficial en todo momento, y eso le hace estar menos expuesto a los factores térmicos.

4.3.2.11. Producción de malos olores (Criterio 11)

Las estaciones de depuración de aguas residuales suelen llevar asociada la producción de olores desagradables, siendo éste un impacto ambiental que puede llegar a ser muy molesto para la población. Para evitar o minimizar dicho efecto

negativo suelen ubicarse lejos del núcleo urbano, pero en nuestro caso la distancia desde la zona más cercana de la población hasta el emplazamiento de la planta será como máximo de un kilómetro debido a la topografía de la zona, la disposición de las granjas y la barrera que supone el río y sus zonas de ribera. A pesar de que este condicionante difiere de lo que sería deseable, tenemos a nuestro favor el antecedente de la solución de depuración que existe actualmente, consistente en una zanja filtrante situada apenas a 500 metros del pueblo y pese a ello no afecta negativamente a los habitantes de la zona, por lo que es de suponer que la nueva solución tampoco lo hará. Aún así valoraremos las posibles alternativas con el objetivo de evitar en la medida de lo posible afecciones relacionadas con este aspecto.

En la siguiente tabla se clasifican los tratamientos en función de su potencial para generar malos olores.

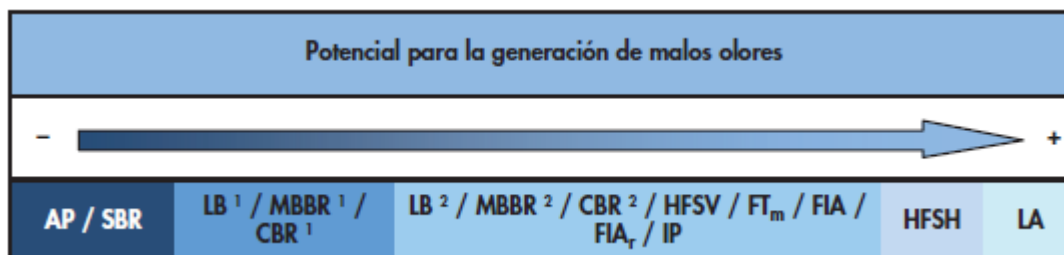


Tabla 23: Potencial para la generación de malos olores

Los tratamientos señalados con superíndice 1 es que cuentan con un Decantador Primario como tratamiento primario, y los señalados con superíndice 2 son los mismos pero con Tanque Imhoff.

La primera conclusión que obtenemos de la tabla es que en general los tratamientos extensivos (anaerobios) tienen mayor probabilidad de causar malos olores, por lo que recibirán mejor valoración los intensivos. Pero como todas las soluciones pueden llegar a generar un impacto negativo y la generación de olores desagradables depende mucho de si están bien operados, las puntuaciones serán en este caso bastante bajas.

Asignamos 5 puntos a AP y SBR, 4 a LB, MBBR y CBR (con Decantador Primario), 3 a LB, MBBR y CBR (con Tanque Imhoff) y a los tratamientos extensivos, excepto los HFSH que se llevan una valoración de 2.

4.3.2.12. Generación de ruidos (Criterio 12)

Los ruidos tienen su origen principalmente en el funcionamiento de equipos electromecánicos, por lo que las tecnologías extensivas obtendrán una valoración óptima al no disponer de ellos.

Pueden adoptarse medidas de para mitigar el impacto sonoro, pero en la siguiente tabla se ha realizado la clasificación de los tratamiento sin adoptar ninguna de ellas (superíndice 1 del título).

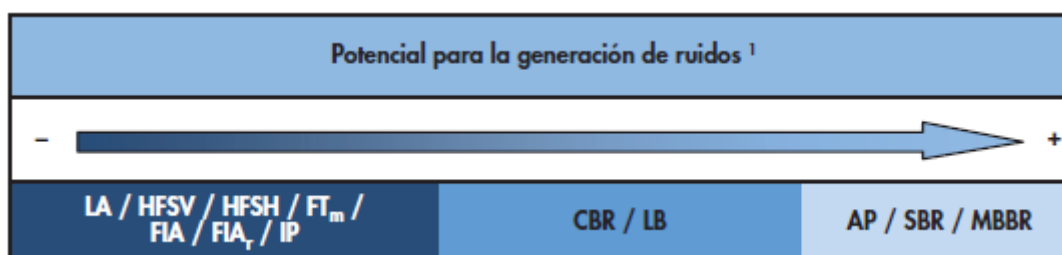


Tabla 24: Potencial para la generación de ruidos

Todos los tratamiento extensivos serán valorados con 10 puntos, CBR y LB con 5 y finalmente 1 punto para AP, SBR y MBBR.

4.3.2.13. Integración paisajística (Criterio 13)

La zona en la que se situará la planta está ocupada casi en su totalidad por campos de cultivo, además de varias granjas y otras edificaciones rurales, una carretera cercana, un recinto con instalaciones de placas fotovoltaicas...por lo que el paisaje está ya bastante antropizado y el posible impacto visual no será tan grande como podría serlo en otras zonas mejor conservadas y más integradas en la naturaleza. A pesar de ello no debemos olvidar que estará situada en un entorno natural y que debemos causar el menor impacto posible.

En la siguiente tabla se clasifican las tecnologías en función de su potencial de integración paisajística, y como era de esperar los tratamientos extensivos se integran mucho mejor por su fundamento y origen natural.

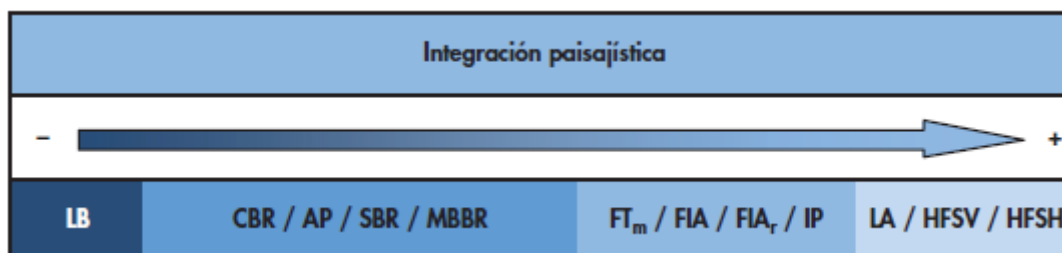


Tabla 25: Integración paisajística

Valoramos con 10 puntos los Humedales Artificiales ya que son con diferencia los que mejor se integran en el paisaje (junto con el Lagunaje) además de aportar vegetación. El resto de tratamientos extensivos son valorados con 8 puntos y los intensivos 3 puntos a excepción de LB que se lleva 1.

4.3.2.14. Costes de implantación (Criterio 14)

Uno de los principales condicionantes de la pequeñas poblaciones es que sus recursos económicos suelen ser bastante limitados. Por ello toman especial relevancia los criterios económicos, tanto en costes de implantación como en costes de explotación y mantenimiento (siguiente apartado), aunque con mayor importancia estos últimos ya que suelen ser el motivo por el que se abandonan y deterioran muchas de las pequeñas instalaciones de depuración.

Los costes pueden variar mucho dependiendo de muchos factores y uno de los más importantes es la población equivalente a la que va a dar servicio la planta, ya que cuanto mayor sea en menor medida repercutirán los costes en cada habitante pero mayor será el tamaño y coste de la planta porque tendrá que depurar una mayor caudal y carga contaminante. Aún así, dentro de los rangos de las pequeñas poblaciones, el balance siempre resulta beneficioso para una población mayor (como es nuestro caso), ya que se reducen los costes por habitante equivalente por encima de lo que los incrementa el incremento de tamaño y capacidad de la planta.

También se debe matizar que aunque los costes que se incluyen a continuación son costes medios estimados para una población de 1.000 habitantes equivalentes, esta suposición es válida en nuestro caso para establecer una clasificación orientativa ya que aunque nuestra población de diseño es de 1.500 h-eq, la población fija censada de Aguaviva corresponde a 836 h-eq lo cual establece un rango en torno a la población para la que se estiman los costes. Esta circunstancia es incluso beneficiosa para nosotros porque los costes reales por habitante serán menores que los estimados al ser mayor nuestra población de diseño.

Así pues en la siguiente tabla se han agrupado las diferentes tecnologías por rangos de costes por habitante equivalente, en los cuales se han incluido la totalidad de las instalaciones necesarias para el funcionamiento de la estación en cada caso así como la urbanización de la parcela. En la tabla no se muestran los costes estimados para SBR y MBBR porque son tecnologías recientes, no existen muchos ejemplos de implantación de las mismas y no disponemos de datos contrastados, pero les supondremos unos costes similares a otros tratamientos intensivos.

Costes de implantación	Tecnologías
100-200 €/habitante equivalente	FIA _r / AP
200-300 €/habitante equivalente	LA / HFSV / HFSH / FT _m / FIA / IP / LB
> 300 €/habitante equivalente	CBR

Tabla 26: Rangos de costes de implantación

Buscando reducir al mínimo los costes asignaremos una puntuación de 7 al primer grupo, 5 puntos al grupo intermedio incluyendo también en él los tratamientos SBR y MBBR, y por último 3 puntos al CBR.

4.3.2.15. Costes de explotación y mantenimiento (Criterio 15)

Éstos son los costes más importantes ya que son aquellos a los que la población tendrá que hacer frente durante años, por lo que es todavía más importante que en los anteriores que sean lo más reducidos posible.

Para este apartado son aplicables todas las explicaciones y condicionantes incluidos en el apartado anterior en lo relativo a rangos de costes, población equivalente, ausencia de datos de algunas tecnologías y estimaciones que se adoptan en consecuencia.

Costes de explotación	Tecnologías
≤ 10 €/habitante equivalente.año	LA
10-20 €/habitante equivalente.año	HFSV / HFSH / FT _m / FIA / FIA _r / IP / CBR / LB
> 20 €/habitante equivalente.año	AP

Tabla 27: Rangos de costes de explotación y mantenimiento

Se valora el grupo intermedio con 5 puntos (incluyendo SBR y MBBR), y 3 a AP.

4.3.3. Selección de alternativas

En esta última etapa del proceso de elección buscamos obtener ya la solución óptima para nuestro caso concreto mediante un análisis objetivo de todas las variables y elementos que intervienen, valorando diversos criterios de distinta índole de forma común. Ésto lo llevaremos a cabo aplicando métodos de estudio de alternativas en los cuales ponderamos en función de su importancia mediante pesos específicos las valoraciones numéricas que hemos asignado a cada criterio, obteniendo así una herramienta útil y objetiva que apoye nuestra decisión final.

El estudio se realizará mediante dos métodos de análisis multicriterio para poder así contrastar los resultados, y si son concordantes tener mayor fiabilidad en la elección de la solución. Los métodos elegidos son el "Método de las medias ponderadas", que es más directo e intuitivo, y el "Método PRESS", que nos proporciona como solución aquella alternativa que es mejor que las demás en un mayor número de criterios.

4.3.3.1. Método de las medias ponderadas

Para la aplicación de este método se formula un modelo compuesto por una serie de alternativas que serán evaluadas en base a unos criterios. Para su desarrollo y cálculo se generan matrices en las que se disponen las alternativas en filas y cada columna corresponde a uno de los 15 criterios seleccionados (C1, C2, C3...). De este modo cada celda corresponde a la valoración asignada a esa alternativa para ese criterio concreto. En este primer paso se genera la "matriz de elementos" que puede verse en la Tabla 28: Matriz de elementos (Método medias ponderadas).

En el siguiente paso buscamos homogeneizar todos los valores para que sean proporcionales entre sí y de este modo facilitar la comparación entre ellos. Conseguiremos esto dividiendo cada elemento de la primera matriz entre el total de las valoraciones del criterio en cuestión, es decir, el valor de cada casilla entre el sumatorio de su columna, obteniendo la nueva matriz reflejada en la Tabla 29: Matriz ponderación (Método medias ponderadas).

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	10,0	5,0	5,0
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	8,0	7,5	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	9,0	9,0	5,0	2,0	10,0	10,0	5,0	5,0
	Filtros Intermitentes de Arena	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	7,0	5,0
	Infiltración - Percolación	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
	Filtros de Turba (modificado)	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	2,0	2,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	2,0	7,5	5,0	1,0	3,0	7,0	3,0
	Lechos Bacterianos	4,0	7,5	5,0	5,0	3,0	0,0	3,0	2,0	4,0	7,5	4,0	5,0	1,0	5,0	5,0
	CBR	4,0	7,5	5,0	5,0	3,0	0,0	3,0	4,0	3,0	7,5	4,0	5,0	3,0	3,0	5,0
	SBR sin eliminación de nutrientes	6,0	7,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	1,0	7,5	5,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	SBR con nitrificación - desnitrificación	6,0	7,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	1,0	7,5	5,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	MBBR	4,0	7,5	5,0	5,0	2,0	0,0	3,0	3,0	2,0	7,5	4,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	Sumatorio de cada criterio	64,0	72,5	60,0	60,0	65,0	75,0	66,0	61,0	62,0	62,5	44,0	74,0	68,0	62,0	58,0

Tabla 28: Matriz de elementos (Método medias ponderadas)

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	0,094	0,069	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,131	0,129	0,040	0,068	0,135	0,147	0,081	0,086
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	0,125	0,103	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,148	0,145	0,080	0,045	0,135	0,147	0,081	0,086
	Filtros Intermitentes de Arena	0,094	0,069	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,131	0,129	0,040	0,068	0,135	0,118	0,081	0,086
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	0,094	0,069	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,131	0,129	0,040	0,068	0,135	0,118	0,113	0,086
	Infiltración - Percolación	0,094	0,069	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,131	0,129	0,040	0,068	0,135	0,118	0,081	0,086
	Filtros de Turba (modificado)	0,094	0,069	0,042	0,083	0,138	0,133	0,136	0,131	0,129	0,040	0,068	0,135	0,118	0,081	0,086
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	0,031	0,034	0,167	0,083	0,015	0,067	0,015	0,016	0,032	0,120	0,114	0,014	0,044	0,113	0,052
	Lechos Bacterianos	0,063	0,103	0,083	0,083	0,046	0,000	0,045	0,033	0,065	0,120	0,091	0,068	0,015	0,081	0,086
	CBR	0,063	0,103	0,083	0,083	0,046	0,000	0,045	0,066	0,048	0,120	0,091	0,068	0,044	0,048	0,086
	SBR sin eliminación de nutrientes	0,094	0,103	0,167	0,083	0,015	0,067	0,015	0,016	0,016	0,120	0,114	0,014	0,044	0,081	0,086
	SBR con nitrificación - desnitrificación	0,094	0,103	0,167	0,083	0,015	0,067	0,015	0,016	0,016	0,120	0,114	0,014	0,044	0,081	0,086
	MBBR	0,063	0,103	0,083	0,083	0,031	0,000	0,045	0,049	0,032	0,120	0,091	0,014	0,044	0,081	0,086
	Peso específico de cada criterio	9	8	8	5	9	9	7	8	9	5	8	7	7	8	9

Tabla 29: Matriz ponderación (Método medias ponderadas)

El último paso consistirá en obtener un único valor numérico final para cada una de las alternativas (filas), que será el cociente entre el sumatorio de los productos de cada uno de los elementos de esa fila por su peso específico y el sumatorio de todos los pesos específicos. Queda expresado con la siguiente fórmula:

$$\text{Valoración de la alternativa} = \frac{\sum (\text{Elemento} * \text{Peso específico})}{\sum \text{Pesos específicos}}$$

De este modo obtenemos finalmente la "matriz valoración", en la que la solución óptima es la que presenta el valor máximo. Si seguimos en orden decreciente de valoración, queda establecida la clasificación de las alternativas en función de su idoneidad de aplicación para nuestro caso concreto.

Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	0,103
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	0,110
	Filtros Intermitentes de Arena	0,101
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	0,103
	Infiltración - Percolación	0,101
	Filtros de Turba (modificado)	0,101
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	0,059
	Lechos Bacterianos	0,064
	CBR	0,064
	SBR sin eliminación de nutrientes	0,068
	SBR con nitrificación - desnitrificación	0,068
	MBBR	0,060

Tabla 30: Matriz valoración (Método medias ponderadas)

De la tabla anterior deducimos que la solución óptima sería la aplicación de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal, seguida de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical y de los Filtros Intermitentes de Arena con recirculación.

4.3.3.2. Método PRESS

El segundo modelo de decisión multicriterio que vamos a emplear es el método PRESS, que fue desarrollado por el profesor Gómez-Senent. Este método se basa en la realización de un análisis comparativo entre las distintas alternativas, estableciendo relaciones entre ellas para todos y cada uno de los criterios establecidos. De esta manera la alternativa seleccionada será aquella que es mejor que las demás en un mayor número de criterios, y la que muestra menos debilidades frente a las restantes.

Análogamente al método de las medias ponderadas, se generan matrices en las que las filas corresponden a las alternativas valoradas y las columnas corresponden a los criterios. Introduciendo en cada casilla la valoración asignada a esa alternativa para ese criterio obtenemos la "matriz de elementos" mostrada en la Tabla 31: Matriz de elementos (Método PRESS).

En éste método, a diferencia del anterior, no nos interesa la suma de los elementos de cada criterio (columna) sino que nos quedaremos con el valor máximo existente en cada una de ellas, los cuales aparecen en la zona inferior de la matriz mencionada en el párrafo anterior. Multiplicando cada elemento de la "matriz de elementos" por su peso específico y dividiendo dicho producto entre el valor máximo correspondiente a ese criterio, obtendremos los nuevos valores que forman la "matriz valoración" reflejada en la Tabla 32: Matriz valoración (Método PRESS).

$$\text{Valoración de cada elemento} = \frac{\text{Elemento} * \text{Peso específico}}{\text{Máximo elemento del criterio}}$$

A continuación se calcula la "matriz dominación", que será una matriz cuadrada con tantas filas y columnas como alternativas existan (en nuestro caso 12). Cada casilla de esta nueva matriz se completa a partir de los datos de la "matriz valoración", con el resultado de la resta entre la fila cuyo número de orden sea el de la alternativa a la que pertenece esa celda y la fila cuyo número de orden corresponda con el del criterio correspondiente a esa misma celda. A cada casilla de la fila correspondiente al número de alternativa se le va restando la casilla perteneciente a la fila correspondiente al número de criterio, situada en la misma columna que la primera. Únicamente se tendrán en cuenta las diferencias entre casillas cuyo resultado sea positivo, y se sumarán todas las que cumplan dicha condición obteniendo así el valor que introduciremos en la celda correspondiente de la "matriz dominación". Repitiendo este proceso para cada una de las celdas obtenemos la nueva matriz representada en la Tabla 33: Matriz dominación (Método PRESS).

A continuación se incluye un pequeño ejemplo como apoyo a la explicación anterior para que queden claros los cálculos que se han realizado para la obtención de los resultados: A un elemento (celda) perteneciente a la fila "A2 (Alternativa 2)" y a la columna "C3 (Criterio 3)" le correspondería el resultado de la resta "Fila 2 - Fila 3", columna por columna y sumando finalmente sólo las diferencias entre celdas cuyo resultado sea positivo.

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	10,0	5,0	5,0
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	8,0	7,5	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	9,0	9,0	5,0	2,0	10,0	10,0	5,0	5,0
	Filtros Intermitentes de Arena	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	7,0	5,0
	Infiltración - Percolación	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
	Filtros de Turba (modificado)	6,0	5,0	2,5	5,0	9,0	10,0	9,0	8,0	8,0	2,5	3,0	10,0	8,0	5,0	5,0
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	2,0	2,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	2,0	7,5	5,0	1,0	3,0	7,0	3,0
	Lechos Bacterianos	4,0	7,5	5,0	5,0	3,0	0,0	3,0	2,0	4,0	7,5	4,0	5,0	1,0	5,0	5,0
	CBR	4,0	7,5	5,0	5,0	3,0	0,0	3,0	4,0	3,0	7,5	4,0	5,0	3,0	3,0	5,0
	SBR sin eliminación de nutrientes	6,0	7,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	1,0	7,5	5,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	SBR con nitrificación - desnitrificación	6,0	7,5	10,0	5,0	1,0	5,0	1,0	1,0	1,0	7,5	5,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	MBBR	4,0	7,5	5,0	5,0	2,0	0,0	3,0	3,0	2,0	7,5	4,0	1,0	3,0	5,0	5,0
	Valor máximo en cada criterio	8,0	7,5	10,0	5,0	9,0	10,0	9,0	9,0	9,0	7,5	5,0	10,0	10,0	7,0	5,0

Tabla 31: Matriz de elementos (Método PRESS)

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	6,750	5,333	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	7,111	8,000	1,667	4,800	7,000	7,000	5,714	9,000
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	9,000	8,000	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	8,000	9,000	3,333	3,200	7,000	7,000	5,714	9,000
	Filtros Intermitentes de Arena	6,750	5,333	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	7,111	8,000	1,667	4,800	7,000	5,600	5,714	9,000
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	6,750	5,333	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	7,111	8,000	1,667	4,800	7,000	5,600	8,000	9,000
	Infiltración - Percolación	6,750	5,333	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	7,111	8,000	1,667	4,800	7,000	5,600	5,714	9,000
	Filtros de Turba (modificado)	6,750	5,333	2,000	5,000	9,000	9,000	7,000	7,111	8,000	1,667	4,800	7,000	5,600	5,714	9,000
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	2,250	2,667	8,000	5,000	1,000	4,500	0,778	0,889	2,000	5,000	8,000	0,700	2,100	8,000	5,400
	Lechos Bacterianos	4,500	8,000	4,000	5,000	3,000	0,000	2,333	1,778	4,000	5,000	6,400	3,500	0,700	5,714	9,000
	CBR	4,500	8,000	4,000	5,000	3,000	0,000	2,333	3,556	3,000	5,000	6,400	3,500	2,100	3,429	9,000
	SBR sin eliminación de nutrientes	6,750	8,000	8,000	5,000	1,000	4,500	0,778	0,889	1,000	5,000	8,000	0,700	2,100	5,714	9,000
	SBR con nitrificación - desnitrificación	6,750	8,000	8,000	5,000	1,000	4,500	0,778	0,889	1,000	5,000	8,000	0,700	2,100	5,714	9,000
	MBBR	4,500	8,000	4,000	5,000	2,000	0,000	2,333	2,667	2,000	5,000	6,400	0,700	2,100	5,714	9,000
	Peso específico de cada criterio	9	8	8	5	9	9	7	8	9	5	8	7	7	8	9

Tabla 32: Matriz valoración (Método PRESS)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	D
1	0,000	1,600	1,400	1,400	1,400	1,400	52,911	41,050	41,158	43,144	43,144	44,561	273,169
2	8,472	0,000	9,872	9,872	9,872	9,872	59,717	45,189	45,297	47,283	47,283	48,700	341,430
3	0,000	1,600	0,000	0,000	0,000	0,000	51,511	39,650	39,758	41,744	41,744	43,161	259,169
4	2,286	3,886	2,286	0,000	2,286	2,286	51,511	41,936	42,044	44,030	44,030	45,447	282,026
5	0,000	1,600	0,000	0,000	0,000	0,000	51,511	39,650	39,758	41,744	41,744	43,161	259,169
6	0,000	1,600	0,000	0,000	0,000	0,000	51,511	39,650	39,758	41,744	41,744	43,161	259,169
7	14,819	14,752	14,819	12,533	14,819	14,819	0,000	13,786	14,671	3,286	3,286	12,386	133,976
8	9,600	6,867	9,600	9,600	9,600	9,600	20,428	0,000	3,286	10,244	10,244	5,800	104,869
9	9,600	6,867	9,600	9,600	9,600	9,600	21,206	3,178	0,000	11,022	11,022	5,689	106,983
10	15,200	12,467	15,200	15,200	15,200	15,200	13,433	13,750	14,636	0,000	0,000	12,350	142,636
11	15,200	12,467	15,200	15,200	15,200	15,200	13,433	13,750	14,636	0,000	0,000	12,350	142,636
12	9,600	6,867	9,600	9,600	9,600	9,600	15,517	2,289	2,286	5,333	5,333	0,000	85,625
d	84,777	70,571	87,577	83,006	87,577	87,577	402,689	293,877	297,287	289,577	289,577	316,766	

Tabla 33: Matriz dominación (Método PRESS)

Una vez obtenida la "matriz dominación" podemos calcular los factores "D" y "d", que corresponden al sumatorio de cada fila o columna respectivamente, como aparece en la Tabla 33: Matriz dominación (Método PRESS).

Por último se calcula el cociente "D/d" de cada pareja fila-columna, es decir 1-1, 2-2, 3-3... Aquella alternativa cuyo cociente sea mayor, será la óptima.

		Cociente D/d
Secundarios Extensivos	Humedales Artificiales Subsup. Vertic.	3,22220766
	Humedales Artificiales Subsup. Horizont.	4,83807917
	Filtros Intermitentes de Arena	2,95932830
	Filtros Intermitentes de Arena c/ Recircul.	3,39767849
	Infiltración - Percolación	2,95932830
	Filtros de Turba (modificado)	2,95932830
Secundarios Intensivos	Aireación Prolongada	0,33270397
	Lechos Bacterianos	0,35684675
	CBR	0,35986609
	SBR sin eliminación de nutrientes	0,49256578
	SBR con nitrificación - desnitrificación	0,49256578
	MBBR	0,27030880

Tabla 34: Matriz final (Método PRESS)

Se destaca como solución óptima la aplicación del tratamiento a las aguas residuales mediante Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal, seguido de los Filtros Intermitentes de Arena con recirculación y los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical.

Los resultados son prácticamente idénticos a los obtenidos con el método de las medias ponderadas, por lo que podemos considerar como válido que el tratamiento óptimo para nuestra planta será uno de los tres mencionados anteriormente o la combinación de más de uno de ellos.

Cabe destacar que en ambos métodos de análisis la solución destacada con bastante diferencia es la consistente en Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal, por lo que su consideración será prioritaria frente a las otras dos.

4.4. DISEÑO

En este apartado se realizará el diseño y se calculará el dimensionamiento básico de nuestra planta de depuración de aguas residuales mediante humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.

Como en todas las tuberías y canales de nuestra planta el flujo discurre en condiciones de lámina libre, todos los cálculos se realizan mediante la aplicación de la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} * Rh^{2/3} * i^{1/2}$$

Siendo:

Q: Caudal que discurre por el tubo o canal [m³/seg]

A: Área de la sección de agua que discurre por el tubo o canal [m²]

n: Coeficiente de rugosidad del material del tubo o canal [adimensional]

Rh: Radio hidráulico. Es el Área dividida por el Perímetro mojado [m]

i: Pendiente del tubo o canal [m/m]

4.4.1. Entrada a la planta

4.4.1.1. Conexión en el punto de vertido

Para conectar la red de saneamiento de la población con la planta de depuración se instala en el punto de vertido actual un tubo de PEAD (Polietileno de Alta Densidad) PN10 (atm) y DN 160 (mm), con una pendiente del 1%.

Aunque el diámetro del tubo es de 160 milímetros, sus paredes tienen un espesor de 11,4 mm por lo que el diámetro interior, que es el que nos interesa, será 137,2 mm. El coeficiente Manning asociado a la rugosidad de las paredes interiores es n=0,009.

Tras realizar los cálculos e iteraciones obtenemos como principales resultados que cuando discorra por el tubo el caudal punta (Q_{punta}=2,5*Q_{medio}=8,68 l/s), la tubería estará llena hasta el 50% y por lo tanto el calado será igual al radio interior de la misma (6,86 cm) y la velocidad (v=Q/A) será 1,173 m/s. Ambos valores se consideran suficientes para asegurar el paso de la totalidad de sólidos que lleve el agua y evitar posibles obstrucciones, que es uno de los objetivos en el diseño de esta parte del sistema. Además el número de Froude tiene un valor de 1,61 lo que es indicativo de un régimen rápido (Fr>1), evitando así que cualquier obstrucción aguas abajo de este tramo pudiera afectar a su capacidad para desaguar la red.

El caudal mínimo (Q_{mínimo}=0,5*Q_{medio}=1,735 l/s) llenaría el tubo algo más

del 21% de su capacidad, quedando un calado de 2,93 cm y una velocidad de 0,75 m/s, mientras que el caudal medio ($Q_{\text{medio}}=3,47$ l/s) queda entre medio de los dos anteriores, llenando el tubo algo más del 30%, con calado de 4,19 cm y velocidad de 0,92 m/s. Ambos se desarrollan en régimen lento ($Fr < 1$) pero aunque en algún caso estos valores no fuesen suficientes para arrastrar todos los sólidos presentes en el agua, se asegura la limpieza de la tubería diariamente por la presencia de caudales mayores con capacidad de arrastre.

En cuanto al caudal máximo, como solamente disponemos de datos de precipitaciones medias mensuales y anuales y no de lluvias concretas, lo determinaremos como el máximo caudal procedente de la red de saneamiento que es capaz de desaguar la tubería de conexión sin entrar en carga, manteniendo un resguardo del 10%. Por lo tanto según esta consideración el caudal máximo será aquel que discurre por este tubo cuando ocupa el 90% de su sección, siendo éste de 18,4825 l/s y circulando a una velocidad de 1,32 m/s.

4.4.1.2. Canal de entrada con aliviadero lateral

Tras la tubería de conexión las aguas residuales llegan a un canal de hormigón que dejará pasar aquellos caudales inferiores o iguales al caudal punta, disponiéndose un aliviadero lateral para evacuar el caudal excedente a un canal de by-pass lateral. Por lo tanto el máximo caudal que saldría por el aliviadero será la diferencia entre el caudal máximo que entra por la tubería de conexión y el caudal punta. Es decir:

$$Q_{\text{vertido}} = Q_{\text{máximo}} - Q_{\text{punta}} = 18,4825 - 8,6811 = 9,8 \text{ l/s}$$

La sección del canal de entrada se divide en dos zonas diferenciadas, con distinta geometría y capacidad, mientras que el de by-pass tiene sección rectangular.

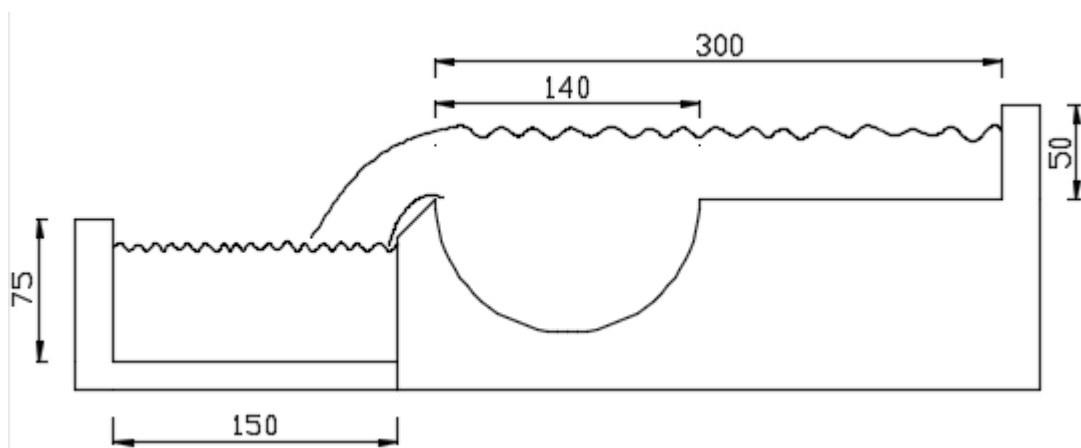


Ilustración 40: Canal de entrada con aliviadero lateral y canal "by-pass" (Cotas mm.)

4.4.1.2.1. Canal principal

La parte inferior del canal principal (semicírculo) es donde vierte directamente el agua la tubería de conexión con la red. Se ha diseñado con un diámetro de 140 mm, $n=0,012$ y pendiente del 1,6% (0,016 m/m), y cuando alcanza un calado igual al radio del semicírculo (7 cm) el caudal que discurre es igual al caudal punta (8,68 l/s), la velocidad del agua es 1,13 m/s y el número de Froude 1,54, por lo que en este tramo se consigue también el objetivo de que al menos una vez al día se limpien los tubos y canales además de que el flujo de agua discurra en régimen rápido y no se vea afectado por obstrucciones que pudieran producirse aguas abajo. Cuando es el caudal medio (3,47 l/s) el que discurre por esta zona del canal el agua alcanza una velocidad de 0,88 m/s, el calado en la zona de mayor profundidad (centro de la semicircunferencia) es aproximadamente 4,25 cm y en este caso también circula en régimen rápido con número de Froude de 1,61 por lo que seguirá sin afectarle lo que ocurra aguas abajo.

Se hace mucho hincapié en conseguir que el agua circule en régimen rápido, porque lo que se busca es evitar que posibles sobreelevaciones del agua en el tramo posterior provocadas principalmente por obturación de las rejillas de desbaste pudieran transmitir dicha elevación hacia aguas arriba, desbordando el canal by-pass o incluso llegando a afectar a la red de saneamiento.

Por otra parte la zona superior se ha diseñado y calculado como un canal rectangular de hormigón con una anchura de 30 centímetros. Aplicando una vez más la fórmula de Manning (con $Q=9,8$ l/s) y haciendo las iteraciones correspondientes concluimos que cuando el caudal sea máximo la lámina de agua se elevará sobre el labio del aliviadero una altura $h= 3,4$ cm aproximadamente. La pared del canal opuesta a la del aliviadero tendrá una altura algo mayor (5 cm) como medida de seguridad en caso de que se produjesen sobre elevaciones de la lámina de agua producidas por el propio flujo o por objetos extraños alojados dentro del canal.

4.4.1.2.2. Aliviadero lateral

El labio del aliviadero se diseña con una terminación en arista viva para cumplir la condición de vertedero de pared delgada (espesor $< h/2$) siendo $h=3,4$ cm.

Para el dimensionamiento del vertedero lateral adoptamos la simplificación propuesta A. Hernández, A. Hernández y P. Galán en su estudio "Aliviaderos", aplicable en pequeñas depuradoras con vertedero rectangular de pared delgada, en un canal, sin contracción lateral y vertido en lámina libre. Dicha simplificación consiste

básicamente en asignar el valor 0,645 al coeficiente "u" de descarga del vertedero y agrupando:

$$\frac{2}{3} * u * \sqrt{2 * g} = 1,9$$

Quedando la fórmula general:

$$Q_{vert} = 1,9 * L * \sqrt{h^3}$$

Siendo $Q_{vert} = 9,8$ l/s para $h = 3,4$ cm. La longitud del aliviadero a lo largo del canal será $L = 0,82$ metros.

4.4.1.2.3. Final del canal principal

Una vez alcanzada la longitud del aliviadero lateral del canal de entrada (0,82 m) dicho canal se terminará, disponiendo un pequeño muro de hormigón que cierre la parte de sección rectangular (superior derecha) impidiendo la continuidad del flujo de agua por la zona superior del canal. También en este punto se instalará una compuerta de accionamiento manual que permita cerrar la zona de sección semicircular en caso de ser necesario para evitar que algún vertido no deseado entre en la planta de tratamiento, para labores de mantenimiento y explotación, o incluso para regular el caudal de entrada si por cualquier motivo quisiéramos que fuese menor al que en ese momento circulase por el semitubo del canal de entrada.



Ilustración 41: Compuerta manual

4.4.1.3. Canal "by-pass"

Se trata de un canal lateral al cual llegan las aguas excedentes del canal principal sobre todo en episodios de precipitaciones, y que debe ser capaz de evacuar ese caudal sin interferir en el flujo libre de desagüe del aliviadero.

Este canal rectangular será también construido con hormigón ($n=0,012$), con pendiente de 1,6% en este primer tramo para acelerar la evacuación del caudal y con un ancho interior de 15 centímetros. Tras realizar varias iteraciones mediante la ecuación de Manning obtenemos que cuando el caudal sea máximo la lámina de agua se elevará unos 6 cm desde el fondo, por lo que no afecta a la capacidad de desagüe del aliviadero al no alcanzar la altura a la que se sitúa el labio del aliviadero. Como medida de seguridad se ha dejado la pared de este canal por debajo de la cota del labio del aliviadero, para que en caso de superarse el calado previsto el agua no llegue en ningún caso a la altura del labio impidiendo el alivio de caudal del canal principal.

Este canal es muy similar al canal de desbaste que veremos en el siguiente apartado, pero se ha considerado más adecuado dejar las explicaciones relativas a cálculo y diseño para cuando llegemos a dicho canal por su mayor importancia y uso en el sistema y para evitar ser repetitivos. Es por este motivo por lo que se hacen continuas referencias a ese canal en el presente apartado.

En el canal de by-pass se ubicarán también rejillas, tanto de gruesas como de finas, con idéntica disposición que las situadas en el canal principal dado que ambos tienen la misma geometría. El motivo de la presencia de las mismas rejillas en ambos canales es que en casos extremos este canal podrá actuar como un segundo canal de desbaste de sólidos ya que, además de las aguas excedentes de lluvias procedentes de cabecera, también podría recibir aguas menos diluidas y con más sólidos procedentes de los aliviaderos laterales del canal principal de desbaste en caso de una excesiva obturación de las rejillas, como se explicará en el apartado 4.4.2.4 Aliviaderos laterales.

Antes de la zona de rejillas deberá reducirse la pendiente del canal a 0,5% teniendo en cuenta las mismas consideraciones y tomando las mismas precauciones que las que se explicarán a continuación para el canal de desbaste.

Finalmente desaguará en la arqueta de salida donde se sumará al caudal procedente de los humedales para salir conjuntamente por la tubería que conduce el vertido al río.

4.4.2. Pretratamiento (Canal de desbaste)

En nuestro caso el pretratamiento consistirá en un canal de sección rectangular que albergará una reja de gruesos y otra de finos, para finalmente verter el agua desbastada a la arqueta de distribución.

Tanto el canal de desbaste como las rejas y aliviaderos se han dimensionado para el caudal punta, ya que es el máximo que tendremos en esta zona y por tanto aquel que llevará asociados mayores calados y velocidades del agua. Al cumplir estos valores máximos con los límites recomendados nos aseguramos de que también serán correctos para caudales inferiores. En caso de que los caudales mínimos tuviesen un calado o velocidad tan reducidos que no fuesen capaces de arrastrar los sólidos de mayor tamaño, la presencia diaria de caudales mayores nos asegura el arrastre y limpieza de todas las zonas. Si en algún caso ésto no fuese así, lo cual es muy poco probable, no supondría un gran problema ya que dadas las reducidas dimensiones del canal (que calcularemos en los siguientes apartados) podrían retirarse manualmente los sólidos de cualquier punto, procediendo de manera similar a la que se limpiarán las rejas.

4.4.2.1. Primer tramo (Reducción de pendiente)

Tras atravesar la compuerta situada al final del canal de entrada la sección pasa a ser rectangular (aguas arriba de la compuerta es un semitubo), con el objetivo de que para un mismo caudal el perímetro mojado sea mayor y así se vaya reduciendo la velocidad. En esta nueva geometría del canal el área vertical del flujo será equivalente a la que presentaba con la geometría anterior.

Manteniendo la misma pendiente ($i=1,6\%$) y rugosidad del hormigón ($n=0,012$), obtenemos mediante la ecuación de Manning que el canal equivalente rectangular óptimo, en el que la anchura interior del canal es el doble del calado del agua ($b=2y$), sería aquel con un ancho de 12,79 cm y un calado del flujo de agua de 6,395 cm. Para que resulte más sencilla su ejecución se decide adoptar un ancho de 12 cm, con lo que para un caudal de 8,68 l/s el calado queda 6,82 cm y la velocidad 1,06 m/s. Además el número de Froude es 1,29, por lo que seguimos en régimen rápido.

Posteriormente reducimos todavía más la velocidad del agua para que se adapte a la recomendada para su paso por rejas mediante una drástica reducción de la pendiente (pasando de 1,6% a un tramo con fondo horizontal), que conllevará un cambio de régimen rápido ($Fr>1$) a lento ($Fr<1$) y la formación de un resalto hidráulico. Con ésto conseguiremos disipar energía del agua, reducir su velocidad e

incluso fomentar que precipiten algunas de las partículas presentes en ella, reduciendo en parte la carga contaminante del agua que pasa al humedal aunque esta posible sedimentación no se tendrá en cuenta en los niveles del agua al llegar al humedal. El resalto será pequeño debido al escaso caudal y sección pero debemos tenerlo en cuenta y calcularlo para conocer el calado máximo que alcanza la lámina de agua y para determinar la longitud necesaria para que se establezca el flujo.

Calculamos el calado que nos queda tras el resalto hidráulico mediante la ecuación de Belanger, ya que se trata de un canal de sección rectangular:

$$y_2 = \frac{y_1 * (-1 + \sqrt{1 + 8 * Fr_1^2})}{2}$$

Siendo $y_1 = 0,0682$ m y $v_1 = 1,06$ m/s, el número de Froude del tramo con mayor pendiente (Fr_1) quedará:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * (\frac{A}{b})}}$$

Al tratarse de un canal de sección rectangular sustituimos la fracción A/b (Área/ancho) por y_1 , ya que al ser $A = b * y$ quedará $b * y / b$ y lo podemos simplificar quedando:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

Obtenemos como resultado que el calado tras el resalto será $y_2 = 0,09545$ m.

La longitud necesaria para que se desarrolle el resalto completo la calculamos como:

$$L = 6 * (y_2 - y_1) = 6 * (0,09545 - 0,0682) = 0,16355 \text{ m.}$$

Dejaremos una longitud libre de 0,2 metros para darle un margen en el supuesto de que se incrementase debido a las oscilaciones del agua.

Tras esos 20 cm de longitud el canal adoptará su nueva geometría, con una pendiente de 0,5% y un ancho de 15 cm, lo que para nuestro caudal punta de 8,68 l/s llevará asociado un calado aproximado de 8,45 cm y una velocidad de 0,69 m/s.

Transcurrirán 50 cm más con esta nueva geometría hasta que nos encontremos con la reja de gruesos.

4.4.2.2. Reja de gruesos

Estará formada por tres barras de 1 cm de ancho y separadas entre sí 4 cm, quedando 2 cm a cada lado entre la barra del extremo y la pared del canal. Tendrán una inclinación de 60° respecto del fondo y su limpieza se realizará manualmente mediante rastrillo y canastillo perforado para evacuar la mayor cantidad posible de agua y extraer los sólidos lo más secos posible.

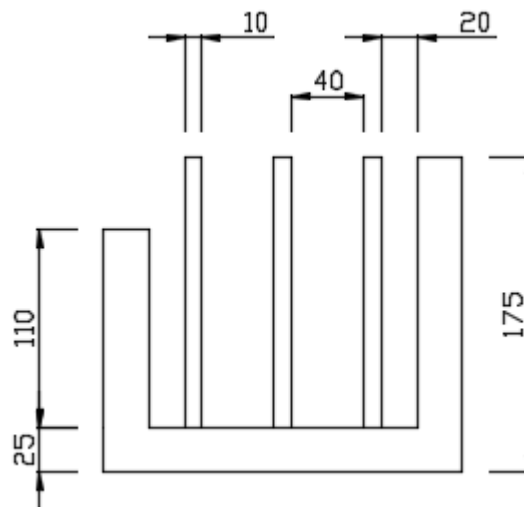


Ilustración 42: Reja de gruesos (Cotas mm)

Descontando el espacio total que ocupan los barrotes (3 cm) nos queda un ancho libre de 12 cm que será el que consideraremos efectivo, ya que dadas sus reducidas dimensiones no se tendrá en cuenta la contracción lateral que produciría cada barra sobre el flujo de agua a su paso por las rejillas. Siendo entonces el ancho considerado 12 cm calcularemos con él la sección del agua a su paso por las rejillas, y con ello la velocidad mediante la ecuación de continuidad ($S_1 \cdot v_1 = S_2 \cdot v_2$).

$$v_2 = \frac{0,69 \cdot 0,012675}{0,01014} = 0,86 \text{ m/s}$$

Y la pérdida de carga del agua a su paso por las rejillas será:

$$h_t = \frac{1}{0,7} \cdot \left(\frac{0,86^2 - 0,69^2}{2 \cdot 9,81} \right) = 0,01928 \text{ m} = 1,93 \text{ cm}$$

La pérdida de carga es aceptable ya que es menor de 15 cm.

Tras la reja de gruesos dejaremos nuevamente 50 cm de canal libre para que el agua recupere sus condiciones de flujo originales.

4.4.2.3. Reja de finos

Compuesta por nueve barras de 0,5 cm de ancho, con una separación de 1 cm entre ellas y quedando 1,25 cm a cada lado entre la barra del extremo y la pared del canal. En cuanto a inclinación, sistema de limpieza, contracción lateral y otras consideraciones adoptaremos los mismos criterios que para la reja de gruesos.

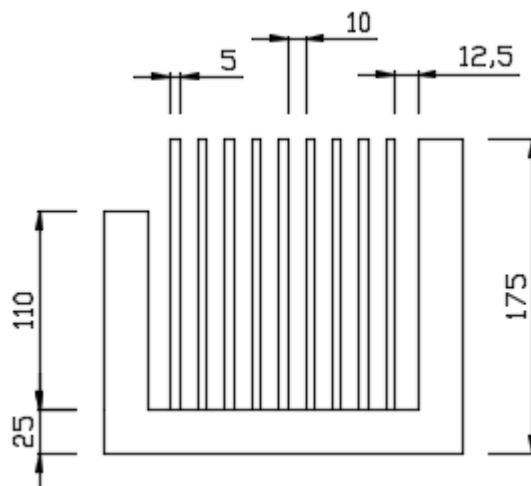


Ilustración 43: Reja de finos (Cotas mm)

Como el ancho total de las barras en este caso es 4,5 cm nos quedará un ancho efectivo de 10,5 cm. Calculando la sección efectiva de agua a su paso por la reja y aplicando la ecuación de continuidad obtenemos una velocidad aproximada de paso entre barras de 0,98 m/s, que está dentro de los límites recomendados (0,7-1 m/s) para evitar que ejerza demasiada fuerza y arrastre los sólidos atrapados por las barras. La pérdida de carga es de 3,57 cm así que también será aceptable al ser menor de 15 cm.

En este caso dejaremos un tramo de canal libre de un metro aguas abajo de la reja de finos antes de pasar el agua a la arqueta de distribución.

4.4.2.4. Aliviaderos laterales

Tras haber reducido la pendiente del canal y haber cambiado el flujo a régimen lento ($Fr=0,75$), ahora sí que le afectarán las posibles retenciones que se produzcan aguas abajo, como por ejemplo las provocadas por obstrucción de las rejillas, pudiendo provocar un aumento del calado mayor del admisible.

Como la planta de depuración no dispone de conexión a la red eléctrica no podemos instalar sensores u otros dispositivos automáticos de alivio de caudal en

casos de obturación de las rejjas, por lo que como sistema de seguridad se dispondrán dos aliviaderos laterales que desaguarán directamente al canal by-pass procedente del aliviadero del canal de entrada. Ambos se encuentran situados en la pared izquierda del canal, uno de ellos aguas arriba de la reja de gruesos y el otro en el tramo entre ambas rejjas (pueden verse en Ilustración 42 e Ilustración 43 respectivamente).

Se considera aceptable que las rejjas se colmaten un máximo del 30% de su superficie libre efectiva entre limpieza y limpieza, por lo tanto realizando un cálculo aproximado el calado aumentaría también un 30% en esa circunstancia, elevándose la superficie del agua unos 11 cm desde el fondo. Esa será la altura a la que situaremos el labio de ambos aliviaderos, siendo la longitud de cada uno de ellos de 10 cm.

4.4.3. Distribución

4.4.3.1. Arqueta de distribución

Se trata de una arqueta cuadrada de hormigón, de 50 cm de lado interior y una profundidad de 20 cm, a la cual llega el agua tras abandonar el canal de desbaste.

Cuenta con dos tuberías de salida a ras de fondo situadas una en cada una de las paredes laterales y con una compuerta manual (similar a la de la Ilustración 41: Compuerta manual) en la embocadura de cada una de ellas. El objetivo de las compuertas es poder alternar el funcionamiento de los humedales en épocas en las que el caudal no sea suficiente y sea beneficioso concentrar todo el flujo por uno de ellos para que su funcionamiento sea óptimo. También serán útiles para interrumpir el flujo en caso de que deban realizarse labores de mantenimiento.

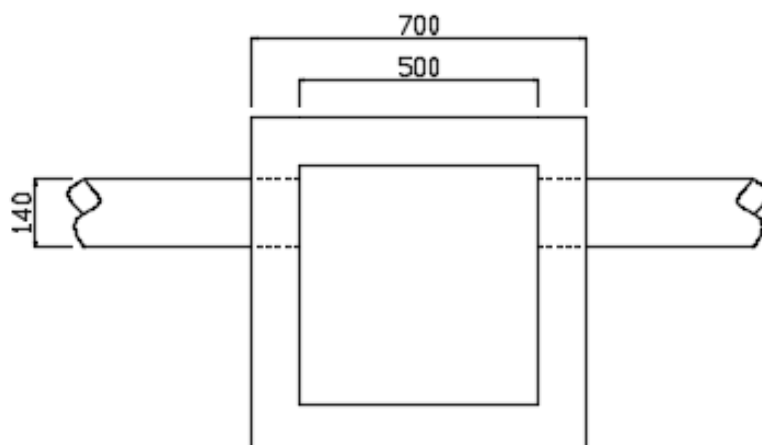


Ilustración 44: Arqueta de distribución vista en planta (Cotas mm)

En la ilustración anterior el caudal procedente del canal de desbaste entraría a la arqueta por la parte inferior, perpendicularmente a los tubos de salida.

4.4.3.2. Tuberías de distribución

Ambas tuberías serán simétricas respecto al eje central de la arqueta, saliendo de la misma a ras de fondo y en sentido opuesto. Serán tubos de PEAD (Polietileno de Alta Densidad) PN10 (atm), DN 140 (mm), diámetro interior 119,4 mm, coeficiente de rugosidad de Manning $n=0,009$ y pendiente de 0,5%.

Realizando las iteraciones correspondientes mediante la fórmula de Manning obtenemos como resultado a destacar que, aún en el caso de estar abierta una sola de las tuberías, ésta sería capaz de desaguar el caudal punta (8,68 l/s) sin entrar en carga quedando libre un resguardo algo superior al 10% de su capacidad.

Como se verá en el apartado 4.4.4.13 División del humedal en celdas, el humedal estará formado por dos celdas o calles de unos 40 metros de ancho y unos 80 de largo. Cada una de las dos tuberías discurrirá enterrada y paralela al lado transversal de cabecera de su celda correspondiente (el lado corto), contando con derivaciones de vertido del agua al mismo a los 5, 15, 25 y 35 metros a lo largo de dicho lado para una mejor y más uniforme distribución de la misma en el interior del humedal. Estas derivaciones o tuberías secundarias serán PN10 (atm), tendrán un diámetro nominal (DN) de 75 mm, con un diámetro interior de 63,8 mm y una pendiente de 0,5%, para que el agua entre al humedal con una velocidad muy reducida (según los cálculos incluso para un 90% de llenado la velocidad no será mayor de 0,65 m/s) y se reparta homogéneamente. El vertido se hará directamente en la zona superior del lecho de gravas o sobre un gavión de bolos de distribución (como puede verse en la Ilustración 28: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal) en caso de que se considerase adecuado y beneficioso introducirlo en la configuración del sistema.

4.4.4. Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

Para el diseño del humedal nos basamos en tres criterios fundamentales:

- Se consideran reactores biológicos, en los cuales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden.
- Se considera que el flujo a través del medio poroso es flujo pistón y en forma uniforme.
- La ley de Darcy será la que describa el flujo a través del medio poroso.

Aunque el diseño del humedal se va a hacer orientado a la reducción de DBO, también se produce una reducción en los niveles de todos los demás parámetros no deseados. En la siguiente imagen se explican de forma esquemática los procesos mediante los cuales se elimina cada uno de los contaminantes presentes en el agua, que son los siguientes:

- Materia orgánica: Degradación por bacterias.
- Sólidos en suspensión: Filtración.
- Nitrógeno: Absorción, desnitrificación (compuestos gaseosos de nitrógeno) y volatilización de amoníaco.
- Fósforo: Absorción, adsorción y precipitación.
- Patógenos: Predación, filtración y adsorción.

Además la vegetación suministra O₂ al lecho por vía radicular.

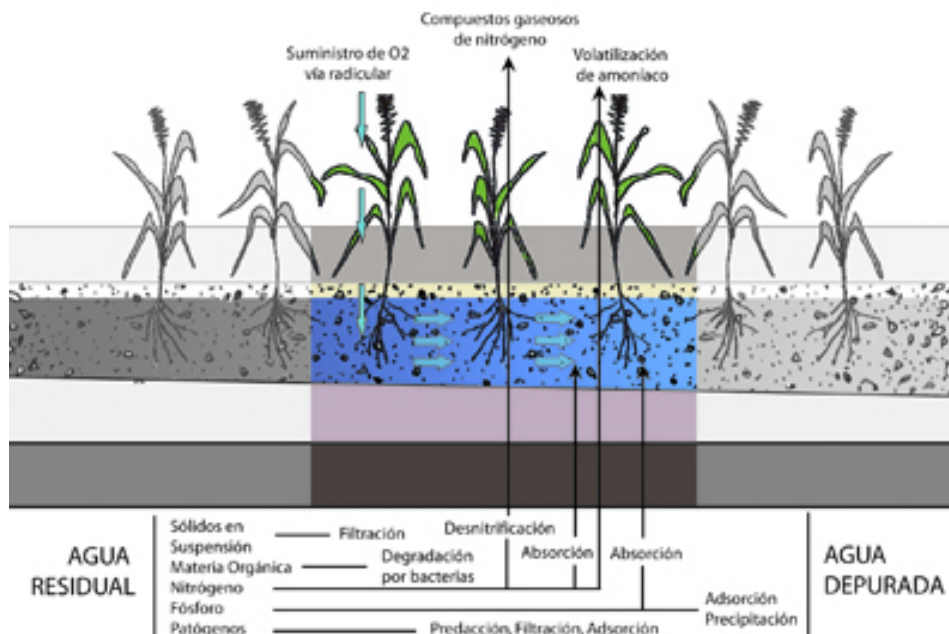


Ilustración 45: Procesos de eliminación en el humedal

4.4.4.1. Vegetación

El primer paso en el diseño de los humedales artificiales es elegir la vegetación que vamos a utilizar para la depuración de las aguas, ya que en función de la profundidad que sean capaces de alcanzar sus raíces determinaremos el espesor de la

capa de material granular del lecho.

Las plantas, y más concretamente sus raíces, son fundamentales en este tipo de tratamientos ya que estabilizan el sustrato, amortiguan las variaciones ambientales, proporcionan una gran superficie específica para el crecimiento de bacterias (además del lecho granular), asimilan como nutrientes las sustancias que buscamos eliminar, transfieren oxígeno a la zona de agua más próxima, limitan la canalización del flujo, reducen la velocidad, favorecen la sedimentación, reducen la cantidad de luz que recibirán los microorganismos...

Para la selección de la vegetación tendremos en cuenta que cumplan las siguientes recomendaciones:

1. Colonizadoras activas con eficaz extensión del sistema de rizomas.
2. Alcanzar una biomasa considerable por unidad de superficie para conseguir la máxima asimilación de nutrientes.
3. Poseer una gran superficie específica la biomasa subterránea para potenciar el crecimiento de la biopelícula.
4. Sistema eficaz de transporte de oxígeno hacia las partes subterráneas para promover la degradación aeróbica y la nitrificación en la zona próxima a su sistema radicular.
5. Facilidad de crecimiento en las condiciones ambientales del sistema proyectado.
6. Elevada productividad.
7. Tolerancia a los contaminantes presentes en las aguas residuales.
8. Especies propias de la flora local.

En nuestro caso utilizaremos Carrizos (*Phragmites australis*) cuyas raíces pueden alcanzar los 75 cm de profundidad y Eneas (*Typha latifolia*, *Typha angustifolia*, *Typha x glauca*) que pueden llegar hasta 60 cm.

4.4.4.2. Espesor y material del lecho

A partir de la profundidad que pueden alcanzar las raíces de las plantas elegidas podemos establecer el espesor del lecho de material granular. Los valores habituales en este tipo de humedales van desde 0,3 a 0,9 m por lo que parece adecuado seleccionar 0,6 m que además es un valor que alcanzarán todas las raíces.

Diversos estudios sobre humedales ya construidos establecen que el diámetro óptimo para el material granular del lecho se sitúa en torno a 30 mm ya que

diámetros mucho mayores conllevan un gran aumento de la velocidad de paso y flujo turbulento pudiendo no cumplirse la ley de Darcy, y diámetros mucho menores implican una reducción de la velocidad de paso tal, que para pendientes normales se originan zonas con agua en la superficie.

En base a estos estudios y recomendaciones se ha elegido grava media con diámetro efectivo (D_{10}) 32 mm y porosidad 40% (0,4) de entre todos los posibles materiales granulares disponibles para la formación del lecho del humedal, los cuales aparecen en la siguiente tabla con sus principales características.

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica K_s ($m^3/m^2 \cdot d$)
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas finas	16	35-38	1000-10 000
Gravas medianas	32	36-40	10 000-50 000
Rocas pequeñas	128	38-45	50 000-250 000

Tabla 35: Materiales para el lecho del humedal

Vemos que la conductividad hidráulica de las gravas medias varía desde 10.000 hasta 50.000 $m^3/m^2 \cdot día$, siendo su valor medio 30.000 $m^3/m^2 \cdot día$. Este valor sería fiel para condiciones iniciales en las que el lecho estaría formado exclusivamente por material granular, pero a medida que avance su vida útil se irá colmatando, proliferarán las poblaciones bacterianas y las raíces irán ocupando los espacios intergranulares reduciendo todo ello la sección de paso del agua. Por este motivo seguimos la recomendación de considerar para el diseño 1/3 de la conductividad hidráulica original, quedándonos con 10.000 $m^3/m^2 \cdot día$ ($30.000/3$).

Además de los 60 cm de espesor de la capa de gravas medias que ocupará el agua, dispondremos una capa superficial de 10 cm de espesor compuesta por un 60% de arena lavada de río por su gran capacidad de drenaje y poca compactación, y un 40% de tierra vegetal como sustrato para favorecer el enraizamiento inicial de la vegetación. Además con esta capa conseguiremos proteger el agua y los procesos que en ella se dan de los factores ambientales externos y reducir posibles afecciones para la población como olores, mosquitos... al no fluir el agua en contacto directo con la atmósfera. Esta capa superficial no se tendrá en cuenta como espesor del humedal a efectos de cálculo en el diseño ya que deberá permanecer seca en todo momento y por lo tanto no forma parte de la sección útil para el paso de agua.

4.4.4.3. Constante de reacción de primer orden

Es una constante dependiente de la temperatura que se designa como kt .

$$kt = k_{20} * 1,06^{T-20}$$

K_{20} : Es la constante de velocidad de reacción o de reacción de primer orden a 20°C. Burton y Tchobanoglous (1991) le asignaron un valor de 1,35 pero posteriormente tras varios estudios Crites y Tchobanoglous (1998) determinaron que el valor 1,1 era más fiel a la realidad. Tomaremos este último valor ya que es más actual y se asemeja más a la realidad.

T : Se trata de la temperatura a la que se van a desarrollar los procesos y reacciones en el humedal. Para ser conservadores y establecer un margen de seguridad introduciremos la temperatura media del mes más frío (Enero=5,4°C), así el resto del año sabemos que el humedal funcionará correctamente dado que las condiciones térmicas serán más favorables. Ésto quiere decir que cuanto mayor sea la temperatura menor área superficial necesitará para el desarrollo de los procesos, y por lo tanto el humedal funcionará en condiciones de menor carga ya que dispondrá de una superficie y volumen mayor del necesario en esas condiciones.

Finalmente introducimos estos valores para obtener el resultado de la constante.

$$kt = 1,1 * 1,06^{5,4-20} = 0,4698 \text{ día}^{-1}$$

4.4.4.4. Área superficial

Como ya se ha comentado al principio de este capítulo el dimensionamiento biológico se realiza orientado a la reducción de la DBO. De acuerdo con lo planteado en la W.E.F. (1990) y la E.C./E.W.P.C.A. (1990), calculamos el área superficial necesaria para el desarrollo de los procesos biológicos con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_o/C)}{kt * h * n}$$

Siendo:

Q : Caudal de diseño [$\text{m}^3/\text{día}$]

C_o : Concentración de DBO_5 en el agua a la entrada [mg/L]

C : Concentración de DBO_5 en el agua a la salida [mg/L]

kt : Constante de reacción de primer orden [día^{-1}]

h : Profundidad del lecho de gravas [m]

n : Porosidad de las gravas del lecho [en tanto por uno]

Resultado:

$$A_s = \frac{300 * \ln(330,25/25)}{0,4698 * 0,6 * 0,4} = 6866,99 m^2$$

Si dividimos la superficie necesaria entre la población de diseño (1.500 h-eq) obtendremos el área por habitante que en nuestro caso es 4,578 m²/h-eq. Este valor se aproxima a la recomendación del "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010) de dimensionar este tipo de humedales a razón de 5 m² por habitante equivalente servido. Teniendo en cuenta que estamos dimensionando para el mes más frío, la mayor parte del resto del año la superficie por habitante cumplirá con la recomendación.

4.4.4.5. Pendiente del lecho

Algunos investigadores como Reed et al. (1988) imponen que se debe limitar a 6,8 m/día la velocidad del flujo para minimizar el arrastre localizado de películas biológicas. Para dejar un margen de seguridad establecemos que la velocidad máxima del flujo para el diseño será 6 m/día.

Calculamos la pendiente como:

$$i = \frac{v \text{ máx}}{k_s}$$

Siendo:

v máx: Velocidad máxima permitida del flujo [m/día]

k_s: Conductividad hidráulica de la grava media [m³/m²*día]

Resultado:

$$i = \frac{6}{10000} = 0,0006 m/m$$

4.4.4.6. Velocidad del flujo

Despejando la velocidad en la expresión del apartado anterior nos queda que será igual al producto de la conductividad hidráulica por la pendiente.

$$v = k_s * i$$

Siendo:

k_s: Conductividad hidráulica de la grava media [m³/m²*día]

i: Pendiente del lecho de gravas [m/m]

Resultado:

$$v = 10000 * 0,0006 = 6 \text{ m/día}$$

Este resultado es la condición impuesta en el apartado anterior pero se ha realizado el cálculo para demostrar de dónde procede el valor de la velocidad del flujo dentro del humedal.

4.4.4.7. Área de la sección transversal

Reorganizando la ecuación de la ley de Darcy determinaremos la sección que deberá tener el humedal para permitir el paso del flujo de agua.

$$Ac = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{ks * i}$$

Siendo:

Q: Caudal de diseño [$\text{m}^3/\text{día}$]

ks: Conductividad hidráulica de la grava media [$\text{m}^3/\text{m}^2 * \text{día}$]

i: Pendiente del lecho de gravas [m/m]

Resultado:

$$Ac = \frac{300}{10000 * 0,0006} = 50 \text{ m}^2$$

4.4.4.8. Ancho del humedal

Dado que la profundidad del lecho es fija porque la hemos determinado en función de la profundidad que alcanzarán las raíces de las plantas, el ancho del humedal será proporcional al área de la sección transversal.

$$W = \frac{Ac}{h}$$

Siendo:

Ac: Área de la sección transversal [m^2]

h: Profundidad del lecho de gravas [m]

Resultado:

$$W = \frac{50}{0,6} = 83,33 \text{ m}$$

4.4.4.9. Longitud del humedal

A partir del área superficial y el ancho obtenido para la sección transversal, calcularemos la longitud del humedal.

$$L = \frac{As}{W}$$

Siendo:

As: Área superficial del humedal [m²]

W: Ancho del humedal [m]

Resultado:

$$L = \frac{6866,99}{83,33} = 82,40 \text{ m}$$

4.4.4.10. Tiempo de retención hidráulica

El tiempo de retención hidráulica o tiempo que el agua permanece en el humedal, será función de la longitud del humedal y de la velocidad con la que el flujo discurre a lo largo del mismo.

$$TRH = \frac{L}{v}$$

Siendo:

L: Longitud del humedal [m]

v: Velocidad del flujo [m/día]

Resultado:

$$TRH = \frac{82,40}{6} = 13,73 \text{ días}$$

4.4.4.11. Comprobación de la pendiente del lecho

Aunque el humedal se diseña en condiciones ideales de flujo en las cuales se considera un caudal constante, la realidad no será esa debido a las variaciones estacionales de población y a las variaciones de consumo de un día a otro, además de las variaciones horarias dentro de un mismo día.

Esta comprobación tiene por objeto evitar que las posibles disminuciones de caudal hagan bajar el gradiente hidráulico de forma excesiva, provocando variaciones en la concentración de oxígeno en el agua y afectando a las plantas y microorganismos. En definitiva esta comprobación nos asegura que las condiciones

dentro del humedal no sufrirán grandes variaciones cuando se reduzca el caudal afluente, manteniéndose la eficiencia del proceso dentro de unos valores aceptables.

Kadlec y Knight (1996) establecieron que puede escogerse el 10% del espesor del lecho granular del humedal como el valor máximo de disminución de altura entre la entrada y la salida del sistema.

$$i < 0,1 * \left(\frac{h}{L}\right)$$

Siendo:

i: Pendiente del lecho de gravas [m/m]

h: Profundidad del lecho de gravas [m]

L: Longitud del humedal [m]

Despejando esta expresión nos queda:

$$\frac{i}{(h/L)} < 0,1$$

Introducimos nuestros datos:

$$\frac{0,0006}{(0,6/82,40)} = 0,0824 < 0,1$$

Vemos que cumple por lo que nos aseguramos que las condiciones de funcionamiento dentro del humedal serán bastante constantes aún cuando se produzcan reducciones de caudal.

4.4.4.12. Comprobación de la carga superficial

Esta segunda comprobación se centra en que para situaciones de cargas excesivas o disminuciones de la conductividad hidráulica no se produzcan gradientes demasiado altos que podrían causar inundaciones.

Del mismo modo que en la comprobación anterior nos basamos en los estudios y consideraciones de Kadlec y Knight (1996), que para esta situación establecen que un límite del 10% de la altura del lecho en las pérdidas de carga permisibles es suficiente para su buen funcionamiento.

$$\left(\frac{Q}{W * L}\right) * \left(\frac{L^2}{k_s * h^2}\right) < 0,1$$

Siendo:

Q: Caudal de diseño [m³/día]

L: Longitud del humedal [m]

W: Ancho del humedal [m]

ks: Conductividad hidráulica de la grava media [m³/m²*día]

h: Profundidad del lecho de gravas [m]

Introducimos nuestros datos:

$$\left(\frac{300}{83,33 * 82,40}\right) * \left(\frac{82,40^2}{10000 * 0,6^2}\right) = 0,0824 < 0,1$$

El valor obtenido cumple la condición por lo que aseguramos que no se producirán gradientes hidráulicos excesivos ni inundaciones aún cuando se den cargas excesivas o reducciones importantes de la conductividad hidráulica.

4.4.4.13. División del humedal en celdas

Con los datos calculados en apartados anteriores vemos que nos queda un humedal prácticamente cuadrado (83,33 x 82,40 m) cuya relación W/L es prácticamente 1/1, lo cual no es nada recomendable.

Para proporcionarle una geometría rectangular con predominio de la longitud (L) sobre el ancho (W) se decide dividir el humedal en dos celdas longitudinales de 42 metros de ancho cada una, quedándonos así la relación W/L aproximadamente igual a 1/2. Además de este modo tendremos dos humedales para alternar su funcionamiento en épocas en las que el caudal no sea suficiente para el pleno funcionamiento de ambos, optimizando así los procesos del que esté operativo.

Otro motivo por el que se decide dividirlo únicamente en dos bloques es para favorecer la integración paisajística, ya que así queda más natural que hacer varios carriles rectos y paralelos, además de que las plantas se desarrollarán mejor siendo una gran masa conjunta de vegetación y no confinadas en espacios menores.

4.4.4.14. Directrices para construcción

4.4.4.14.1. Excavación e impermeabilización

Primero procedemos con la excavación de las fosas que constituirán las paredes de las celdas del humedal (se recomienda una inclinación de 45° para los taludes), y compactamos y nivelamos la base dándole una pendiente hacia las tuberías de salida situadas en la parte final del del humedal.

Posteriormente impermeabilizaremos los taludes de la zonas de entrada, salida, laterales, así como el fondo de la celda. Para ello instalaremos láminas sintéticas de PEAD (Polietileno de Alta Densidad) de 1,5 mm de espesor, las cuales desenrollaremos en la dirección de la pendiente del fondo de la celda. Una vez extendidas serán ancladas mediante el método con zanja periférica, que consiste en una excavación a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones mínimas de 30 cm de ancho y 30 cm de profundidad, en la cual se fija la lámina mediante el relleno de la zanja con material de la propia excavación. La superficie de apoyo de la geomembrana en la zanja de anclaje deberá estar nivelada, compactada, libre de afloramientos rocosos, grietas, depresiones y cambios abruptos de pendiente.

Además se cubrirá la geomembrana con un geotextil tanto interior como exteriormente para protegerla de las gravas del lecho y de los áridos presentes en el terreno sobre el que se apoya (sobre todo aquellos cuyo diámetro sea mayor de 5 mm), y más concretamente de sus aristas ya que podrían perforar las láminas. Nos queda una estructura tipo sándwich con geotextil interno y externo protegiendo las láminas de PEAD.

La impermeabilización de las celdas tiene como objetivo principal asegurar la contención de las aguas de su interior evitando así infiltraciones que puedan contaminar las aguas subterráneas y el suelo.

4.4.4.14.2. Relleno

Tras la impermeabilización se rellenan las fosas de grava por tongadas asegurándonos de que quedan bien compactadas, lo que nos ayudará a incrementar la efectividad del proceso de filtración del agua y a evitar posibles asientos diferenciales. El material granular debe ser limpio, exento de finos, homogéneo y duro.

La superficie del lecho deberá ser plana y no con pendiente como el fondo, lo cual implica que el lecho va aumentando ligeramente su espesor conforme avanza en la dirección del agua. Esta variación no es significativa ya que debido a la reducida pendiente del fondo el espesor del lecho apenas aumentará 5 cm desde la entrada hasta la salida del humedal.

$$\text{Incremento de espesor} = L \cdot i = 82,40 \text{ m} \cdot 0,0006 \text{ m/m} = 0,049 \text{ m} = 4,9 \text{ cm}$$

Sin embargo este espesor extra, a pesar de no ser muy grande, nos será útil ya que aumenta la capacidad del humedal para asimilar las sobreelevaciones de la masa de agua según las condiciones de caudal e inclinación de los tubos de evacuación del

flujo del humedal.

Sobre la superficie del lecho se colocará la capa de 10 cm de arena (60%) y tierra vegetal (40%) ya descrita en el apartado 4.4.4.2 Espesor y material del lecho.

En las zonas de entrada y salida del agua puede disponerse una pequeña banda transversal de gaviones de bolos sin vegetación cuyo diámetro sea superior al de las gravas del lecho, pero en ningún caso podrán restar longitud al lecho granular sino que serán un añadido. Los grandes espacios entre los bolos y la ausencia de raíces que reduzcan y modifiquen esos espacios favorecerán la distribución y movimiento del agua.

4.4.4.14.3. Plantación

La plantación puede realizarse a partir de pequeñas plantas previamente cultivadas en vivero o mediante rizomas obtenidos de otros sistemas de humedales construidos o de humedales naturales, siempre que se tengan los permisos correspondientes. La disposición de los carrizos será aproximadamente de tres ejemplares por metro cuadrado mientras que las enneas deberán separarse al menos un metro de otros ejemplares.

Si se realiza con plantas de vivero la plantación puede realizarse prácticamente en cualquier época del año, mientras que si se trata de rizomas el momento óptimo será la primavera.

Es importante no realizar la plantación hasta que el humedal vaya a comenzar su funcionamiento y estén aseguradas las condiciones de agua y nutrientes necesarios para el desarrollo de la vegetación.

Si se realizan todos los pasos adecuadamente, se siguen las recomendaciones y las condiciones para las plantas son las idóneas, podremos conseguir una buena cobertura vegetal y tener el humedal a pleno rendimiento en apenas tres meses.

4.4.4.14.4. Cerramiento perimetral y accesos

El perímetro de la planta deberá cerrarse con una valla que contenga todas las instalaciones en su interior, dejando un margen de al menos tres metros desde cada punto del cerramiento hasta la instalación más cercana. Con ésto conseguimos evitar accidentes e intromisiones tanto de personas como de animales, además de proteger las instalaciones de sabotajes y actos vandálicos como ya ha ocurrido en otras instalaciones similares de nuestra comunidad autónoma.

Además deberán habilitarse para que sean fácilmente transitables tanto las vías de acceso a la planta como las destinadas a desplazarse por el interior de la misma.

4.4.5. Recogida y vertido

4.4.5.1. Tuberías de salida de los humedales

Al final del humedal se dispondrán varios tubos de drenaje (cuatro por celda) a la altura del fondo del lecho con una distribución, geometría y características similares a los de alimentación en cabecera, pero con una zona flexible para poder variar su inclinación y con ello poder controlar el caudal de descarga de cada uno de ellos y graduar el nivel de encharcamiento en el humedal en función de las necesidades en cada momento (consultar Ilustración 28: Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal).

Estos pequeños tubos de drenaje desaguarán en un canal de recogida perpendicular a todos ellos que conducirá el agua hasta la arqueta de salida.

4.4.5.2. Canal de recogida

Será un canal de hormigón cuyo origen se sitúa en el punto de vertido más extremo del humedal sur e irá recogiendo el flujo que emana de los ocho tubos de drenaje, para finalizar en la arqueta de salida.

La geometría y capacidad de este canal será idéntica a la del canal de desbaste ya que en condiciones de máximo caudal éste no será superior al caudal punta, por lo que coincide con el máximo caudal que podía discurrir por dicho canal.

4.4.5.3. Arqueta de salida

Se trata de una arqueta de hormigón situada a la izquierda de la zona final del humedal norte, punto donde confluyen el canal de recogida tras haber pasado por los ocho puntos de vertido y el canal by-pass procedente de cabecera y del pretratamiento.

El máximo caudal procedente del canal de recogida se estima que será cercano al caudal punta de entrada a la planta (8,68 l/s), mientras que la máxima aportación del canal de by-pass será de 9,8 l/s tal y como se calculó en los apartados correspondientes a las obras de entrada a la planta. Por lo tanto el máximo caudal que se prevé que pueda llegar a la arqueta de salida es 18,48 l/s, pero por seguridad consideraremos 20 l/s.

Las dimensiones de esta arqueta serán mayores que las de la arqueta de distribución ya que el caudal que recibe puede llegar a ser más del doble que el que entraba en aquella. Buscamos principalmente una mayor superficie porque en este caso la entrada del agua se produce por dos puntos perpendiculares entre sí, y

pretendemos que ambos flujos tengan espacio suficiente para estabilizarse antes de su salida por la tubería de vertido al río. Tras estas consideraciones se decide que esta arqueta será cuadrada con dimensiones interiores de 1 x 1 metros y una profundidad de 40 cm, y su fondo tendrá una ligera pendiente hacia la zona donde se ubica la tubería de vertido. El volumen interior será por tanto el doble que el de la primera arqueta.

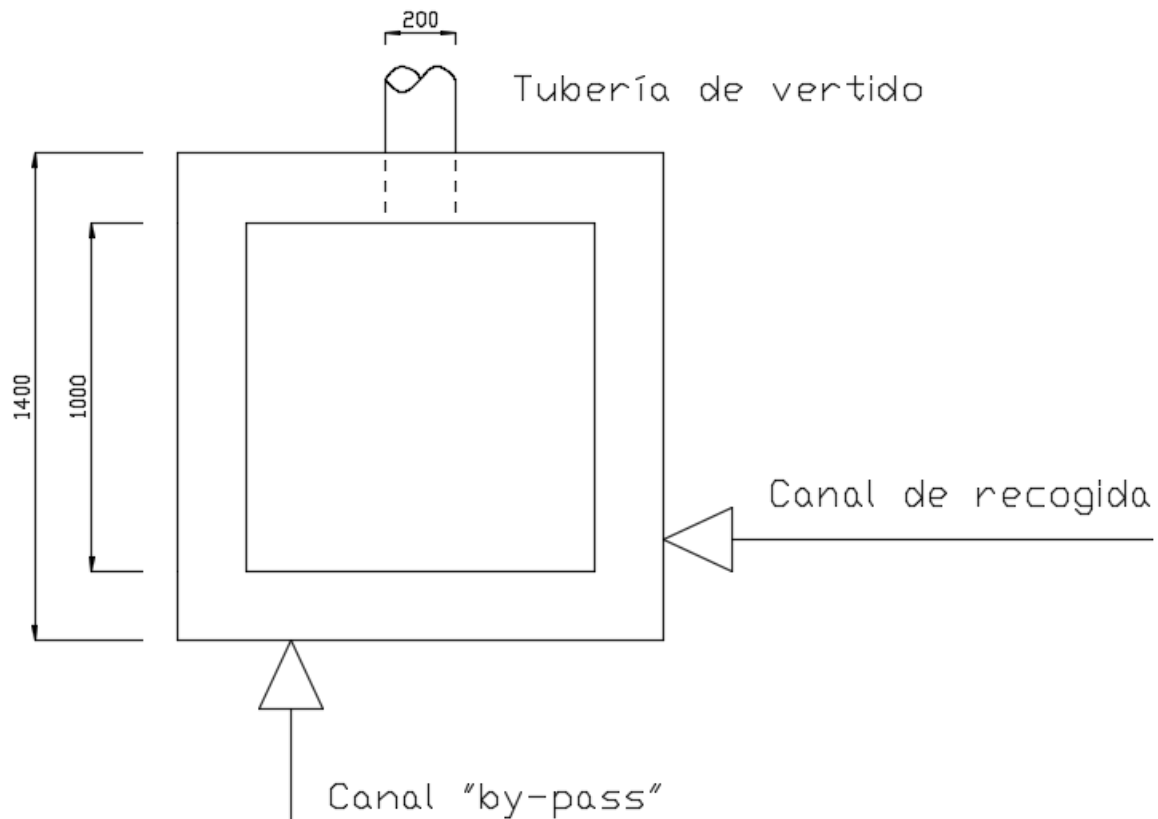


Ilustración 46: Arqueta de salida vista en planta (Cotas mm)

4.4.5.4. Tubería de vertido al río

Se trata de un tubo de PEAD (Polietileno de Alta Densidad) PN10 (atm), DN 200 (mm), diámetro interior 170,6 mm, coeficiente de rugosidad de Manning $n=0,009$ y pendiente de 0,5% a la salida de la arqueta. Esta pendiente se irá modificando posteriormente para adaptarse a la topografía del terreno a lo largo de la zanja en la que irá enterrada en su camino hasta el punto de vertido al río.

Tras realizar cálculos e iteraciones mediante la fórmula de Manning obtenemos que, con las características antes descritas, esta tubería será capaz de desaguar de la arqueta el caudal máximo estimado (20 l/s) a una velocidad de 1,09 m/s y

manteniendo las condiciones de flujo en lámina libre, quedando un resguardo del 25% de su capacidad. Se ha sobredimensionado el diámetro que sería necesario en este punto para desaguar la arqueta con la intención de que sea capaz de asumir el aumento del calado asociado a las posibles reducciones de pendiente en tramos posteriores, sin entrar en carga. Así mismo el agua tiene, según la geometría de la tubería en este punto, una velocidad intermedia para dejar un amplio margen en el que ésta pueda incrementarse en tramos en los que aumente la pendiente y reducirse en los que ésta disminuya, y todo ello dentro de los límites máximo y mínimo recomendables en tuberías de saneamiento.

4.4.6. Mantenimiento y explotación

4.4.6.1. Toma de muestras

Las mediciones de caudal y concentración deberán realizarse de forma manual tomando las precauciones necesarias para que la piel u otras partes del cuerpo no entren en contacto con el agua o sus emanaciones.

Los puntos destinados a la toma de muestras son las dos arquetas (distribución y salida), pero como casi todas las conducciones del sistema son canales abiertos de reducidas dimensiones éstas podrán tomarse en muchos otros puntos.

4.4.6.2. Limpieza de rejillas

La retirada de sólidos atrapados en las rejillas se realizará de forma manual ya que éstas cuentan con rastrillo y cesto perforado como ya se comentó en el apartado 4.4.2.2 Reja de gruesos. Cualquier sólido que quedase atrapado en otra zona podrá ser retirado de manera similar y manualmente dada la escasa profundidad de todas las partes del sistema. Para todas las labores de limpieza deberá emplearse el instrumental dispuesto para tal fin y proteger con material impermeable todas aquellas partes del cuerpo que se prevea que puedan tener contacto con el agua, e incluso mascarillas y gafas especiales para protegerse de los vapores.

4.4.6.3. Gestión de residuos

Todos aquellos sólidos atrapados en el desbaste, arenas que pudiesen retirarse del fondo de los canales en las operaciones de limpieza, subproductos de la siega o cualquier otro residuo sólido peligroso, deberán almacenarse en contenedores específicos dispuestos para tal fin y ser recogidos en la planta por un transportista autorizado que los lleve hasta un gestor especializado que los procese adecuadamente.

4.4.6.4. Siega

Se realizará una vez al año y siempre de Agosto en adelante ya que en los meses centrales del verano, sobre todo Julio, es cuando menos reservas tienen los rizomas y podría verse comprometido el crecimiento de la planta.

Se dejarán los tallos con una altura de 10 cm desde el suelo y es conveniente retirar los restos del humedal para que no ocurra reciclado de nutrientes al humedal ni incremento de materia orgánica en el sistema.

La forma de proceder será entrando el personal a pie por el humedal con una desbrozadora, calzado especial e impermeable, guantes contra ataque químico, gafas de protección y mascarillas especiales.

4.4.7. Impactos ambientales

4.4.7.1. Impacto sonoro

El impacto sonoro será nulo ya que todos los procesos se desarrollan sin equipos electromecánicos. Podrían considerarse los ruidos asociados a las labores de mantenimiento, pero al ser tan reducidos y espaciados en el tiempo no se tienen en cuenta como posibles impactos ambientales.

4.4.7.2. Impacto olfativo

No se considera que pueda existir un impacto olfativo importante ya que la disposición del humedal reduce este aspecto al ser de flujo subsuperficial y además tener la capa de arena y tierra vegetal que lo aísla y confina.

Sí que podrían desprenderse malos olores en la etapa de desbaste pero se realizará la limpieza con una frecuencia suficiente para que no se produzcan o sean mínimos. Además los contenedores de residuos sólidos serán cerrados, o si son abiertos se cubrirán para que los posibles olores desagradables no se propaguen por el aire.

4.4.7.3. Impacto visual

Al tratarse de un lecho de material natural con gran cantidad de vegetación se consigue una gran integración paisajística del humedal en el entorno. Además al haberlo dividido únicamente en dos celdas de grandes dimensiones el impacto visual es menor que si se hubiese dispuesto en varias calles de menor anchura y gran longitud, ya que dicha geometría transmite al observador una mayor sensación de antropización del paisaje.

Las partes del sistema construidas con hormigón o materiales sintéticos causan

un inevitable impacto visual, pero éste será reducido ya que todas ellas se construyen enterradas o semienterradas.

4.4.7.4. Especies invasoras

Al emplearse vegetación propia de la zona y presente en otros humedales cercanos (naturales o artificiales), no existirá riesgo de invasión de especies exóticas.

4.4.7.5. Aguas subterráneas y suelo

Al estar la base del humedal totalmente impermeabilizada evitamos la posible contaminación de aguas subterráneas o suelo por las aguas residuales. En caso de que se produjese, el nivel freático se sitúa a una profundidad tal que no se vería afectado.

4.4.8. Costes

4.4.8.1. Costes de implantación

Según las estimaciones que se recogen en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010) los costes de implantación de los sistemas de depuración consistentes en humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal serán mayores de 200 €/h-eq, variando en función de la población equivalente para la que se diseñe la planta. Lo vemos en el siguiente gráfico:

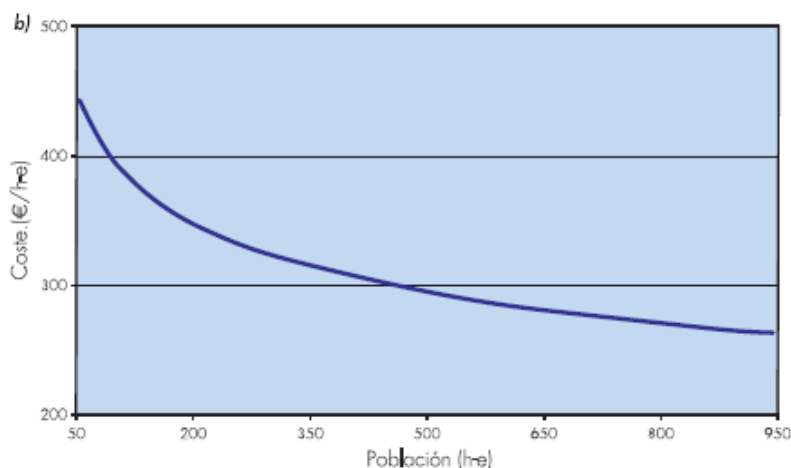


Ilustración 47: Costes de implantación por habitante equivalente

Si extrapolamos la curva podríamos decir que los costes para nuestro rango de población (1.500 h-eq) se situarían en torno a 250 €/h-eq. Pero según aparece en el propio manual estos costes, además de las partidas generales del presupuesto de obra, incluyen también los costes de la obra de llegada, desbaste con rejillas y tamices

automáticos, desarenador de limpieza manual, tanques Imhoff de PRFV, medidor de caudal electromagnético e impermeabilización de PEAD. Como en nuestro caso las rejillas son de limpieza manual, no tenemos desarenador como tal, no hay tanques Imhoff y tampoco medidor de caudal electromagnético, se reducirán bastante.

Siendo conservadores estimamos que los costes de implantación se reducen a la mitad (aunque seguramente serán menores) y los establecemos en 125 €/h-eq. Al estar diseñada nuestra planta para una población de 1.500 h-eq los costes de implantación serán aproximadamente de 187.500 €.

4.4.8.2. Costes de explotación y mantenimiento

En base a los datos de las tablas que aparecen en el "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010) y a estimaciones propias tras consultar diversa bibliografía y proyectos ya construidos, se hará un cálculo aproximado de los costes de mantenimiento y explotación.

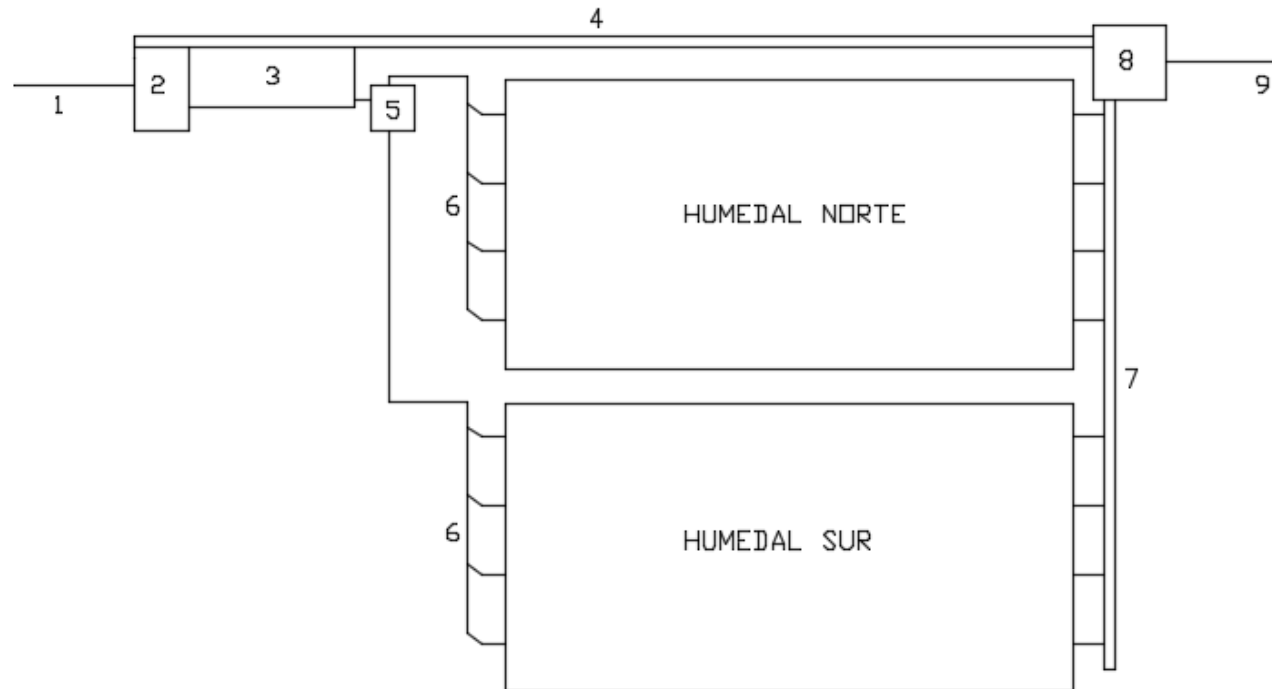
Todas las operaciones serán realizadas por operarios del ayuntamiento excepto la gestión de residuos peligrosos, el control analítico u otras que por su dificultad o grado de especialización requieran ser llevadas a cabo por personal autorizado.

Operación	Coste horario (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Limpieza rejillas desbaste	16,00	2 veces/semana	0,5	832,00
Inspección general sistema	16,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Limpieza distribución	16,00	1 vez/mes	0,5	96,00
Siega de plantas	16,00	1 vez/año	240	3.840,00
Control permeabilidad sustrato	16,00	1 vez/año	12	192,00
Mantenimiento obra civil	16,00	2 veces/mes	11	4.224,00
Gestión especializada residuos		1 vez/mes		3.000,00
Evacuación residuos poda		1 vez/año		2.500,00
Control analítico		4 veces/año		1.200,00
			Total	16.433,12

Tabla 36: Costes de explotación y mantenimiento

Los costes estimados de explotación y mantenimiento serán de 16.433,12 €/año, que dividido entre la población equivalente de diseño de la planta (1.500 h-eq) nos queda un coste anual de 10,95 €/h-eq. Con un caudal de 300 m³/día el precio de la depuración resulta ser 0,15 €/m³ tal como se exigía en el contrato de concesión y construcción citado en el punto 4.1.11 Precio de la depuración.

4.4.9. Diagrama de flujo



1-Tubería conexión
 2-Canal entrada
 3-Canal desbaste
 4-Canal "by-pass"
 5-Arqueta distribución

6-Tuberías distribución
 7-Tuberías salida humedal y canal recogida
 8-Arqueta salida
 9-Tubería vertido

Ilustración 48: Diagrama de flujo de la planta

5. CONCLUSIONES

Las grandes poblaciones e incluso algunas medianas se caracterizan por su gran densidad poblacional, lo que deriva en grandes caudales de vertido cuya carga contaminante suele ser elevada y que a menudo incluyen vertidos de origen químico que modifican negativamente los niveles y naturaleza de dichos caudales. Ésto unido a que en este tipo de poblaciones el espacio disponible suele ser limitado y que cuentan con cierto nivel económico para hacer frente a grandes inversiones, nos permite aceptar que probablemente la solución óptima en estos casos sea la implantación de tratamientos intensivos de depuración a pesar de sus elevados costes y consumo energético. Sin embargo, en las pequeñas poblaciones (menos de 2.000 habitantes equivalentes) los caudales son reducidos o incluso nulos en determinadas franjas horarias y generalmente se dispone de espacio más que suficiente, por lo que parece más adecuado apostar por plantas de depuración consistentes en tratamientos extensivos, reduciendo así los costes y el consumo energético considerablemente permitiendo prácticamente a cualquier población hacer frente no solo a su construcción sino también a su mantenimiento en el futuro.

Conclusión 1: Adecuando la solución de depuración a las características particulares de cada población el tratamiento será más eficiente, fomentando el desarrollo sostenible y optimizando el aprovechamiento de los recursos económicos, pudiendo así dar solución a la depuración de un mayor número de núcleos con una inversión igual o incluso inferior que la que se ha venido haciendo hasta ahora.

Para conseguir lo anterior debemos analizar todas las variables que influirán en el funcionamiento de la planta, tanto las que caracterizan el vertido como aquellas propias del entorno y ubicación de la misma, valorarlas de forma objetiva e implantar en cada caso particular una solución óptima que integre todos los criterios establecidos. Para conseguir dicha objetividad y asegurarnos la correcta integración de todas las variables, es recomendable llevar a cabo el proceso de selección de alternativas mediante métodos matemáticos basados en el cálculo matricial (en nuestro caso el "Método de las medias ponderadas" y el "Método PRESS"), habiendo asignado previamente valores numéricos a las alternativas para todos los criterios (técnicos, ambientales y económicos) a partir de datos y experiencias reales de sistemas ya construidos y en funcionamiento, y apoyándonos en las tablas de

valoración oficiales del "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2010).

Conclusión 2: La elección de la solución óptima debe basarse en la objetividad y en la integración de todas las variables específicas de su futura ubicación. Ésto se consigue mediante la utilización de métodos matemáticos de selección de alternativas y realizando la valoración a partir de datos de experiencias reales.

Al aplicar estos principios al caso particular de la pequeña población de Aguaviva y habiendo eliminado previamente las alternativas que no alcanzaban los requisitos mínimos de preselección, obtenemos como resultado por ambos métodos de análisis que todos los tratamientos extensivos considerados presentan una valoración final mucho más positiva que la de los intensivos. Podemos extrapolar los resultados al caso general de las pequeñas poblaciones ya que al ser tan grande la diferencia en la valoración entre ambos grupos de tratamientos, se seguiría manteniendo la distancia entre ellas a pesar de que en algún caso variase la valoración de algún criterio.

Conclusión 3: En las pequeñas poblaciones los tratamientos extensivos son más beneficiosos desde el punto de vista técnico, ambiental y económico, e integran a un mayor número de variables que los intensivos, siempre que cumplan con los requisitos mínimos previos establecidos.

En algunas plantas de depuración con tecnologías no convencionales, al menos en el caso de tratamiento mediante humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal, podemos llevar al extremo el bajo consumo energético ya de por sí característico de los tratamientos extensivos, mediante la aplicación de pendientes, calados y secciones adecuadas a todos los componentes del sistema, llegando incluso a tener consumo nulo. En consecuencia bajarán los costes de explotación y construcción ya que puede no existir la necesidad de utilizar ningún equipo electromecánico, ni siquiera para bombeo si la topografía lo permite. Además, dotando a los humedales con los materiales, vegetación y dimensiones adecuadas se pueden obtener los rendimientos de eliminación requeridos para el sistema, por lo que se alcanzan los objetivos sin necesidad de incluir tratamiento primario, lo cual reduce todavía más la inversión y el mantenimiento. El diseño de la planta nos permite cierta libertad en su configuración por lo que, además de que ser éste correcto desde el punto de vista técnico y alcanzar los requisitos y objetivos, deberemos buscar desde el principio la máxima integración en el medio natural en el que estará ubicado

disponiendo los elementos que componen el sistema con cierto criterio, por ejemplo la colocación de todas las tuberías enterradas, canales y arquetas de hormigón semienterrados, o la división del humedal en pocas celdas de gran tamaño para formar grandes masas de vegetación en lugar de varias calles estrechas y alargadas.

Conclusión 4: Merece la pena concentrar todos los esfuerzos y recursos disponibles en realizar un exhaustivo estudio y diseño de la planta durante la fase inicial del proyecto, ya que la inversión requerida durante dicha fase repercutirá en una reducción de los posteriores costes de implantación, explotación y mantenimiento mucho mayor que dicho desembolso inicial, además de otros grandes beneficios técnicos, ambientales y una correcta integración en el entorno.

En la población de Aguaviva actualmente está adjudicada la construcción de una EDAR convencional de tratamiento mediante aireación prolongada con un presupuesto base de licitación de 876.748,65 €, mientras que los costes de construcción estimados para la solución que se propone en este documento son de 187.500 €, y a pesar de que éstos últimos podrían verse incrementados por cuestiones relativas a la elaboración de proyectos, trámites administrativos, costes indirectos o algunos imprevistos, seguirán siendo mucho menores que los primeros. Además, nuestra solución cumple con los requisitos de costes de explotación incluidos en el "Contrato de concesión de obra pública para la elaboración de proyectos y construcción de estaciones depuradoras" para la zona 10 del "Plan Especial de Depuración de Aragón", donde queda fijado que el precio de la depuración deberá ser aproximadamente de 0,1530 €/m³, mientras que el nuestro se establece en 0,15 €/m³.

Conclusión 5: La solución para la depuración de las aguas residuales urbanas de la población de Aguaviva desarrollada en este proyecto, demuestra que existen alternativas que ofrecen idénticos resultados que las convencionales reduciendo de forma drástica los costes de construcción, y que además cumplen totalmente con las condiciones impuestas para su explotación.

En definitiva, se considera que la solución propuesta satisface la demanda emitida por el ayuntamiento de Aguaviva de encontrar una alternativa económica para la depuración de las aguas residuales procedentes del núcleo urbano, la cual cumple con todos los objetivos y requisitos exigidos, es viable de cara al futuro con los recursos y el presupuesto de que dispone la población, y fomenta el desarrollo sostenible, el respeto por el entorno y la integración paisajística en su entorno natural.

6. BIBLIOGRAFÍA

- A. Acero y J. Lorén. (2014). *Apuntes de Ingeniería Sanitaria*. EUPLA.
- Andrade, M., Camacho, A., Delgadillo, O., & Pérez, L. F. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*.
- CIH. (2011). Metodología para el diseño de humedales con flujo subsuperficial horizontal.
- Clima: Aguaviva - Climate-Data.org. (2015). Recuperado 6 de marzo de 2015, a partir de <http://es.climate-data.org/location/220482/>
- COPISA. (2009). Proyecto constructivo EDAR convencional Aguaviva (Teruel).
- Corzo, A., & García, J. (2008). *Depuración con humedales construidos*.
- Diputación de Palencia. (2009). *Escuela de alcaldes*.
- Fernández Gonzalez, J., Curt Fernández de la Mora, M. D., De Miguel Beascochea, E., & De Miguel Muñoz, J. (s. f.). *Manual de fitodepuración - Proyecto LIFE*.
- GOBIERNO DE ARAGON. (2015). Descargas de IDEAragon: Infraestructura de Datos Espaciales de Aragon [Document]. Recuperado 10 de marzo de 2015, a partir de <http://sitar.aragon.es/descargas/#>
- GOBIERNO DE ESPAÑA. (2007, diciembre 8). BOE nº 294, Diciembre 2007.
- GOBIERNO DE ESPAÑA. (2008, octubre 4). BOE nº 240, Octubre 2008.
- GOBIERNO DE ESPAÑA. (2013, diciembre 17). BOE nº 301, Diciembre 2013.
- Hernández, A., Hernández, A., & Galán, P. (s. f.). Aliviaderos.
- IAA. (2004, 2006). Plan Especial de Depuración de aguas residuales de Aragón.
- IAEST. (2015). Estadística local de Aragón: Aguaviva. Recuperado a partir de http://bonansa.aragon.es:81/iaest/fic_mun/pdf/44004.pdf
- IGME. (2015). INGEOES - Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000. Recuperado 8 de marzo de 2015, a partir de <http://info.igme.es/cartografia/magna50.asp?hoja=519&bis=>

- Lugares naturales de Aguaviva (Teruel). (2015). Recuperado 4 de marzo de 2015, a partir de <http://aguavivateruel.com/natura.html>
- Luna Ponce, A. J. (1998). Criterios de selección de alternativas de depuración.
- Martínez Montes, G., & Pellicer Almiñana, E. (2006). *Organización y gestión de proyectos y obras*. McGraw Hill.
- Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*.
- MON arquitectura. (2013, enero 30). Los humedales artificiales [Text]. Recuperado 1 de mayo de 2015, a partir de <http://www.iagua.es/blogs/carolina-miguel/los-humedales-artificiales-componentes-y-tipos>
- Russo, B. (2013). *Apuntes de Ingeniería Hidráulica*. EUPLA.
- Russo, B. (2014). *Apuntes de Obras Hidráulicas*. EUPLA.
- www.aguavivateruel.com. (2015). Recuperado 6 de marzo de 2015, a partir de <http://aguavivateruel.com/>
- Yocum, D. (s. f.). *Manual de diseño: Humedal construido para el tratamiento de las aguas grises por biofiltración*.