

Trabajo Fin de Máster

<ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES EN LA EDAR DEL VALLE DE LA OROTAVA (TENERIFE, CANARIAS)>

Intensificación: *TRATAMIENTOS DE AGUAS*

Autor:

KEVIN SÁNCHEZ ÁLVAREZ

Tutor:

DR. RAMÓN BARAT BAVIERA

Cotutor:

DR. JESÚS MENGUALCUQUERELLA

<SEPTIEMBRE, 2021>



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma



Resumen del trabajo fin de máster

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Estudio de alternativas para la eliminación de nutrientes en la EDAR del Valle de la Orotava (Tenerife, Canarias)

Título del TFM en inglés: Study of alternatives for the elimination of nutrients in the WWTP of the Orotava Valley (Tenerife, Canary Islands)

Título del TFM en Valenciano: Estudi d'alternatives per a l'eliminació de nutrients a la Planta WWT de la Vall d'Orotava (Tenerife, Illes Canàries)

Alumno: Kevin Sánchez Álvarez.

Tutor: Dr. Ramón Barat Baviera

Cotutor/es: Dr. Jesús Mengual Cuquerella

Fecha de Lectura: Septiembre, 2021

Resumen

En español (máximo 5000 caracteres)

La creciente preocupación por la prevención de la eutrofización de sistemas de aguas receptores de efluentes en EDAR, ha hecho que la eliminación de nutrientes haya adquirido una enorme relevancia a nivel mundial, desarrollándose procedimientos específicos para la evaluación y toma de decisiones. Este aumento de concentración de nutrientes (nitrógeno y fósforo), afecta aún más en las aguas superficiales consideradas como zonas sensibles, cuyos ecosistemas se ven afectados en consecuencia de los bajos niveles de oxígeno disuelto. Es por ello que muchas EDAR requieren una remodelación y/o ampliación de sus tecnologías para afrontar estos retos, permitiendo así superar los límites establecidos.

Si bien es cierto, cada una de estas tecnologías tiene sus ventajas e inconvenientes, por lo que cada EDAR precisa de un estudio en particular, donde se evalúa técnica y económicamente diferentes alternativas.

La Directiva 98/15/CE de la Comisión, de 27 de febrero de 1998, modificó la Directiva 91/271/CEE del Consejo de 21 de mayo de 1991, en relación a los requisitos de vertidos en zonas sensibles o propensas a serlo, estableciendo:

-Fósforo total. 2 mg/l, siendo 1 mg/l para EDARs de más de 100.000 h-e.

-Nitrógeno total. 15 mg/l, siendo 10 mg/l para EDARs de más de 100.000 h-e.



En este proyecto, se propone la eliminación de nutrientes tratando la zona de afección como zona sensible o propensa de serlo en un futuro próximo.

Por otro lado, esta propuesta se apoya en el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT), ya que para una EDAR con emisario submarino se requiere un valor máximo de amonio de 15 mg/l, y un valor máximo de fósforo de 10 mg/l. Las analíticas de agua observadas en el efluente de la EDAR muestran que en cuanto al valor de amonio, éste supera los 15 mg/l, y en cuanto al fósforo, este valor es muy próximo a 10 mg/l (9.24 mg/l), lo cual indica que se necesita mejorar la instalación actual para cumplir límites de vertido, tanto por lo indicado en el PHIT como por tratar la zona como sensible o propensa a serlo. Además, el Ministerio de Transición Ecológica y Reto Demográfico, indica zona de espacio marino protegido a la playa "El Roque", playa próxima a la EDAR, por lo que también justifica el rediseño de la planta actual para desarrollar un tratamiento más riguroso y de esta manera, reducir la concentración de nutrientes en el efluente.

La EDAR actual cuenta con un sistema de pretratamiento, tratamiento con biofiltros, decantación lamelar, espesador y deshidratación de fangos.

El objetivo de este Trabajo Fin de Máster consiste, por una parte, en analizar distintas alternativas para conseguir la eliminación de nitrógeno y fósforo en la EDAR del Valle de la Orotava, y por otra, en seleccionar la alternativa más adecuada desde un punto de vista técnico y económico. Cabe destacar que estas alternativas se centran en modificaciones del tratamiento biológico.

Las alternativas de las modificaciones de la EDAR se han llevado a cabo mediante el programa de simulación DESASS (Design and Simulation of Activated Sludge Systems). Con este programa se han obtenido los parámetros que permiten conseguir un adecuado rendimiento del proceso, así como un correcto funcionamiento de los mismos.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

La creixent preocupació per la prevenció de l'eutrofització dels sistemes d'aigua receptora d'efluents en WWTS ha fet que l'eliminació de nutrients hagi adquirit una enorme rellevància a tot el món, desenvolupant procediments específics per a l'avaluació i la presa de decisions. Aquest augment de la concentració de nutrients (nitrogen i fòsfor), afecta encara més les aigües superficials considerades zones sensibles, els ecosistemes de les quals es veuen afectats com a conseqüència dels baixos nivells d'oxigen dissolt. És per això que moltes EDAR requereixen una remodelació i/o ampliació de les seves tecnologies per afrontar aquests reptes, permetent així superar els límits establerts.

Si bé és cert, cadascuna d'aquestes tecnologies té els seus avantatges i desavantatges, de manera que cada WWAR requereix un estudi particular, on s'avaluen tècnicament i econòmicament diferents alternatives.

Directiva 98/15/CE de la Comissió, de 27 de febrer de 1998, per la qual es modifica la Directiva 91/271/CEE del Consell, de 21 de maig de 1991, relativa als requisits per a les altes en àrees sensibles o probables mitjançant l'establiment de:



- Fòsfor total. 2 mg/l, sent 1 mg/l per a les EDAR de més de 100.000 h-e.
- Nitrogen total. 15 mg/l, sent 10 mg/l per a les EDAR de més de 100.000 e-h.

En aquest projecte, l'eliminació de nutrients es proposa tractant l'àrea d'afecte com una zona sensible o propensa a ser-ho en un futur pròxim.

D'altra banda, aquesta proposta es basa en el Pla Hidrològic Insular de Tenerife (PHIT), ja que per a una EDAR amb emissari submarí es requereix un valor màxim d'amoni de 15 mg/l, i un valor màxim de fòsfor de 10 mg/l. Les proves d'aigua observades en l'efluent de la EDAR mostren que pel que fa al valor de l'amoni, supera els 15 mg/l, i pel que fa al fòsfor, aquest valor s'acosta molt als 10 mg/l (9.24 mg/l), la qual cosa indica que cal millorar la instal·lació actual per complir amb els límits d'abocament, tant pel que s'indica en el PHIT com per tractar la zona com a sensible o propensa a se-ho. A més, el Ministeri de Transició Ecològica i Repte Demogràfic, indica una zona d'espai marí protegit a la platja "El Roque", platja propera a la EDAR, per la qual cosa també justifica el redisseny de l'actual planta per a desenvolupar un tractament més rigorós i d'aquesta manera, reduir la concentració de nutrients en l'efluent.

Les EDAR actuals tenen un sistema de pretractament, tractament de biofiltre, decantació de lamelar, deshidratació d'espessidors i fangs.

L'objectiu d'aquest treball de fi de màster és, d'una banda, analitzar diferents alternatives per aconseguir l'eliminació del nitrogen i el fòsfor a la EDAR de la Vall d'Orotava, i de l'altra, seleccionar l'alternativa més adequada des d'un punt de vista tècnic i econòmic. Cal destacar que aquestes alternatives se centren en modificacions del tractament biològic.

Les alternatives de les modificacions de la EDAR s'han dut a terme a través del programa de simulació DESASS (Disseny i Simulació de Sistemes de Llimacs Activats). Amb aquest programa s'han obtingut els paràmetres que permeten aconseguir un rendiment adequat del procés, així com un correcte funcionament del mateix.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

The growing concern about preventing the eutrophication of effluent receiving water systems in WWTP has meant that the elimination of nutrients has taken on an enormous importance at the global level, and specific procedures for assessment and decision making have been developed. This increased concentration of nutrients (nitrogen and phosphorus) is even more important in surface waters considered as sensitive areas, whose ecosystems are affected by low levels of dissolved oxygen. This is why many WWTPs require a remodeling and/or expansion of their technologies to meet these challenges, thus allowing them to overcome the limits set.

While it is true that each of these technologies has its advantages and disadvantages, each WWTP needs a specific study to evaluate technically and economically different alternatives.

Commission directive 98/15/EC of 27 February 1998 amended council directive 91/271/EEC of 21 May 1991 with regard to requirements for discharges into sensitive or susceptible areas by



laying down:

- Total phosphorus. 2 mg/l, being 1 mg/l for WWTPs over 100,000 h-e.
- Total nitrogen. 15 mg/l, being 10 mg/l for WWTPs over 100,000 h-e.

In this project, it is proposed to eliminate nutrients by treating the affected area as a sensitive area or likely to be so in the near future.

On the other hand, this proposal is based on the Tenerife Island Hydrological Plan (PHIT), since a maximum ammonium value of 15 mg/l and a maximum phosphorus value of 10 mg/l is required for a WWTP with an underwater outfall. Water analyses observed in the effluent from the WWTP show that ammonium levels exceed 15 mg/l and phosphorus levels are very close to 10 mg/l (9.24 mg/l), indicating that improvements to the existing facility are needed to meet discharge limits, both because of PHIT and because of treating the area as a sensitive or prone to be sensitive. In addition, the Ministry of Ecological Transition and Demographic Challenge has designated "El Roque" beach, a close beach to the WWTP as a protected sea area, which also justifies the redesign of the current plant to develop a more rigorous treatment and thus reduce the concentration of nutrients in the effluent.

The current WWTP has a system of pre-treatment, treatment with biofilters, lamellar decantation, thickener and sludge of dehydration.

The objective of this End of Master's Work consists, on the one hand, to analyze different alternatives to achieve the elimination of nitrogen and phosphorus in the WWTP of the Orotava Valley, and the other hand, to select the most suitable alternative from a technical and economic point of view. It should be noted that these alternatives focus on biological treatment modifications.

The alternatives to modifications of the WWTP have been carried out using the DESASS (Design and Simulation of Activated Sludge Systems) simulation software. With this program the parameters have been obtained that allow to achieve a proper performance of the process, as well as a proper functioning of themselves.

Palabras clave español (máximo 5): Eutrofización, EDAR, nutrientes, zona sensible, emisario submarino.

Palabras clave valenciano (máximo 5): Eutrofizació, EDAR, nutrients, àrees sensibles, emissari submari.

Palabras clave inglés (máximo 5): Eutrophication, WWTP, nutrients, sensitive area, underwater emissary.



Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a mis tutores Ramón Barat Baviera y Jesús Mengual Cuquerella por su dedicación y trabajo para que este trabajo saliera a delante.

Por otro lado, quiero agradecer infinitamente a mis padres, ellos son mi apoyo diario y me ayudan siempre para que las cosas me sean más sencillas.

De manera muy especial, también me gustaría mencionar a personas muy cercanas para mí, como son mis primos, mis tías y mi abuela, que me dan ánimos en tiempos difíciles. No me olvido de amigos muy allegados como son Alejandro, Lourdes, Iván, Sergio, Rafa, Gabriel, Carlos y Claudia, siempre dándome buenos consejos y apoyándome desde la distancia.

Además, mencionar al grupo "Nunca fue un grupo" que me sacan sonrisas cuando tengo situaciones complicadas, y eso me ayuda a levantar el ánimo.

Por último, no me quiero despedir sin agradecer todo lo que mi abuelo hizo por mí y todo lo que me enseñó, MIL gracias abuelo donde quiera que estés.



ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	La importancia del agua	2
1.1.1	El agua en Canarias.....	2
1.1.2	Componentes del agua.....	4
1.1.3	Contaminantes del agua.....	5
1.1.4	Eutrofización.....	9
1.2	Marco legislativo	10
1.2.1	Normativa de carácter europeo	10
1.2.2	Normativa de carácter nacional	12
1.2.3	Normativa de carácter autonómico	13
1.3	Tratamiento de las aguas residuales.....	15
1.3.1	Procesos unitarios físicos	15
1.3.2	Procesos unitarios químicos.....	16
1.3.3	Procesos unitarios biológicos	16
1.3.4	Líneas de tratamiento	17
1.3.4.1	Línea de agua.....	17
1.3.4.2	Línea de fangos.....	19
1.4	Fangos activados	23
1.4.1	Esquema de fangos activados	23
1.4.2	Nomenclatura de fangos activados.....	24
1.4.3	Microorganismos en fangos activados.....	25
1.4.3.1	Crecimiento biológico	25
1.4.3.2	Desaparición de microorganismos	29
1.4.3.3	Cinética de los microorganismos.....	31
1.4.4	Parámetros de control en fangos activados.....	35
1.5	Eliminación de nutrientes	41
1.5.1	Eliminación de nitrógeno	41
1.5.1.1	Eliminación físico-química de nitrógeno	41
1.5.1.2	Eliminación biológica de nitrógeno	42
1.5.1.3	Configuraciones para la eliminación de nitrógeno	44



1.5.2	Eliminación de fósforo.....	47
1.5.2.1	Eliminación físico-química de fósforo	48
1.5.2.2	Eliminación biológica de fósforo	50
1.5.2.3	Cinética de las bacterias PAO	52
1.5.2.4	Parámetros de control en el proceso EBPR.....	54
1.5.2.5	Configuraciones para eliminación de fósforo	55
1.5.3	Sistemas para la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo.....	56
1.6	Modelo de cálculo en el tratamiento de aguas residuales	59
1.6.1	Descripción de los modelos.....	59
1.6.2	Revisión histórica de los modelos	60
1.6.3	Modelos globales	61
1.6.4	DESSAS.....	62
1.6.4.1	Componentes del modelo BNRM2.....	63
1.6.4.2	Procesos del modelo BNRM2.....	64
2	OBJETIVOS.....	66
2.1	Objetivo general.....	66
2.2	Objetivos secundarios	66
3	DESCRIPCIÓN DE LA EDAR DEL VALLE DE LA OROTAVA.....	66
3.1	Localización de la EDAR.....	66
3.2	Condicionantes ambientales	68
3.2.1	Topografía	68
3.2.2	Clima.....	68
3.2.3	Flora y fauna.....	69
3.3	Situación actual de la EDAR.....	69
3.3.1	Decantación lamelar.....	71
3.3.1.1	Problemas asociados a la decantación lamelar	73
3.3.2	Tratamiento con biofiltros	73
3.3.2.1	Lavado	75
3.3.2.2	Problemas asociados a los biofiltros	75
3.4	Caracterización del influente	75
3.4.1	Caudales	76



3.4.2	Datos de entrada a la EDAR.....	76
3.4.2.1	Conversiones	76
3.4.3	Datos de salida de la EDAR.....	77
3.4.4	Adaptación al modelo matemático	78
3.4.4.1	Componentes solubles	78
3.4.4.2	Componentes suspendidos	79
3.4.4.3	Constantes estequiométricas.....	79
4	JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	81
5	PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS	81
5.1	Consideraciones previas.....	82
5.1.1	Oxidación total	82
5.1.2	Proceso convencional.....	82
5.2	Alternativa 1. Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo.....	83
5.3	Alternativa 2. Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo	84
5.4	Alternativa 3. Oxidación total con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo	84
5.5	Alternativa 4. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo	85
5.6	Alternativa 5. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo	86
5.7	Alternativa 6. Proceso convencional con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo	86
6	RESULTADOS DE LAS ALTERNATIVAS	87
6.1	Resultados alternativa 1.....	87
6.2	Resultados alternativa 2.....	89
6.3	Resultados alternativa 3.....	93
6.4	Resultados alternativa 4.....	96
6.5	Resultados alternativa 5.....	97
6.6	Resultados de alternativa 6.....	100
6.7	Comparación de las alternativas simuladas	101
7	EVALUACIÓN DE COSTES.....	102



7.1	Costes de implantación	103
7.1.1	Difusores.....	103
7.1.2	Soplantes	104
7.1.3	Tuberías.....	104
7.1.4	Bombas.....	111
7.1.5	Agitadores mecánicos sumergidos.....	117
7.2	Costes de explotación	119
7.2.1	Consumos energéticos	119
7.2.1.1	Agitación.....	120
7.2.1.2	Aireación	120
7.2.1.3	Bombeo	120
7.2.2	Gestión de fangos.....	122
7.2.3	Consumo de reactivos	123
7.2.3.1	Precipitación química	123
7.2.3.2	Deshidratación de fango	123
7.2.4	Generación de biogás.....	124
7.3	Justificación de la alternativa seleccionada	125
8	CONCLUSIONES	125
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127

ANEXO I. DESCRIPCIÓN DEL PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL EN EL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

ANEXO II. DESCRIPCIÓN DEL PRESUPUESTO PARA EL DIGESTOR ANAEROBIO

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Demandas de aguas ($\text{Hm}^3/\text{año}$) por sectores en Canarias en 2015 (DGA)

Tabla 2. Componentes utilizados en la caracterización de las aguas (Valencia, 2014)

Tabla 3. Límites de vertido de nutrientes en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo (Directiva 98/15/CE)

Tabla 4. Límites de vertidos procedentes del tratamiento de aguas residuales urbanas (RD 509/1996)

Tabla 5. Límites de vertido según el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT)

Tabla 6. Valores típicos de sólidos totales en el reactor (Dasí, s.f.)

Tabla 7. Valores de carga másica en aguas residuales urbanas (Dasí, s.f.)

Tabla 8. Valores típicos del TRC en procesos de fangos activados (Dasí, s.f.)

Tabla 9. Valores típicos de relación de recirculación de fango (Dasí, s.f.)

Tabla 10. Componentes solubles (S) del modelo BNRM2

Tabla 11. Componentes suspendidos (X) del modelo BNRM2

Tabla 12. Procesos gobernados por la cinética en el modelo BNRM2

Tabla 13. Características del influente (CIATF)

Tabla 14. Características del efluente (CIATF)

Tabla 15. Resumen de los componentes introducidos en DESSAS (elaboración propia)

Tabla 16. Factores de conversión introducidos en DESSAS (elaboración propia)

Tabla 17. Resultados de la alternativa 1 variando el volumen anaerobio

Tabla 18. Parámetros de diseño de la alternativa 1

Tabla 19. Calidad del efluente en la alternativa 1

Tabla 20. Resultados para la alternativa 2 variando el caudal de agente precipitante

Tabla 21. Parámetros de diseño de la alternativa 2

Tabla 22. Calidad del efluente en la alternativa 2

Tabla 23. Resultados de nitrógeno total en el efluente para diferentes valores de oxígeno disuelto

Tabla 24. Parámetros de diseño de la alternativa 3

Tabla 25. Calidad del efluente en la alternativa 3

Tabla 26. Resultados de la alternativa 4 para diferentes porcentajes de volúmenes en los reactores

Tabla 27. Resultados de la alternativa 5 variando el TRC y el volumen total de reactor

Tabla 28. Resultados de la alternativa 5 variando el porcentaje de volúmenes en los reactores

Tabla 29. Parámetros de diseño de la alternativa 5

Tabla 30. Calidad del efluente en la alternativa 5

Tabla 31. Resultados de la alternativa 6 variando la concentración de oxígeno disuelto en los reactores

Tabla 32. Resumen de las dimensiones de los equipos para las alternativas 2,3 y 5

Tabla 33. Resumen de los resultados del efluente en las alternativas simuladas

Tabla 34. Difusores requeridos en las alternativas propuestas

Tabla 35. Soplantes requeridas en las alternativas propuestas

Tabla 36. Parámetros necesarios para las tuberías

Tabla 37. Diámetro seleccionado según catálogo para tuberías HDPE

Tabla 38. Velocidad real de cada tramo de tubería

Tabla 39. Pérdidas por fricción en las tuberías

Tabla 40. Pérdidas mayores en las tuberías

Tabla 41. Valores de los coeficientes de pérdida de carga en los accesorios (Catálogo HDPE, 2021)

Tabla 42. Resultados de las pérdidas menores en las tuberías

Tabla 43. Pérdidas totales en las tuberías

Tabla 44. Coste unitario (€/m) de las tuberías de polietileno HDPE (catálogo Petrolex, 2017)

Tabla 45. Coste total de las tuberías HDPE

Tabla 46. Características de las bombas requeridas en las alternativas propuestas

Tabla 47. Características de la bomba serie MXO 65-125

Tabla 48. Características de la bomba serie MXO 40-125

Tabla 49. Características de la bomba serie 3D4



Tabla 50. Coste total de las bombas

Tabla 51. Agitadores requeridos en las alternativas propuestas

Tabla 52. Costes totales de implantación

Tabla 53. Coste energético de los agitadores mecánicos (€/año)

Tabla 54. Coste energético de las soplantes (€/año)

Tabla 55. Coste energético de las bombas (€/año)

Tabla 56. Coste en la gestión de fangos (€/año)

Tabla 57. Coste en la dosificación de cloruro férrico (€/año)

Tabla 58. Coste en la dosificación de polielectrolito (€/año)

Tabla 59. Beneficio de biogás para la alternativa 5

Tabla 60. Resumen de los costes de explotación (€/año)

Tabla 61. Resumen total de costes (€/año)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Imagen satelital de Canarias (CER, 2019)

Figura 2. Clasificación de los sólidos suspendidos en el agua residual

Figura 3. Clasificación del nitrógeno en el agua residual (Valencia, 2014)

Figura 4. Clasificación del fósforo en el agua residual (Valencia, 2014)

Figura 5. Proceso de fangos activados (Valencia, 2014)

Figura 6. Línea de agua en una EDAR (Valencia, 2014)

Figura 7. Líneas de tratamiento en una EDAR (elaboración propia)

Figura 8. Esquema básico del proceso de fangos activados (Valencia, 2014)

Figura 9. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas aerobias (elaboración propia)

Figura 10. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas facultativas (elaboración propia)

Figura 11. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas anaerobias (elaboración propia)

Figura 12. Esquema básico del metabolismo de las bacterias autótrofas con amonio como dador de electrones (elaboración propia)

Figura 13. Esquema básico del metabolismo de las bacterias autótrofas con nitrito como dador de electrones (elaboración propia)

Figura 14. Desaparición de biomasa heterótrofa por el modelo de lisis-recrecimiento (elaboración propia)

Figura 15. Desaparición de biomasa autótrofa por el modelo lisis-recrecimiento (elaboración propia)

Figura 16. Desaparición de biomasa en el modelo tradicional (elaboración propia)

Figura 17. Cinética de crecimiento celular. X representa la concentración de bacterias y S la concentración de materia orgánica (elaboración propia)

Figura 18. Límites de concentración de sólidos suspendidos (elaboración propia)

Figura 19. Relación de IVF con la carga másica (Romero, 2008)

Figura 20. Balance de SST en el decantador secundario (elaboración propia)

Figura 21. Esquema Ludzack Ettinger modificado (elaboración propia)

Figura 22. Esquema de Whurmann (elaboración propia)

Figura 23. Esquema de post-desnitrificación (elaboración propia)

Figura 24. Esquema Bardenpho (elaboración propia)

Figura 25. Esquema de un sistema de nitrificación-desnitrificación simultánea (elaboración propia)

Figura 26. Esquema del perfil de flóculos microbianos (elaboración propia)

Figura 27. Posibles puntos de alimentación de reactivos para la eliminación química de fósforo: (a) *pre-precipitación*; (b) *co-precipitación*; (c) *post-precipitación* (Metcalf & Eddy, 1995)

Figura 28. Perfil de fósforo inorgánico durante la fase anaerobia y la fase aerobia (elaboración propia)

Figura 29. Metabolismo simplificado de las bacterias PAO en condiciones anaerobias (elaboración propia)

Figura 30. Metabolismo simplificado de las bacterias PAO en condiciones aerobias/anóxicas (elaboración propia)

Figura 31. Metabolismo simplificado de la muerte celular de las bacterias PAO (elaboración propia)

Figura 32. Esquema A/O para la eliminación biológica de fósforo (elaboración propia)

Figura 33. Esquema A/O con un sistema de fermentación-elutriación (elaboración propia)

Figura 34. Esquema A²/O (elaboración propia)

Figura 35. Esquema Phoredox (elaboración propia)

Figura 36. Esquema UCT (elaboración propia)

Figura 37. Esquema UCT modificado (elaboración propia)

Figura 38. Esquema JHB (elaboración propia)

Figura 39. Esquema de ISAH (elaboración propia)

Figura 40. Foto del Puerto de la Cruz según catastro (2015)

Figura 41. Ubicación de la EDAR del Valle de la Orotava en el Puerto de la Cruz (PHT, 2015)

Figura 42. Movimiento de una partícula en las lamelas (elaboración propia)

Figura 43. Biofiltro de flujo ascendente y soporte granular (Urcola, 2012)

Figura 44. Alternativa 1: Esquema A²O para oxidación total



Figura 45. Alternativa 2: Esquema Bardenpho para oxidación total

Figura 46. Alternativa 3. Esquema de nitrificación-desnitrificación simultánea para oxidación total

Figura 47. Alternativa 4: Esquema A²O para proceso convencional

Figura 48. Alternativa 5: Esquema Bardenpho para proceso convencional

Figura 49. Alternativa 6: Esquema de nitrificación-desnitrificación simultánea para proceso convencional

Figura 50. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 2

Figura 51. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 2

Figura 52. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 3

Figura 53. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 3

Figura 54. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 5

Figura 55. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 5

Figura 56. Electrobomba centrífuga monobloc serie MX (HASA, 2021)

Figura 57. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie MXO 65-125 (HASA, 2021)

Figura 58. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie MXO 40-125 (HASA, 2021)

Figura 59. Electrobomba centrífuga monobloc serie 3D4 (EBARA, 2021)

Figura 60. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie 3D4 (EBARA, 2021)

Figura 61. Cuotas anuales de los costes de implementación

Figura 62. Comparativa del coste energético anual total en las diferentes alternativas

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente existe una gran preocupación por la conservación de los recursos naturales. El agua es, sin duda, el recurso más valioso que el hombre debe conservar en buen estado, ya que es vital para el mantenimiento de la biodiversidad y el equilibrio de los ecosistemas, así como indispensable para el propio ser humano.

Debido a esta problemática, las administraciones se han visto obligadas a regular y/o a controlar las aguas residuales, dándoles una segunda vida en su reutilización o regeneración para maximizar el aprovechamiento del recurso. Esta reutilización del agua debe realizarse de acuerdo a una serie de parámetros, donde sus límites permisibles vendrán determinados dependiendo del uso al que se destine el recurso, por lo que también serán variables los procesos que intervengan en su reutilización (Laura et al., 2010).

Los diferentes sistemas de tratamiento poseen ventajas y desventajas debido al coste de implementación, al sistema operativo, sus dimensiones y otras características específicas como pueden ser: el volumen de agua residual a tratar, carga contaminante o los nutrientes a eliminar. Todos ellos son parámetros determinantes en la elección de los sistemas de tratamiento.

Cabe destacar que según los niveles de contaminación que presente el agua, será más o menos costoso tratar dicho recurso para su posterior reutilización. Según la Organización Mundial de la Salud (OMS), el agua contaminada es aquella que sufre cambios en su composición hasta quedar inservible. Es decir, es agua que no se puede beber ni destinar a otros usos, tal como la agricultura.

Por otro lado, la Organización de las Naciones Unidas (ONU), explica que el agua en malas condiciones es aquella que presenta componentes químicos o de otra naturaleza en una densidad superior a la situación natural. Es decir, la existencia de sustancias como los microbios, los metales pesados o sedimentos, degradan la calidad del agua.

Las principales causas de contaminación hídrica tienen su origen en:

- Origen doméstico. Aguas que provienen de núcleos urbanos y contienen sustancias procedentes de la actividad humana.
- Origen agrícola. Son resultado del riego y otras labores, donde el agua puede contener alta cantidad de nutrientes y microorganismos.
- Origen industrial. Los procesos físicos o químicos de las industrias proporcionan al agua presencia, entre otros, de metales pesados.

1.1 La importancia del agua

El agua es un recurso hídrico crucial para el ser humano y para el resto de los seres vivos que está presente en todos los ecosistemas. Contribuye a la estabilidad del funcionamiento del entorno y de los seres que lo habitan. Todos los procesos vitales de los seres vivos están asociados con el agua, incluso las reacciones químicas que se llevan a cabo en nuestro cuerpo dependen de ella (Leal et al., 1996).

A causa del incremento poblacional y del desarrollo económico, se modifican las condiciones climáticas del planeta. Los efectos de la industrialización son cada vez más evidentes y consecuentes con el entorno que los rodea, siendo uno de estos cambios los largos periodos de sequía en algunas partes del planeta.

Según apunta Tyler (2002), desde los años 70, la escasez de agua intensificada por los largos periodos de sequía, ha matado a más de 24000 personas al año. En zonas de escasez de agua, muchas mujeres y niños recorren largas distancias para conseguir suministros de agua, algunas veces contaminada. Según UNDESA (2010), departamento de asuntos económicos y sociales de las Naciones Unidas, en países como la región de África, el porcentaje de mujeres responsables de hacer esta labor ronda el 30% en áreas urbanas, mientras que el 4% son niños menores de 15 años. Además, unos cálculos de 2012 sugieren que reducir 15 minutos al día el tiempo que tienen que andar hasta la fuente de agua, podría reducir la mortalidad de los niños a un 11% (UN-Water, 2015).

Esta escasez de agua, sumado a que el consumo mundial se ha duplicado, convierte al agua en un recurso estratégico en el cual su derroche debería ser prácticamente inexistente. Para conseguir esto, es necesario minimizar el impacto del ciclo antrópico sobre los ecosistemas naturales, recuperando la calidad del agua antes de ser devuelta al medio receptor.

Para lograr la calidad deseada en el agua es necesario aplicar tratamientos de depuración sostenibles, minimizado el impacto que éstos generan en el medio ambiente.

1.1.1 El agua en Canarias

El archipiélago de Canarias está constituido por siete islas mayores y 6 islotes de reducida dimensión. La superficie total del archipiélago es de 7,492 km², siendo la Graciosa la isla habitada más pequeña (29 km²), y Tenerife la de mayor extensión (2,034 km²), además de ser la isla más poblada con 908,555 habitantes (Instituto Canario de Estadística, 2011). Por otra parte, la isla de Tenerife cuenta con la mayor elevación del archipiélago canario; el Teide con 3,718 metros de altitud es el pico más alto de España (Peñate et al., s. f.).



Figura 1. Imagen satelital de Canarias (CER, 2019)

Los recursos hídricos de los que se disponen en las islas Canarias son de tres tipos: las aguas superficiales, las aguas subterráneas y las aguas de producción industrial.

Las aguas **superficiales** son las que proceden de la precipitación. Cuando llueve, el agua recorre los barrancos hacia el mar. Una parte se recoge en presas, estanque u otros depósitos. En Canarias, a causa de la limitación territorial y la escasez de lluvias, no existen ríos. Son muy pocos los cauces que llevan agua durante todo el año, como el barranco del infierno en Tenerife. La construcción de presas no es muy recomendable en algunas islas como Tenerife, La Palma o El Hierro ya que el terreno es muy permeable y el agua no llega a acumularse en la presa, sino que se filtra hacia el subsuelo. Lo habitual es la presencia de canales o acequias que transportan agua a los embalses o estanques.

Las aguas **subterráneas** proceden de los acuíferos, y pueden salir al exterior de forma natural por medio de nacientes, o de forma artificial por medio de galerías o pozos. El agua de los acuíferos constituye una reserva que no es inagotable. Se recargan con la infiltración del agua de lluvia, pero si se extrae más de lo que se filtra, se sobreexplota el acuífero, disminuyendo tanto la cantidad de agua extraída como su calidad. Hasta la fecha en Tenerife se han perforado más de 1000 galerías, de las cuales la mitad tienen aprovechamiento y el resto están secas, consecuencia de una extracción que supera la recarga del acuífero. En lo que respecta a los pozos tinerfeños, éstos se han desarrollado prácticamente en los últimos cincuenta años, coincidiendo con el declive de las galerías. En la isla de Tenerife hay unos 400 pozos, siendo la profundidad media superior a los 300 metros.

Debido a la sobreexplotación de los acuíferos, la producción **industrial** de agua abre nuevas posibilidades para la conservación de este recurso, mejorando las condiciones del subsuelo y atendiendo a las necesidades del aumento poblacional. Por ello, tanto la desalación como la depuración de agua son esenciales para preservar la misma y cubrir las necesidades antrópicas. En Tenerife, el agua depurada se reutiliza casi totalmente en riego, tanto agrícola como campos de golf, parques y jardines (Peñate et al., s. f.).

En cuanto al uso de las aguas en Canarias, se destina básicamente al abastecimiento urbano, sector agrícola, turístico, recreativo y, en menor medida, al industrial. En la siguiente tabla se muestran las demandas de agua por sectores en cada una de las islas en el año 2015, según datos de la Dirección General de Aguas (DGA) del Gobierno de Canarias.

Tabla 1. Demandas de aguas (Hm³/año) por sectores en Canarias en 2015 (DGA)

Sector Islas	Urbano	Turístico	Recreativo	Industrial	Agrícola	Total
Tenerife	89.30	30.96	9.53	8.66	91.10	229.55
Gran Canaria	66.93	16.74	11.87	8.28	63.30	167.12
La Palma	7.26	2.63	0.00	0.38	62.80	73.07
Lanzarote	15.16	7.41	1.48	0.70	1.20	25.95
Fuerteventura	10.42	5.55	2.70	0.66	0.97	20.30
La Gomera	1.41	0.46	1.47	0.07	4.50	7.91
El Hierro	0.90	0.07	0.00	0.08	2.20	3.25

1.1.2 Componentes del agua

El agua es un elemento de la naturaleza, integrante en los ecosistemas naturales y fundamental para el sostenimiento y la reproducción de vida en el planeta, ya que constituye un factor indispensable para el desarrollo de los procesos biológicos.

Asimismo, el agua contribuye a la estabilidad del funcionamiento del entorno y de los seres y organismos que habitan en él. En estado natural, el agua no aparece como un compuesto puro ya que contiene partículas y sustancias en sus estados particulado y disuelto. Las aguas se pueden caracterizar a través de su composición (física, química y biológica), tal y como se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 2. Componentes utilizados en la caracterización de las aguas (Valencia, 2014)

Composición		Propiedades
Física		Sólidos Turbidez Olor Color Temperatura Densidad
	Química	Orgánica
Inorgánica		Alcalinidad Cloruros pH Nitrógeno Fósforo Metales pesados Azufre Contaminantes prioritarios Gases disueltos
Biológica		Animales Plantas Eubacterias Arqueobacterias Virus

1.1.3 Contaminantes del agua

La Directiva 2000/60/CE, también conocida como Directiva Marco del Agua (DMA), define la contaminación como:

"la introducción directa o indirecta, como consecuencia de la actividad humana, de sustancias o calor en la atmósfera, el agua o el suelo, que puedan ser perjudiciales para la salud humana o para la calidad de los ecosistemas acuáticos, o de los ecosistemas terrestres que dependen directamente de los ecosistemas acuáticos, y que causen daños a los bienes materiales o deterioren o dificulten el disfrute y otros usos legítimos del medio ambiente".

Por tanto, la contaminación es producto de las actividades diarias de los seres humanos, la cual deriva del empleo y procesamiento de los recursos naturales para generar bienes de consumo. Durante su proceso, se genera diversidad de desechos, donde una gran parte de éstos son sustancias contaminantes que terminan en el agua, aire y suelo.

Si bien es cierto que, los ecosistemas naturales están dotados de una capacidad autosostenible, los vertidos incontrolados provenientes de grandes poblaciones alcanzan niveles que superan esa capacidad de autodepuración, siendo un vector de enfermedades y acabando con la vida de los ecosistemas acuáticos. A continuación, se presentan los contaminantes que afectan a la calidad del agua (Izurieta et al., 2007).

Compuestos infecciosos y tóxicos

Se pueden encontrar una amplia variedad de sustancias que han demostrado tener impacto negativo en el ser humano al estar presente en agua potable, a la cual utilizan como vehículo de transporte. Las bacterias son las representativas de los compuestos infecciosos, aunque también se encuentran los virus, protozoos y otros organismos patógenos. El arsénico, plomo, mercurio, cadmio, cromo y otros metales, en su mayoría pesados puede provenir de operaciones de acabado y cromado, al igual que los repelentes de polilla utilizados en la manufactura de textiles, herbicidas y plaguicidas, etc. El efecto que causan es tan perjudicial que incluso pueden modificar el material genético en las células de los seres vivos.

Materiales orgánicos

Algunos compuestos orgánicos son utilizados por los microorganismos como fuente de energía, de manera que las reacciones bioquímicas emplean el oxígeno disuelto (OD) del agua, limitando la disponibilidad de éste en el medio. La presencia en exceso de organismos o materia orgánica puede causar el agotamiento del OD y, en consecuencia, la desaparición de organismos más complejos (ej. peces). Además, la ausencia de OD afecta al crecimiento de microorganismos aerobios y favorece el predominio de los organismos anaerobios que generan subproductos causantes de malos olores.

Otro tipo de sustancias orgánicas que dificulta la transferencia de oxígeno a través de la interfase aire-agua son las grasas y aceites, ya que forman una película superficial que no permite el paso de oxígeno al medio acuático.

Compuestos orgánicos no volátiles

Algunos compuestos no se descomponen a través de la acción biológica, por lo que pueden permanecer durante largos o indefinidos periodos. Se ha encontrado que los plaguicidas y los hidrocarburos clorados, que son resistentes al ataque bioquímico, pueden generar problemas crónicos o agudos en la salud.

Sólidos suspendidos

En las aguas residuales, los sólidos suspendidos se clasifican siguiendo el esquema (figura 2). Los sólidos totales (ST) están constituidos por sólidos suspendidos (SS) y sólidos disueltos (SD). Ambos tienen a su vez una fracción volátil (SSV, SDV) y una fracción no volátil (SSNV, SDNV), donde la fracción volátil se divide en biodegradables (SSVB, SDVB) y no biodegradables (SSVNB, SDVNB).

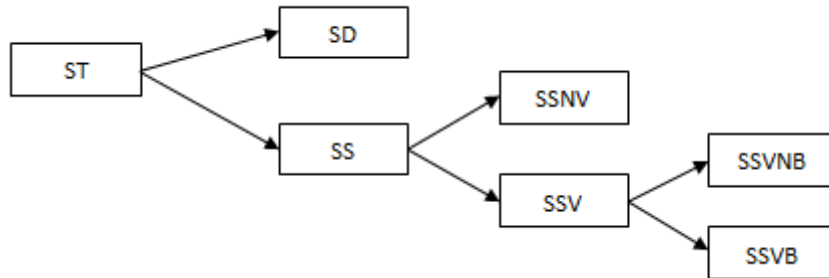


Figura 2. Clasificación de los sólidos suspendidos en el agua residual (Valencia, 2014)

Los sólidos suspendidos, principalmente, guardan relación con la turbidez del agua, presentando efectos adversos en la misma. Por ejemplo, el incremento de la turbidez interfiere en la penetración de luz, lo que causa un impacto considerable en los organismos acuáticos que depende de ella para crecer y reproducirse. Por tanto, tienen una gran influencia sobre el balance ecológico de los cuerpos de agua.

Los sólidos están presentes en las corrientes de agua ya que son arrastrados por el agua superficial de los campos de cultivo y áreas urbanas. Por otro lado, pueden estar formados por material suspendido y sedimentable y, si éstos contienen gran cantidad de material orgánico, su descomposición crea problemas de olor.

Nutrientes

Los microorganismos requieren de nutrientes para su crecimiento y reproducción. Se incluyen carbono (C), oxígeno (O), hidrógeno (H), nitrógeno (N), azufre (S), fósforo (P) y algunos otros. Los que mayor importancia tienen son el nitrógeno y fósforo. Un exceso de ambos debido, entre otras, a descargas residuales sin tratar, pueden causar problemas de eutrofización en cuerpos de agua, ya que favorecen la proliferación de algas y malezas acuáticas. El nitrógeno como contaminante proviene del empleo de fertilizantes nitrogenados en agricultura, de actividades como la ganadería o la industria y el vertido de las aguas residuales urbanas.

Según la EPA (2009) en las aguas residuales el nitrógeno se divide en su forma orgánica (30-40%) y en su forma amoniacal (60-70%), el resto de formas no llega al 1%. Debido al pH del medio, el nitrógeno amoniacal (amonio y amoniaco) aparece en su mayoría como amonio. En la siguiente figura aparecen las formas en las que se divide el nitrógeno en las aguas residuales.

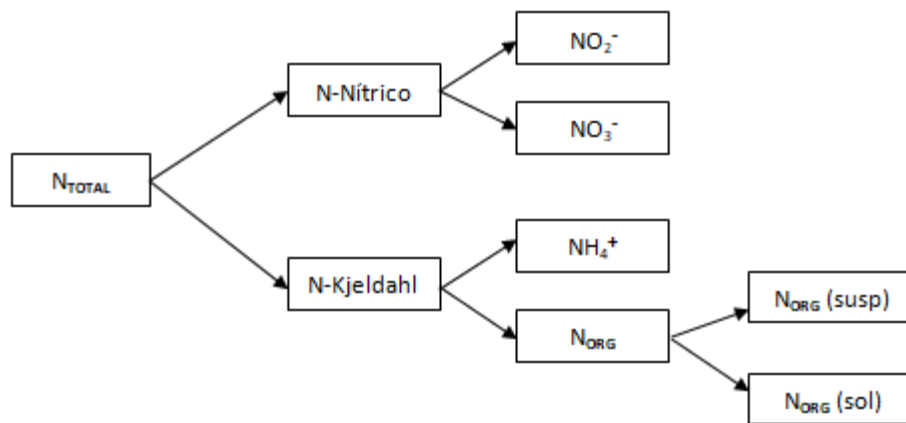


Figura 3. Clasificación del nitrógeno en el agua residual (Valencia, 2014)

En el caso del fósforo como contaminante, éste proviene del uso de fertilizantes fosfatados empleados en la agricultura, fuentes de industrias, detergentes y residuos de ganadería. Se estima que, en las aguas residuales, el contenido en fosfatos alcanza entre 0.66 y 0.78 kg por persona-año (Valencia, 2014). En la figura siguiente se presenta su clasificación en el agua residual.

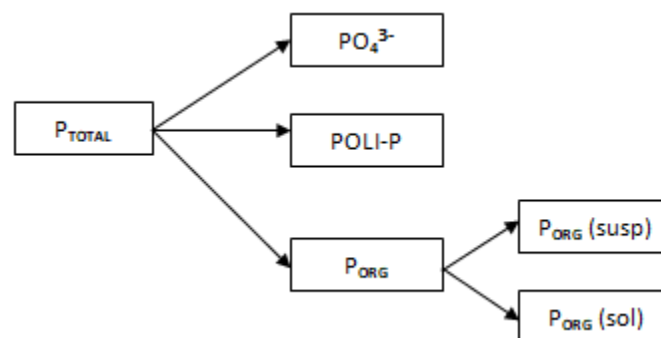


Figura 4. Clasificación del fósforo en el agua residual (Valencia, 2014)

Por tanto, el fósforo aparece, normalmente, en las aguas como fósforo orgánico, polifosfatos ($P_2O_7^{4-}$) o en forma de ortofosfatos (PO_4^{3-} , HPO_4^{2-} , $H_2PO_4^-$, H_3PO_4).

Temperatura

El mayor impacto debido al incremento de la temperatura es que intensifica problemas de sabor y olor en el agua potable. La constante de degradación se incrementa con el aumento de temperatura debido a las siguientes razones:

- La rapidez de la reacción bioquímica en la corriente se acelera con el incremento de la temperatura, lo cual reduce el OD disponible del sistema.

- Las altas temperaturas abaten el reabastecimiento del oxígeno consumido en las reacciones. Al aumentar la temperatura se acelera la muerte de algunas especies.

1.1.4 Eutrofización

Los nutrientes son elementos imprescindibles en cualquier ecosistema, ya que son importantes para el crecimiento y la supervivencia de las diferentes especies que lo forman.

El nitrógeno y el fósforo son los principales nutrientes presentes en los ecosistemas acuáticos. Ambos ayudan al crecimiento de algas y plantas acuáticas, que a su vez proporcionan hábitat a otras especies. Sin embargo, debe de existir un equilibrio entre ambos, ya que un aumento de alguno de ellos puede suponer efectos adversos en los ecosistemas, dando lugar al fenómeno conocido como eutrofización.

La Directiva 91/271/CEE, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, define la eutrofización como:

"el aumento de nutrientes en el agua, especialmente los compuestos de nitrógeno y/o fósforo, que provoca un crecimiento acelerado de algas y especies vegetales superiores, con el resultado de trastornos no deseados en el equilibrio entre organismos presentes en el agua y en la calidad del agua a la que afecta".

En general, la eutrofización produce un aumento de la biomasa y un empobrecimiento de la biodiversidad del ecosistema acuático.

Cuando el medio acuático recibe un aporte excesivo de nutrientes, comienza una alteración de la diversidad biológica, provocando la proliferación de algas unicelulares, algas azul-verde (cianobacterias) y macrófitas en exceso. El desarrollo de estas algas produce un enturbiamiento del agua, evitando que la luz llegue a las profundidades del ecosistema. Como la luz no penetra en el fondo, las especies que viven en él tienen más dificultades para llevar a cabo la fotosíntesis y, por tanto, de liberar oxígeno disuelto. De forma gradual, el fondo del ecosistema acuático se transforma en un ambiente anaerobio, imposibilitando la vida de la mayoría de especies (Rap-al, 2010). Las principales causas antropogénicas que producen la aparición de la eutrofización son:

- Agricultura. El uso de fertilizantes para abonar los cultivos aumenta la cantidad de nitrógeno (en forma de sales de nitrato y amonio) y fósforo (como fosfatos).
- Ganadería. Los excrementos de los animales son ricos en nutrientes, sobre todo en nitrógeno. Si éstos no se gestionan adecuadamente pueden terminar contaminando.
- Residuos urbanos. Principalmente los detergentes con fosfatos.

- Actividad industrial. Vertidos de productos nitrogenados y productos fosfatados, entre otros muchos tóxicos.

Cabe mencionar que el propio ecosistema acuático se autoalimenta de nutrientes derivados de la propia muerte de especies, pasando a formar parte del sedimento. Por todo ello, la contaminación por nutrientes es uno de los problemas ambientales más extendidos, costosos y complejos, resultado del exceso de nitrógeno y fósforo en el medio natural.

1.2 Marco legislativo

La protección de las aguas ocupa un espacio amplio y sólido, con un grado de desarrollo legislativo considerable. Los dos fines que persiguen estas normativas son la prevención frente a la contaminación de las aguas y la protección del medio acuático.

1.2.1 Normativa de carácter europeo

La Unión Europea (U.E.) ha desarrollado una gran cantidad de legislación para la protección del medio ambiente en su conjunto y para las masas de agua en particular. Existen dos referentes normativos como son la *Directiva 91/271/CEE* y la *Directiva Marco del Agua*, siendo ésta última la más importante en cuanto a protección del agua en general, tanto en lo que a prevención de contaminación se refiere como al control de la calidad en la misma. Aparte de estas dos directrices se han desarrollado, previamente y posteriormente, muchas directivas referentes a la calidad de las aguas de consumo, al control de vertidos contaminantes y a la protección del medio ambiente. A continuación, se detallan las dos directivas más importantes.

Directiva 91/271/CEE

El 30 de octubre de 1989 se inicia el procedimiento de propuesta de Directiva del Consejo sobre el tratamiento de las aguas residuales municipales. Unos días más tarde, el 9 de noviembre de 1989, se envía la propuesta al Consejo y el 27 de noviembre se hace llegar al Parlamento. El 18 de marzo de 1991, el Consejo obtiene el acuerdo político de la tramitación propuesta, aprobada el 21 de mayo de ese mismo año como *Directiva 91/271/CEE* sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas.

La *Directiva 91/271/CEE* establece dos obligaciones claramente definidas. En primer lugar, las aglomeraciones urbanas deben disponer de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales. En segundo lugar, se prevén distintos tratamientos a los que deben someterse estas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marinas. En la determinación de los tratamientos a los que deben someterse las aguas residuales antes de su vertido, se tiene en cuenta las características del emplazamiento donde se produzcan. De acuerdo a este matiz, los tratamientos deben ser más o menos rigurosos, según se efectúen en zonas calificadas como "zonas sensibles", "menos sensibles" o "normales". Se consideran como zonas sensibles aquellas zonas consideradas como eutróficas o que podrían ser eutróficas en un futuro próximo, si no se adoptan medidas de protección.

La *Directiva 98/15/CE de la Comisión, de 27 de febrero de 1998*, modifica la *Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991*, en relación con determinados requisitos establecidos en su anexo I en el cuadro 2, referente a los requisitos de vertidos procedentes de EDARs urbanas realizadas en zonas sensibles propensas a la eutrofización. Expresando su modificación en la tabla siguiente.

Tabla 3. Límites de vertido de nutrientes en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo (Directiva 98/15/CE)

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción
Fósforo total	2 mg/l (de 10 000 a 100 000 h-e) 1 mg/l (más de 100.000 h-e)	80 %
Nitrógeno total	15 mg/l (de 10 000 a 100 000 h-e) 10 mg/l (más de 100.000 h-e)	70 - 80 %

Directiva 2000/60/CE (Directiva Marco del Agua)

La *Directiva 2000/60/CE de 23 de Octubre de 2000*, es conocida comúnmente por el nombre de *Directiva Marco del Agua* o más explícitamente por sus siglas DMA. Es la norma europea más importante en lo que a aguas se refiere y un referente normativo a nivel mundial. Nace como respuesta a la necesidad de unificar las actuaciones en materia de gestión de agua en la Unión Europea.

La *Directiva Marco del Agua* surge tras un largo periodo de gestación de más de cinco años, y que culmina su entrada en vigor el 22 de diciembre de 2000, siendo fruto de un proceso extenso de discusión, debate y puesta en común de ideas entre un amplio abanico de expertos, usuarios del agua, medioambientalistas y políticos, que por consenso sentaron los principios fundamentales de la gestión moderna de los recursos hídricos y que constituyen hoy por hoy los cimientos de esta Directiva.

Decisión Nº 2455/2001/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 20 de noviembre de 2001, por la que se aprueba la lista de sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas, y por la que se modifica la DMA.

Decisión 2008/32/CE por la que se modifica las competencias originales de la DMA atribuidas a la Comisión mediante algunas modificaciones en la redacción de los artículos 8, 20 y 21 y en el anexo V.

Directiva 2009/90/CE establece las especificaciones técnicas del análisis químico y del seguimiento del estado de las masas de agua tal y como indica la DMA, aplicando los términos de límite de detección, límite de cuantificación o incertidumbre de medida e incluyendo las mejores técnicas disponibles en los criterios de funcionamiento de los métodos de análisis.

El *Real Decreto 509/1996* establece las normas aplicables al tratamiento de aguas residuales urbanas, transponiendo e incorporando la normativa y el ordenamiento jurídico de la *Directiva 91/271/CEE* sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas.

Tabla 4. Límites de vertidos procedentes del tratamiento de aguas residuales urbanas (RD 509/1996)

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ a 20°C) sin nitrificación	25 mg/l O ₂	70-90 %
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/l O ₂	75 %
Sólidos totales en suspensión	35 mg/l (más de 10 000 h-e) 60 mg/l (de 2000 a 10 000 h-e)	90% (más de 10 000 h-e) 70% (de 2000 a 10 000 h-e)

1.2.2 Normativa de carácter nacional

La legislación española deriva en gran parte de la normativa europea. Si bien es cierto, España entra en la Unión Europea el 1 de enero de 1986 y, hasta ese momento, había tenido fuentes de legislación internacionales como la de Naciones Unidas o la declaración universal de los Derechos Humanos.

La legislación medioambiental española surge del desarrollo de la Constitución Española, cuya competencia en la protección frente al Medio Ambiente hizo que fuese cada vez en mayor medida. Respecto a la protección de aguas, los mayores problemas se originan en las grandes ciudades; es por ello que el origen de las primeras leyes sobre saneamiento nacen en Cataluña, *Ley 5/1981, de 4 de Junio, de evacuación y tratamiento de aguas residuales*; y en la Comunidad de Madrid, *Ley 17/1984, de 20 de Diciembre, reguladora del abastecimiento y saneamiento de agua en la Comunidad de Madrid*.

La normativa europea se ha incorporado al ordenamiento jurídico español mediante algunas normas importantes en cuanto a saneamiento se refiere.

- *Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre*, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, los preceptores de la *Directiva 91/271/CEE, de 21 de mayo, sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas* y el *Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo*, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995.
- *Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre*, por el que se modifica el *Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo*, tal y como establecen los cambios incluidos en la *Directiva 98/15/CE, de 27 de febrero de 1998*.

- *Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre*, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas.

1.2.3 Normativa de carácter autonómico

Los recursos hídricos de las islas Canarias están regulados legalmente por la *Ley 12/1990* o también conocida como *Ley de Aguas de Canarias, de 26 de julio de 1990, de aguas*.

Esta ley establece en su preámbulo que su objeto legal básico es la "*subordinación de todas las aguas al interés general, sobre la base de que se trata de un recurso que debe estar disponible en la cantidad y calidad necesarias, en el marco del respeto al medio ambiente de las islas*". Este objetivo se persigue con las directrices de la planificación regional y se materializa en las prescripciones de los Planes Hidrológicos Insulares y demás instrumentos de la planificación.

Siendo el agua, además, un recurso unitario y constituyendo cada isla una cuenca hidrográfica, con notorias diferencias entre unas y otras, se establece una Administración insular, especial y participada por todos los sectores, públicos y privados, que intervengan en su ordenación, aprovechamiento, uso y gestión. De ahí, la creación de los Consejos Insulares de Aguas, organismos autónomos adscritos a los Cabildos, funcionalmente independientes en la adopción de las principales decisiones relativas a los sistemas hidráulicos insulares.

Ley 10/2010, de 27 de diciembre, por la modificación de la *Ley 12/1990, de 26 de julio, de aguas*, en las *Disposiciones generales* así como en su *Título I. De la Administración hidráulica*.

El artículo 2.15) de la *Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de calidad de las aguas*, define <<demarcación hidrográfica>> como la <<zona marina y terrestre compuesta por una o varias cuencas hidrográficas vecinas y las aguas subterráneas y costeras asociadas...>>. En el caso de Canarias, resulta evidente que cada isla constituye una demarcación hidrográfica, sin embargo, se considera necesario definir de manera expresa las demarcaciones hidrográficas y designar las autoridades competentes, conforme prevén los apartados 1 y 8 del artículo 3 de la *Directiva 2000/60/CE*.

La Comunidad Autónoma de Canarias ostenta la competencia exclusiva en materia de aguas, conforme a lo previsto en el artículo 30.6 del Estatuto de Autonomía de Canarias. Las modificaciones resultantes son las siguientes:

- Título preliminar. Disposiciones generales: <<Artículo 5 bis>>, establece como unidades territoriales de gestión integral de las aguas las demarcaciones hidrográficas de El Hierro, Fuerteventura, Gran Canaria, La Gomera, Lanzarote, La Palma y Tenerife, sin perjuicio de la legislación estatal en materia de espacios marinos. Cada demarcación hidrográfica comprende la zona terrestre y marina de la correspondiente cuenca hidrográfica insular, así como las aguas subterráneas, de transición y costeras asociadas a las citadas cuencas.

- Título I. De la Administración hidráulica <<Artículo 6 bis>> A los efectos de la aplicación de la Directiva 2000/60/CE, el Gobierno de Canarias es la autoridad coordinadora competente de las demarcaciones hidrográficas en el ámbito territorial de la Comunidad Autónoma de Canarias.

En base al reglamento que regula el control de vertidos, se menciona el *Real Decreto 174/1994, de 29 de julio*, por el que se aprueba el *Reglamento de Control de Vertidos para la Protección del Dominio Público Hidráulico*.

En cuanto a la afectación sobre las masas de agua se refiere, se hace especial mención al *Real Decreto 49/2000, de 10 de abril*, por el que se determinan las masas de agua afectadas por la contaminación de nitratos de origen agrario y se designan las zonas vulnerables por dicha contaminación. Destacar que en su artículo 1 se define como masas de agua afectada en la isla de Tenerife las del acuífero costero del Valle de La Orotava, zona objeto de estudio en este proyecto. Asimismo, en su artículo 2 se detallan los términos municipales de La Orotava, Puerto de la Cruz y Los Realejos, situados por debajo de la cota de 300 metros sobre el nivel del mar. Por último, el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT) establece en su apartado décimo cuarto (*Sistema de depuración y vertido*) subapartado primero (*Cuestiones Generales*), los siguientes límites de vertido:

Tabla 5. Límites de vertido según el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT)

a) del agua	Valores límite
Demanda química de oxígeno (DQO)	160 mg/l
Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅)	30 mg/l
Sólidos en suspensión (SS)	30 mg/l
pH	5.5 - 9.5
b) del fango	Valores límite
Sequedad con filtros banda o vacío	20 - 28 % mínimo
Sequedad con filtros banda y prensa	27 - 37 % mínimo
Sequedad con filtros prensa	38 - 50 % mínimo
c) componentes específicos	Valores límite
Fósforo ¹	10 mg P/l
Amoníaco ²	15 mg N/l

¹ Si el vertido se produce en lagos o embalses, el límite se reduce a 0.5 en previsión de brotes eutróficos

² En lagos o embalses el nitrógeno total no debe superar 10 mg/l, expresado en nitrógeno

1.3 Tratamiento de las aguas residuales

En el tratamiento de las aguas residuales se deben eliminar los contaminantes asociados a la misma, necesitando una serie de operaciones unitarias. Por tanto, se conocen como operaciones unitarias a los métodos de tratamiento en los que predominan fenómenos físicos, químicos y biológicos. En la actualidad, estas operaciones unitarias se agrupan entre sí para construir los llamados tratamientos primarios, secundarios y terciarios (Romero, 2008).

1.3.1 Procesos unitarios físicos

Son aquellos métodos de tratamiento en los que predomina la acción de fuerzas físicas para mejorar la calidad del agua. Las operaciones físicas más importantes en el tratamiento de las aguas residuales son:

- **Desbaste.** El desbaste tiene por objetivo retener y separar los cuerpos voluminosos, flotantes y en suspensión, que el agua arrastre consigo. Los elementos utilizados para tal fin son las rejillas o enrejados gruesos y los tamices o enrejados finos. Los enrejados gruesos son útiles para eliminar sólidos más voluminosos (papeles, plásticos, madera, etc) y están colocados como primera operación en el tratamiento. Por su parte, los enrejados finos están colocados en segunda línea de operación para eliminar sólidos más pequeños (hasta 0.2 mm).
En el desbaste se consigue proteger los elementos posteriores (bombas, válvulas, etc.), evitar obstrucciones en las conducciones y tuberías, y aumentar la eficacia y operatividad de los elementos posteriores.
- **Mezclado.** El mezclado se consigue bien por aireación o mediante agitación mecánica. El objetivo de esta operación es conseguir un fluido homogéneo.
- **Aireación.** Su fundamento físico es el aumento de la concentración de oxígeno disuelto en el agua. La aireación se emplea para eliminar sustancias volátiles, evitar condiciones anaerobias en los tanques de homogenización, permite eliminar arenas por sedimentación, grasas por flotación e incluso eliminar algunos compuestos como el hierro y los sulfuros.
- **Floculación.** Es un proceso que afecta a las partículas coloidales con sedimentabilidad baja. Como resultado de la colisión y adherencia entre partículas se forman flóculos más densos capaces de sedimentar.
- **Filtración.** Es la separación física de sustancias suspendidas en el agua a través de un medio poroso. El objetivo de este proceso es eliminar sólidos suspendidos que no han sido eliminados en la sedimentación. Su aplicación reside en la potabilización de aguas y como tratamiento terciario de aguas residuales.



- **Sedimentación.** Es la separación física por acción de la gravedad de partículas en suspensión cuya densidad es superior a la del medio acuoso ($\rho_{particula} > \rho_{agua}$), obteniendo así un fango espesado. En condiciones de flujos a baja velocidad, la gravedad actúa depositando las partículas en el fondo del sedimentador o decantador. Hoy en día sigue siendo habitual su uso en los tratamientos de aguas residuales debido a su elevado ratio de beneficio-coste. Se emplea en los desarenadores para eliminar arenas y grasas, en la decantación primaria o secundaria y en el espesador de fangos por gravedad.

1.3.2 Procesos unitarios químicos

Son aquellos tratamientos en los cuales la eliminación o conversión de los contaminantes se consigue con la adición de productos químicos o gracias al desarrollo de reacciones químicas (Romero, 2008). Las operaciones químicas más importantes en el tratamiento de aguas residuales son las siguientes:

- **Adsorción.** Es un proceso mediante el cual se eliminan compuestos específicos de las aguas residuales sobre superficies sólidas, basándose en fuerzas de atracción entre cuerpos. No es una reacción química estricta, aunque los adsorbentes son compuestos químicos que tienen afinidad por otros compuestos denominados adsorbatos (contaminantes). Su aplicación reside en la eliminación de metales pesados.
- **Desinfección.** La desinfección es la destrucción selectiva, por oxidación, de los organismos causantes de enfermedades (bacterias, virus, quistes amebianos). Para lograr esto se utilizan compuestos como cloro, oxígeno, ozono, dióxido de carbono, radiación UV, etc. En el tratamiento de aguas residuales se emplea tanto la cloración como la ozonización o la radiación UV.
- **Precipitación.** La precipitación química consiste en la adición de una sustancia química soluble en agua cuyos iones reaccionan con los del contaminante que se desea remover, dando como resultado la formación de un precipitado. Este proceso es típico en las operaciones simultáneas de coagulación y floculación.

1.3.3 Procesos unitarios biológicos

Son los tratamientos en los que la eliminación de contaminantes se lleva a cabo gracias a la actividad biológica.

La principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual en forma, tanto particulada como soluble. Básicamente, los microorganismos consumen estas sustancias transformándolas en gases (CO_2 , N_2 u otros subproductos) y en tejido celular biológico, que es eliminado por sedimentación.

Además, los tratamientos biológicos se pueden emplear para eliminar nitrógeno contenido en el agua residual (Romero, 2008).

Entre los tratamientos que utilizan este mecanismo se encuentra los sistemas de fangos activados (figura 5), lagunas aireadas, filtros percoladores, digestión de fangos, entre otros.

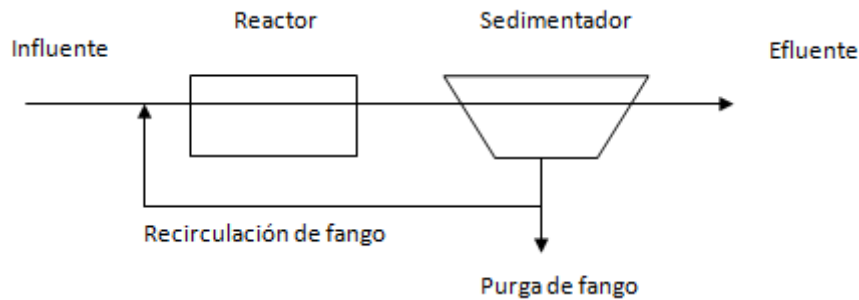


Figura 5. Proceso de fangos activados (Valencia, 2014)

1.3.4 Líneas de tratamiento

1.3.4.1 Línea de agua

Las operaciones unitarias anteriormente descritas, se combinan entre sí para formar líneas de tratamiento en las EDARs. La línea de aguas (figura 6) es la combinación de procesos y operaciones unitarias para lograr una calidad del agua deseada (límites de vertido).

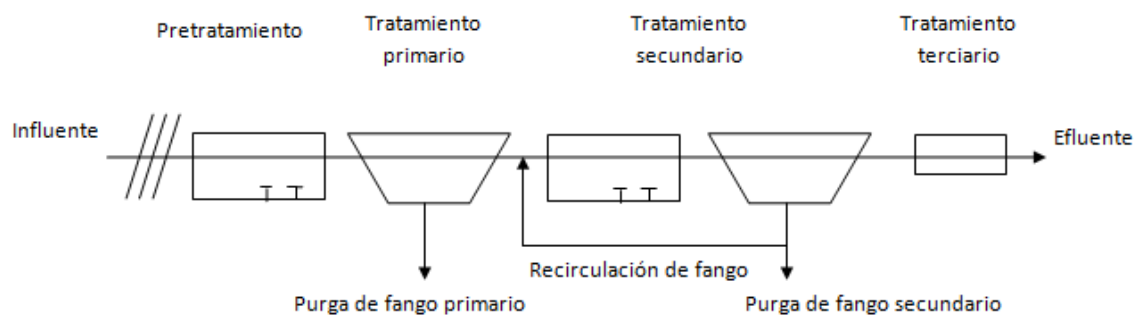


Figura 6. Línea de agua en una EDAR (Valencia, 2014)

Pretratamiento

Las aguas residuales urbanas, antes de su tratamiento propiamente dicho, se someten a una serie de operaciones físicas que constituyen el pretratamiento. El objetivo es separar la mayor cantidad posible de materiales (sólidos de gran y medio tamaño) que contiene el agua, ya que por su naturaleza y tamaño pueden provocar problemas en conducciones, válvulas, bombas, etc (López et al., 2014).

El pretratamiento comprende dos etapas, siendo la primera el desbaste (enrejados gruesos y tamices) y la segunda etapa el desarenado-desengrasado. Es importante eliminar las arenas ya que, como indica Romero (2008), la entrada de éstas en los elementos posteriores perturbaría su funcionamiento por las siguientes razones:

- Aumenta la densidad del fango, lo que dificulta su separación de las paredes y fondo de los depósitos.
- Aumenta el riesgo de atascamientos por acumulación en las conducciones, sobre todo en cambios de dirección.
- Riesgo de abrasión provocada sobre los elementos mecánicos en movimiento.

Por su parte, las grasas crean muchos problemas en las técnicas de depuración de aguas residuales:

- En los decantadores forma una capa superficial que dificulta la sedimentación al atrapar en ella partículas pequeñas.
- En el sistema de fangos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al aumentar la concentración de grasas, además de participar en el fenómeno conocido como "bulking".
- La DQO se incrementa en un 20-30% por las grasas contenidas en los vertidos.

Tratamiento primario

En esta fase de tratamiento se consigue separar los elementos suspendidos que contiene el agua. Las operaciones utilizadas son puramente físicas, aunque en ciertas ocasiones se mejoran los resultados con técnicas de coagulación-floculación. Los elementos más utilizados son los decantadores (rectangulares o circulares) donde los sólidos más densos caen al fondo del mismo.

La reducción de la velocidad de corriente por debajo de un determinado valor (en función de la eficacia deseada), es el fundamento para conseguir una eliminación entre el 50 y el 60% de las partículas suspendidas en el influente. Las partículas de fango llevan consigo materia orgánica, por lo que en este tipo de tratamiento existe una reducción de la DBO (Romero, 2008).

Tratamiento secundario

El Real Decreto Ley 11/95 define el tratamiento secundario como *"el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya un tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso, en el que se consiga la eliminación de materia orgánica"*.

Por tanto, en esta etapa se elimina el resto de sólidos suspendidos, la materia orgánica biodegradable y, en ocasiones, también los nutrientes (nitrógeno y fósforo). Lo habitual es que sean operaciones biológicas en las que los microorganismos de diferentes especies sean los encargados de eliminar los contaminantes del agua residual, aunque en algunas ocasiones pueden emplearse otras operaciones como la precipitación química para eliminar fósforo.

El tratamiento secundario suele estar formado por uno o varios tanques, denominados reactores biológicos, y una decantación en la cual se separa la biomasa del medio líquido. Existen diferentes poblaciones microbianas que se alimentan de distintos sustratos y requieren de distintas necesidades, por lo que el desarrollo de las mismas depende de las condiciones para mejorar su proliferación y de las características que tenga el agua.

Tratamiento terciario

El tratamiento terciario o tratamiento avanzado se define como aquel proceso adicional para eliminar sólidos suspendidos y sustancias disueltas que permanecen en el agua residual después del tratamiento secundario convencional. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos en suspensión, y su naturaleza puede variar desde iones inorgánicos relativamente simples, como el calcio, el potasio, el nitrato y el fosfato; hasta un número cada vez mayor de compuestos orgánicos sintéticos muy complejos (Romero, 2008).

Los límites sobre el tratamiento de aguas residuales son cada vez más estrictos, sobre todo cuando la zona de vertido es un área sensible, es decir, una zona eutrófica o próxima a la eutrofización. Es por ello que el tratamiento terciario cobra cada día más relevancia, y en lo que a la parte económica se refiere, se buscan procesos relativamente económicos y cuya eficacia sea muy alta, como es el caso de los tratamientos con algas para la eliminación de nutrientes disueltos en el efluente.

La selección de un proceso u otro depende de varios factores (Romero, 2008):

- El uso del efluente tratado.
- La naturaleza del agua residual.
- La compatibilidad de las distintas operaciones y procesos.
- Los medios disponibles para el vertido de los contaminantes.
- La viabilidad económica y ambiental de los sistemas empleados.

1.3.4.2 Línea de fangos

Al eliminar los contaminantes asociados al agua, se generan una serie de subproductos denominados fangos o lodos, en los cuales se concentran todos los sólidos eliminados procedentes de la línea de agua. Dichos fangos suelen tener un contenido en sólidos, dependiendo de las operaciones y procesos de tratamiento, entre el 0.25 y el 12%. Las principales características de estos fangos en los tratamientos de las aguas residuales son las siguientes (Torres, 2014):

- Ocupan un gran volumen ya que poseen una gran cantidad de agua, en torno al 95-99%.
- Poseen gran cantidad de materia orgánica.
- Generan malos olores ya que entran en descomposición rápida.
- Pueden ser causantes de numerosas enfermedades ya que contienen un gran número de organismos patógenos.

En cuanto al volumen de fangos, éste depende de:

- Las características del agua residual cruda, incluidas la edad y concentración de la misma.
- El tiempo de retención y el grado de tratamiento a llevar a cabo en los tanques.
- El estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua, y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación de fangos, o de la profundidad del tanque.
- El tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de fangos.

Según Romero (2008), las características del fango varían en función del origen de los sólidos, de la edad del fango, y del tipo de procesos a los que han sido sometidos. De esta manera, se pueden distinguir:

- **Fango primario.** El fango proveniente de los decantadores primarios suele ser generalmente gris y grasiento. En la mayoría de los casos produce un olor extremadamente desagradable. Puede digerirse fácilmente si se adoptan condiciones adecuadas de funcionamiento.
- **Fango activado.** El fango proveniente del tratamiento biológico, generalmente, tiene una apariencia floculenta de color marrón. Si el color es demasiado oscuro puede estar próximo de volverse séptico, y si el color es más claro de lo normal, puede haber estado aireado insuficientemente. El fango en características óptimas presenta un olor a tierra que no es molesto, aunque si bien es cierto tiende a convertirse en séptico con bastante rapidez y luego adquirir un olor bastante desagradable de putrefacción.
- **Fango digerido anaeróbicamente.** Este fango digerido por vía anaerobia es de color marrón oscuro-negro y contiene una cantidad excepcional de gas. Cuando está totalmente digerido, no es molesto, siendo su olor relativamente débil y parecido al alquitrán caliente, goma quemada o lacre.

Los lodos pueden ser tratados como un subproducto no deseado que sólo presenta problemas, o pueden ser reutilizados como abono o bien como producto del que se puede aprovechar su potencial energético. El valor del fango como fertilizante se basa principalmente en su contenido de nitrógeno, fósforo y potasio, y se debería determinar en aquellos casos en los que el fango se vaya a emplear como acondicionador de suelos.

En la línea de fangos de una EDAR se aplican distintas operaciones físicas, químicas y biológicas, con el objetivo de estabilizar la materia orgánica presente en el fango y de reducir el volumen de material. A continuación, se describen algunos tratamientos.

Espesamiento

Antes de proceder a la estabilización o deshidratación de los fangos, se ha de reducir su volumen eliminando la fase líquida. Para ello, es frecuente y conveniente emplear espesadores después de la purga en los decantadores.

Mediante el espesamiento de los fangos, se obtienen los siguientes resultados (Romero, 2008):

- Concentración de fangos antes de su traslado a vertedero o la digestión. Disminuir el volumen de fango es importante ya que se consigue disminuir los costes a posterior (transporte del fango, caudales a tratar y bombear, depósitos más pequeños, etc.).
- En caso de que la línea de fangos disponga de más de un decantador, con los espesadores se consigue una mezcla y homogeneización del fango procedentes de los distintos decantadores, lo que causa gran interés en plantas que posean muchos sedimentadores.

Existen dos tipos de espesadores: por gravedad y por flotación. Lo habitual es encontrar espesadores por gravedad, aunque se puede emplear la flotación para fangos secundarios. A continuación, se describen ambos (Romero, 2008).

- **Espesador por gravedad.** Se lleva a cabo en un tanque similar al de un sedimentador convencional. Normalmente, se emplean tanques circulares. El fango diluido se conduce a una cámara central donde existe una campana deflectora, que tiene como objetivo repartir la corriente de agua de una manera uniforme hacia la periferia del aparato. En ese momento, comienza una fase de separación sólido-líquido, donde el fango alimentado sedimenta y se compacta, extrayéndose por la parte inferior del tanque.

Los mecanismos de recogida de fangos consisten en dispositivos de rascadores profundos o piquetas verticales que remueven los lodos lentamente, promoviendo la apertura para evacuar el agua y favoreciendo la densificación. La función principal de estas rasquetas es concentrar los sólidos, y conducirlos a la parte central del fondo cónico del espesador, para su evacuación final.

El sobrenadante que se origina retorna hacia el decantador primario, cabecera de planta o a los fangos secundarios, según sea la ubicación del espesador en la línea de fango. Por último, el fango espesado se bombea a los digestores o equipos de deshidratación en función del esquema de la EDAR.

La aplicación de espesado por gravedad resulta más efectiva en el tratamiento del fango primario.

- **Espesador por flotación.** En este caso es la separación de partículas sólidas en una fase líquida por medio de un gas. Normalmente se introducen burbujas de aire en la fase líquida para conseguir que los sólidos suspendidos queden en la parte superior del decantador. Las burbujas se adhieren a las partículas, y la fuerza ascensional que experimenta el conjunto partícula-burbuja hace que éstas suban hasta la superficie del líquido ($\rho_{\text{partícula}} < \rho_{\text{agua}}$). Una vez las partículas se hallen en la superficie, se pueden recoger mediante un rascador superficial.



La relación aire-sólidos es el factor que más afecta al rendimiento de los espesadores por flotación. La aplicación práctica de la flotación en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales se limita, hoy en día, al uso del aire como agente responsable del fenómeno. Las burbujas se añaden o se introducen mediante los siguientes métodos:

- Flotación por aire disuelto (FAD). El aire se disuelve en el agua residual a una presión de varias atmósferas, y a continuación se libera la presión hasta alcanzar la atmosférica.
- Flotación por aireación. Las burbujas de aire se introducen directamente en la fase líquida por medio de difusores o turbinas sumergidas.
- Flotación por vacío. Consiste en saturar el aire del agua residual directamente en el tanque de aireación, o permitiendo que el aire penetre en el conducto de aspiración de una bomba.

Estabilización

Los fangos con alto contenido en materia orgánica son susceptibles de sufrir procesos naturales de putrefacción y descomposición, generando olores desagradables y siendo foco de múltiples enfermedades. La estabilización incluye todas las operaciones orientadas a reducir la proporción de sólidos suspendidos volátiles y eliminar organismos patógenos del fango antes de poder ser eliminado como residuo. Las tecnologías disponibles para la estabilización del fango son:

- Estabilización con cal
- Tratamiento térmico (incineración)
- Digestión aerobia de fangos
- Digestión anaerobia de fangos

Deshidratación

La deshidratación es un proceso unitario físico empleado para reducir el contenido de humedad del fango por las siguientes razones (Romero, 2008):

- Los costes de transporte hasta el lugar de evacuación final, son notablemente menores cuando se reduce el volumen por deshidratación.
- El fango deshidratado es, generalmente, más fácil de manipular que el fango líquido o espesado.
- La deshidratación del fango es necesario antes de un proceso de incineración, ya que aumenta su poder calorífico por eliminación del exceso de humedad.
- En algunos casos puede ser necesario eliminar el exceso de humedad para evitar la generación de malos olores y que el fango sea putrescible.
- La deshidratación del fango es necesaria antes de su evacuación a vertedero para reducir la producción de lixiviados.

La línea de fangos es la encargada de estabilizar los fangos eliminados en la decantación primaria (si la hay) y en la decantación secundaria. Los fangos generados están formados por sólidos inertes, materia orgánica, patógenos y gran cantidad de agua. La materia orgánica es la que tiende a degradarse y por eso es necesaria su estabilización. Sin embargo, no se puede aplicar una digestión a volúmenes muy elevados, por ello, se precisa de los espesadores cuyo objetivo es reducir dicho volumen concentrando los sólidos suspendidos. Atendiendo al esquema de la figura 6, se incluyen los elementos nombrados anteriormente.

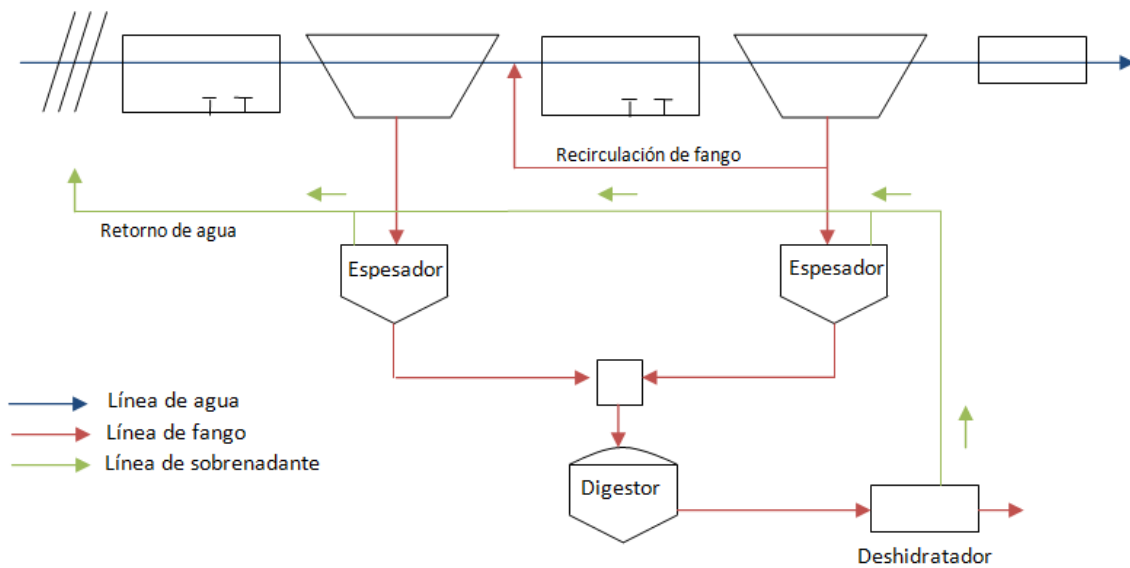


Figura 7. Líneas de tratamiento en una EDAR (elaboración propia)

1.4 Fangos activados

El sistema de fangos activados fue desarrollado a principios del Siglo XX por Fowler, Arden, Mumford y Locked en la planta inglesa de Manchester. Desde entonces se ha mejorado el sistema y se ha estudiado su base científica para optimizar su operación. El esquema inicial es sencillo, aunque se han desarrollado modificaciones para conseguir la eliminación biológica de nutrientes, mediante procesos de nitrificación-desnitrificación y procesos de eliminación de fósforo gracias a las bacterias acumuladores de polifosfatos. Este sistema es interesante ya que ofrece una solución de depuración más eficiente respecto al consumo de energía necesaria para eliminar la materia orgánica (Valencia, 2014).

1.4.1 Esquema de fangos activados

En el sentido estricto, el esquema básico de un proceso de fangos activados consiste en el desarrollo de un cultivo bacteriano disperso en forma de flóculos en un reactor biológico aireado y agitado, que es alimentado con una corriente de agua residual. La aireación implica que se trata de un proceso aerobio en el cual se suministra oxígeno a los microorganismos.

Además, la aireación favorece la mezcla en el reactor, lo que puede permitir ser considerado como un reactor de mezcla perfecta. A su vez, evita sedimentos y homogeniza la mezcla de los flóculos bacterianos (Torres, 2014).

Las poblaciones microbianas utilizan la materia orgánica coloidal para su crecimiento. Estas poblaciones conforman el fango biológico, que se separa del agua tratada en el proceso de decantación. Una parte de los sólidos sedimentados se recircula al reactor biológico para mantener la concentración de bacterias deseada, lo cual reduce el volumen y el tiempo necesario para eliminar los contaminantes. Otra parte sale del decantador por la purga de fango, tal y como se muestra en la figura 8. Sin esta corriente de purga, la biomasa se acumularía indefinidamente en el sistema, propiciando ser un sistema no estacionario ya que los sólidos que escapan por efluente tienen una concentración insignificante en comparación con la que existe en el reactor biológico.

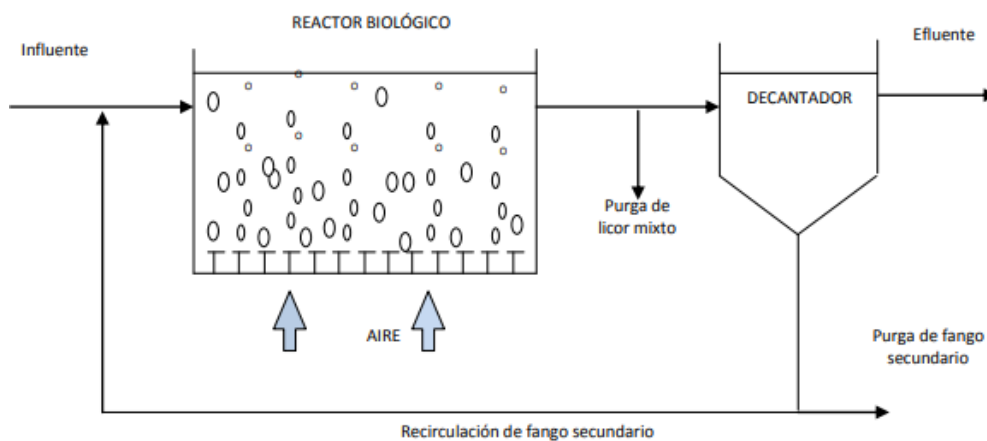


Figura 8. Esquema básico del proceso de fangos activados (Valencia, 2014)

1.4.2 Nomenclatura de fangos activados

En el sistema de fangos activados, los componentes del agua reciben una nomenclatura particular en la que se diferencian los compuestos solubles o disueltos (S_{α}) y los compuestos suspendidos o particulados (X_{α}).

El subíndice " α " indica el componente al que hace referencia. Se añade el subíndice "0" para el agua residual de entrada a la planta. A continuación, se resumen de forma básica los siguientes:

- Sólidos suspendidos totales: X_{SST}
 - Sólidos suspendidos volátiles: X_{SSV}
 - Sólidos suspendidos volátiles biodegradables: X_{SSVB}
 - Sólidos suspendidos volátiles no biodegradables: X_{SSVNB}
 - Sólidos suspendidos no volátiles: X_{SSNV}



- Materia orgánica total: DQO_T
- Materia orgánica soluble total: S_T
 - Materia orgánica biodegradable soluble: S_S
 - Materia orgánica soluble inerte: S_I
- Materia orgánica suspendida total: X_T
 - Materia orgánica biodegradable suspendida: X_S
 - Materia orgánica suspendida inerte: X_I
- Nitrógeno total: N_T
 - NKT soluble: S_{NH}
 - NKT suspendido: X_{NH}
- Fósforo total: P_T
 - Fósforo soluble: S_P
 - Fósforo suspendido: X_P
- Microorganismos:
 - Bacterias heterótrofas: X_H
 - Biomasa inerte (debris) procedente de la desaparición de bacterias heterótrofas: X_{HI}
 - Bacterias autótrofas: X_A
 - Biomasa inerte (debris) procedente de la desaparición de bacterias autótrofas: X_{AI}

1.4.3 Microorganismos en fangos activados

1.4.3.1 Crecimiento biológico

Bacterias heterótrofas

La fuente carbono de las bacterias heterótrofas es la materia orgánica, aunque específicamente solo la materia orgánica fácilmente biodegradable, es decir, la parte soluble. Además, la materia orgánica es el dador de electrones para llevar a cabo las reacciones químicas con el aceptor de electrones. Según el aceptor de electrones, se pueden clasificar en:

- Bacterias heterótrofas aerobias. El aceptor de electrones es el oxígeno (O_2).
- Bacterias heterótrofas anóxicas o facultativas. Utilizan oxígeno, pero en su ausencia emplean los nitratos (NO_3^-) o nitritos (NO_2^-) como aceptor de electrones.
- Bacterias heterótrofas anaerobias. Estas bacterias utilizan otro aceptor de electrones que no sea el oxígeno (O_2) ni los nitratos (NO_3^-) o nitritos (NO_2^-).

El metabolismo es el conjunto de reacciones bioquímicas que tienen lugar en el interior de un organismo. El metabolismo de las bacterias consta de una ruta de catabolismo, en el cual se llevan a cabo las reacciones para la producción de energía; y una ruta de anabolismo, en la cual se precisa de la energía obtenida en el catabolismo para llevar a cabo las reacciones de la síntesis de tejido celular. A continuación, se muestra el metabolismo de cada una de las bacterias heterótrofas.

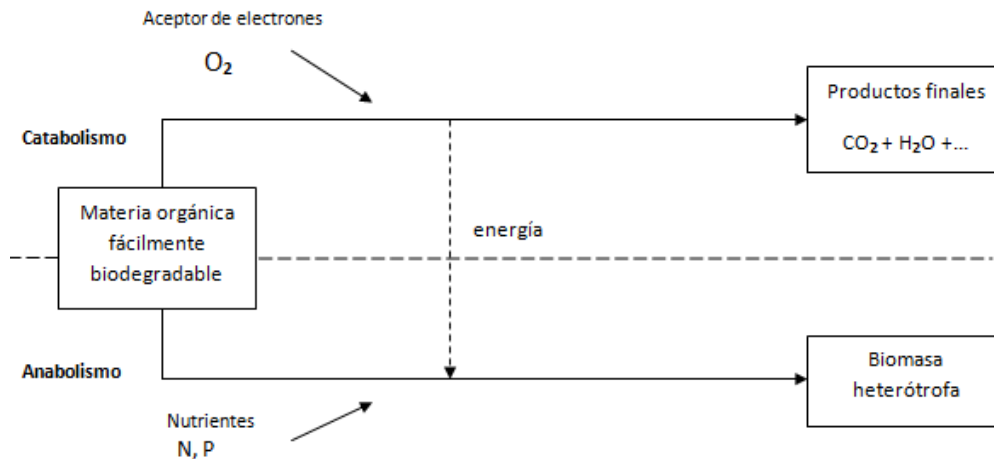


Figura 9. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas aerobias (elaboración propia)

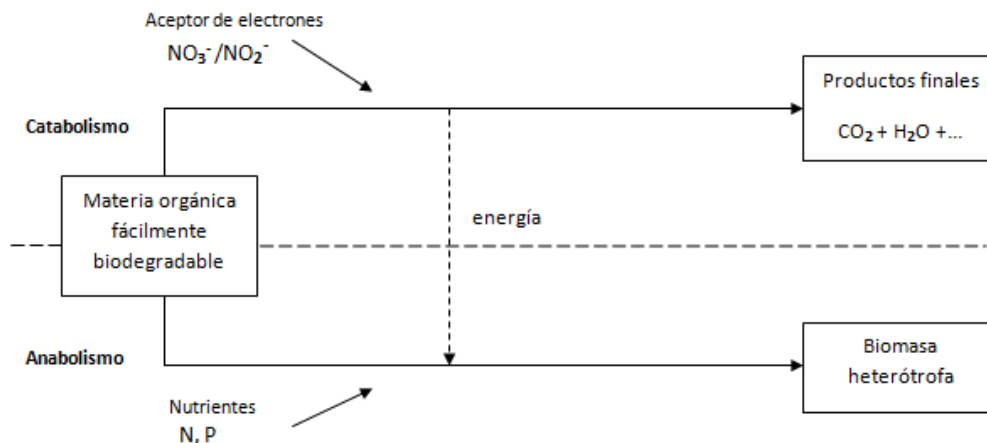


Figura 10. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas facultativas (elaboración propia)

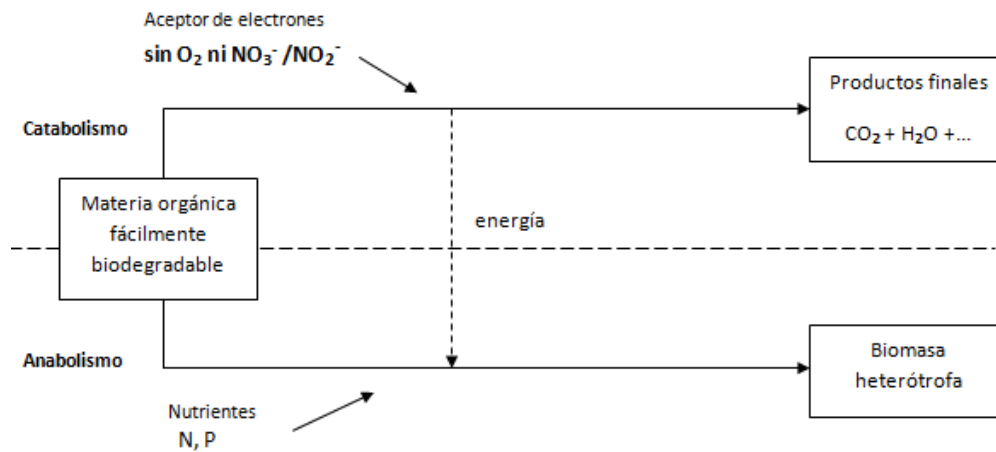


Figura 11. Esquema básico del metabolismo de las bacterias heterótrofas anaerobias (elaboración propia)

Lo habitual es que, en los sistemas biológicos de depuración como fangos activados, las bacterias sean aerobias. Sin embargo, cuando se requiere la eliminación biológica de nitrógeno y fósforo aparecen otro tipo de bacterias, que se explica más adelante. En esas condiciones es posible que aparezcan bacterias heterótrofas facultativas o anaerobias.

Bacterias autótrofas

Los organismos autótrofos emplean compuestos de origen inorgánico como fuente de carbono (CO₂) y material inorgánico como dador de electrones (NH₄⁺ / NO₂⁻). Según el origen de la fuente de energía se clasifican en fotosintéticos (utilizan luz como fuente de energía) o en quimiosintéticos (utilizan reacciones de oxidación-reducción como fuente de energía).

En el sistema de fangos activados, estas bacterias están ligadas al proceso de nitrificación, que se estudiará más adelante. A continuación se muestra el metabolismo de las bacterias autótrofas quimiosintéticas.

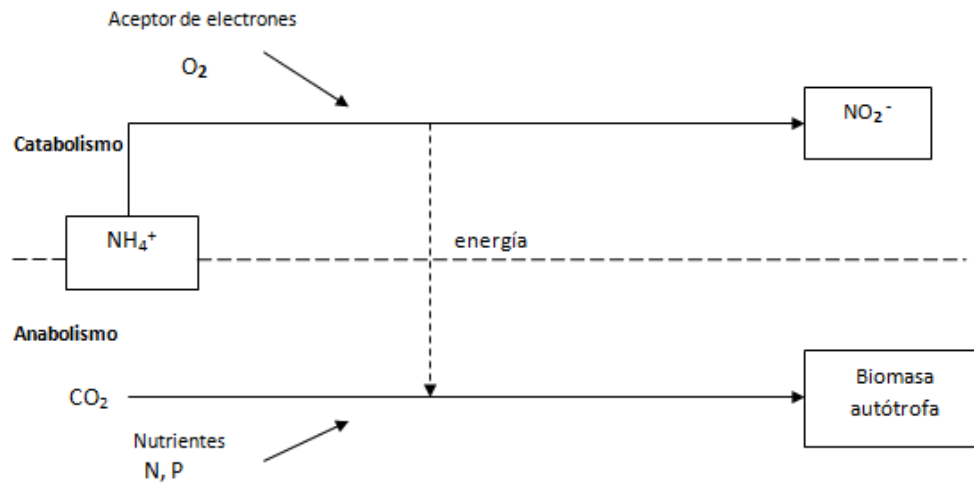


Figura 12. Esquema básico del metabolismo de las bacterias autótrofas con amonio como dador de electrones (elaboración propia)

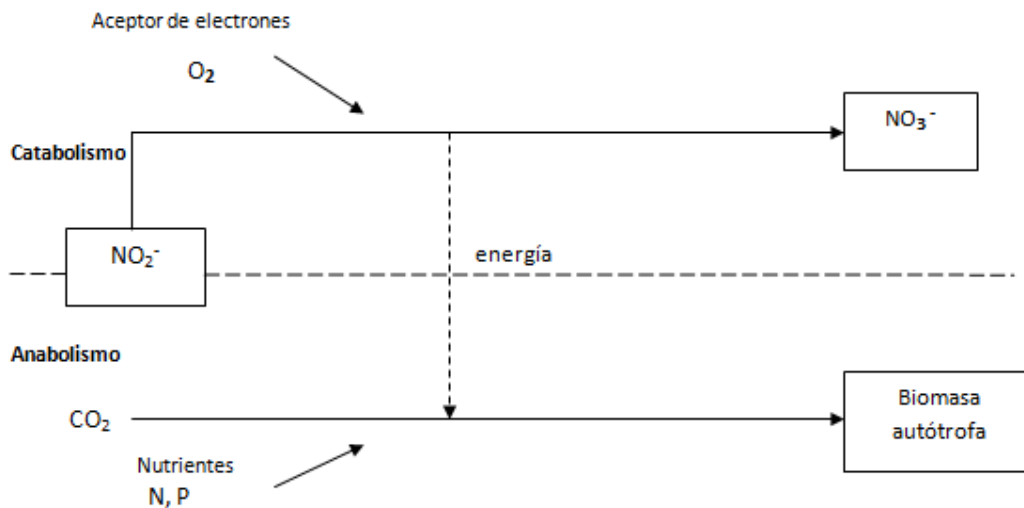


Figura 13. Esquema básico del metabolismo de las bacterias autótrofas con nitrito como dador de electrones (elaboración propia)

El sistema de fangos activados es un sistema en el que se promueve la proliferación de ciertas poblaciones de interés depurativa, mediante el control de parámetros y condiciones del medio (pH, nutrientes, oxígeno, etc.). Si las condiciones del sistema son estables en el tiempo, las bacterias proliferan en un estado estacionario, donde su ecosistema madura y da lugar a la aparición de comunidades distintas de microorganismos. La velocidad de crecimiento de las bacterias no es la misma para todas las comunidades, por lo que los parámetros de control son muy importantes en su dinámica de crecimiento.

1.4.3.2 Desaparición de microorganismos

El consumo de la biomasa es debido a:

- Mantenimiento celular. Energía necesaria para llevar a cabo los procesos celulares.
- Predación. Los organismos superiores (protozoos y metazoos) utilizan las bacterias como alimento.
- Muerte y lisis. La muerte de las bacterias produce la ruptura de la pared celular. Esto hace que el citoplasma y otros constituyentes pasen al medio, distinguiéndose los siguientes materiales:
 - Componentes que se hidrolizan (X_s): Materia orgánica lentamente biodegradable.
 - Componentes que no se hidrolizan (debris): Residuo orgánico inerte.

Existen dos modelos que representan la desaparición de biomasa, uno con mejor aproximación que el otro.

Modelo de lisis-recrecimiento

Este modelo incluye la materia orgánica lentamente biodegradable (X_s) como producto generado por la muerte de las bacterias. A continuación, se presenta el esquema.

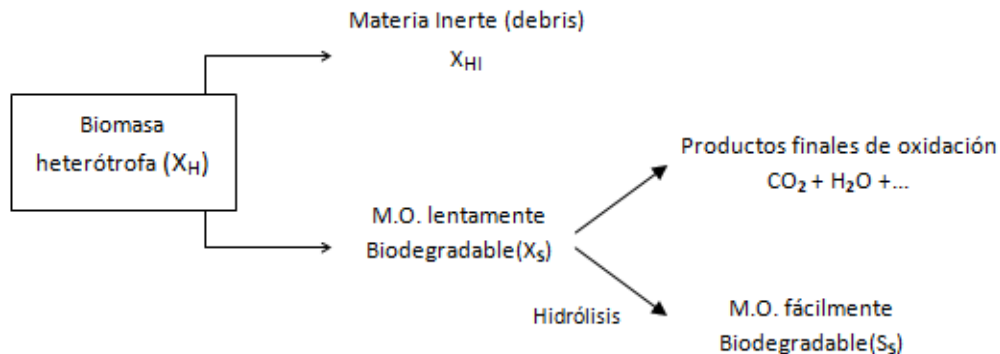


Figura 14. Desaparición de biomasa heterótrofa por el modelo de lisis-recrecimiento (elaboración propia)

En el caso de las bacterias autótrofas, el esquema es el mismo pero sin incluir la hidrólisis y con su subíndice correspondiente (ver figura 15).

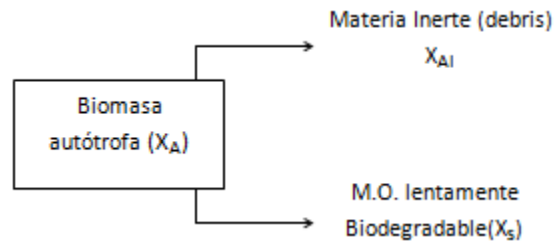


Figura 15. Desaparición de biomasa autótrofa por el modelo lisis-recrecimiento (elaboración propia)

En la **figura 14**, se incluye la hidrólisis como proceso que también realizan las bacterias heterótrofas para asimilar moléculas de gran tamaño y transformarlas en moléculas más pequeñas y simples de bajo peso molecular. Esas moléculas más simples son las que utilizan, con el aceptor de electrones, para crecer. Cabe destacar que esta hidrólisis se puede realizar en sistemas aerobios (con oxígeno como aceptor de electrones), en sistemas anóxicos (con nitrito o nitrato como aceptor de electrones), y en sistemas anaerobios (con otro aceptor que no sea oxígeno ni nitrito o nitrato).

En la **figura 15**, la materia orgánica lentamente biodegradable que se genera a causa de la desaparición de biomasa autótrofa, sería utilizada por las bacterias heterótrofas para su posterior hidrólisis. Las bacterias autótrofas no son capaces de hidrolizar X_S .

Modelo tradicional

En el modelo tradicional o de respiración endógena, la fracción biodegradable de la biomasa es oxidada a CO_2 y la fracción inerte de la biomasa queda como residuo inerte (debris). En este modelo no se considera X_S como un componente generado a partir de la muerte de las bacterias. A continuación se muestra el esquema del modelo para ambos grupos de bacterias, heterótrofas y autótrofas.

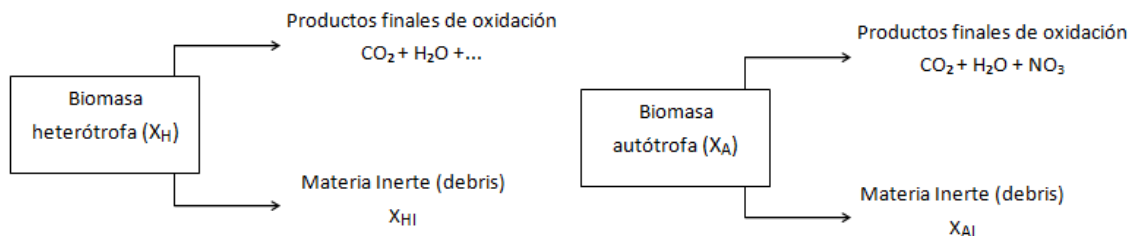


Figura 16. Desaparición de biomasa en el modelo tradicional (elaboración propia)

1.4.3.3 Cinética de los microorganismos

Para tener un control efectivo del tratamiento biológico, es necesario conocer cómo crecen los microorganismos que realizan la depuración. Anteriormente se ha explicado las rutas metabólicas de estos microorganismos, sin embargo, no se ha explicado las etapas de crecimiento.

Las bacterias pueden reproducirse por escisión binaria, de forma sexual o por germinación. Generalmente, lo hacen por escisión binaria, es decir, por división, donde la célula original se transforma en dos nuevos organismos. El tiempo necesario para cada división, es decir, el tiempo de generación, puede variar desde días hasta 20 minutos. Esta cifra es hipotética ya que las bacterias no continúan dividiéndose indefinidamente a causa de limitaciones tales como (Gisbert, 2011):

- Concentración de sustrato.
- Concentración de nutrientes.
- Tamaño del sistema.

En la figura 17 se presenta el modelo de crecimiento más empleado, basado en la evolución del número de células y que se compone de cuatro etapas (Gisbert, 2011; Torres, 2014):

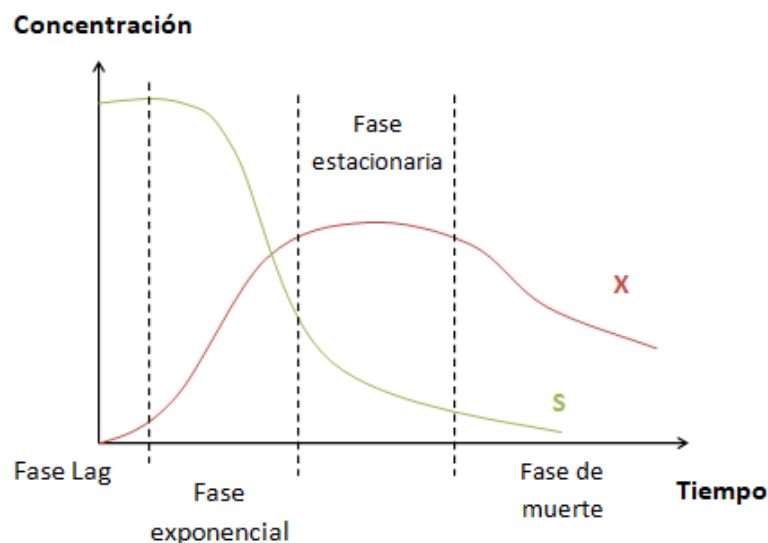


Figura 17. Cinética de crecimiento celular. X representa la concentración de bacterias y S la concentración de materia orgánica (elaboración propia)

Apreciando el gráfico, se pueden observar las cuatro etapas:

- Fase lag (de retardo). Esta fase representa el tiempo necesario para que las células se adapten al medio.

- Fase de crecimiento exponencial. Durante este periodo, las células se reproducen a la máxima velocidad que les permiten sus propias características y el medio donde crecen. El crecimiento celular es proporcional a la concentración de bacterias.
- Fase estacionaria. En este punto la población celular permanece estacionaria. El crecimiento está limitado por la disponibilidad de nutrientes. La generación de células nuevas se compensa con la muerte de células viejas. Este periodo se conoce como fase endógena, en la cual la muerte de las bacterias (lisis) genera alimento para las células existentes.
- Fase de muerte. Cuando se agota el sustrato la tasa de mortalidad excede a la generación de células nuevas.

Todo esto se refiere a una única población de microorganismos. Frecuentemente las unidades de tratamiento biológico se componen de complejas poblaciones biológicas, en las que cada microorganismo tiene su propia curva de crecimiento. La posición y forma de la curva depende de la alimentación, los nutrientes disponibles y factores ambientales como temperatura, pH, y tanto si el sistema es aerobio, anóxico o anaerobio (Gisbert, 2011).

La velocidad de crecimiento celular (r_x), es proporcional a la propia concentración de biomasa X . Se ha demostrado que la constante de proporcionalidad (μ), depende, además, de la concentración de sustrato (materia orgánica en el caso de heterótrofas, materia inorgánica en el caso de autótrofas), y se puede expresar siguiendo una ecuación de tipo Monod.

Bacterias heterótrofas

Aerobias

$$r_{X_H} = \mu_{mH} \frac{S_S}{k_S + S_S} X_H \text{ (mg DQO/l día)} \quad [1]$$

donde:

- μ_{mH} : Velocidad de crecimiento máxima específica (día^{-1})
- S_S : Concentración de materia orgánica fácilmente biodegradable (DQO soluble biodegradable) (mg DQO/l)
- k_S : Constante de semisaturación (mg DQO/l)
- X_H : Concentración de bacterias heterótrofas (mg DQO/l)

Además, como se observa en la figura 17, la aparición de bacterias heterótrofas está relacionada con la desaparición de materia orgánica fácilmente biodegradable. Por tanto, la cinética de consumo de DQO puede expresarse de la siguiente manera:

$$r_{S_S} = -\frac{\mu_{mH}}{Y_H} \frac{S_S}{k_S + S_S} X_H \text{ (mg DQO/l día)} \quad [2]$$

donde:

- Y_H : Coeficiente de producción máxima, masa de bacterias heterótrofas formadas por masa de DQO oxidada (g DQO biomasa/g DQO consumida).

Facultativas

Estas bacterias son las responsables del proceso de desnitrificación, que se detalla más adelante.

$$r_{X_H} = \eta_{NO} \mu_{mH} \frac{S_S}{k_S + S_S} X_H \text{ (mg DQO/l día)} \quad [3]$$

$$\mu_{mH} = 4 * 1.072^{T-20} \frac{S_{NO}}{k_{NO} + S_{NO}} \frac{k_{O_2}}{k_{O_2} + OD} X_H \text{ (día}^{-1}\text{)} \quad [4]$$

donde:

- μ_{mH} : Velocidad de crecimiento específica de los microorganismos heterótrofos en condiciones anóxicas (día⁻¹)
- η_{NO} : Factor de corrección para el crecimiento en condiciones anóxicas. $\in [0.2-0.8]$, valor típico 0.8
- S_S : Concentración de DQO soluble biodegradable (mg DQO/l)
- k_S : Constante de semisaturación (mg DQO/l)
- X_H : Concentración de bacterias heterótrofas (mg DQO/l)
- S_{NO} : Concentración de nitratos (NO_3^-) (mg N/l)
- k_{NO} : Constante de semisaturación para el nitrato (mg N/l). $\in [0.06-0.20]$, valor típico 0.10
- OD : Oxígeno disuelto (mg O_2 /l)
- k_{O_2} : Constante de inhibición por O_2 (mg O_2 /l), valor típico 0.20

Bacterias autótrofas

Para el caso de las bacterias autótrofas, el sustrato es materia inorgánica, por tanto, en la cinética de Monod se sustituye S_S por nitrógeno soluble, representado como S_{NH} .

$$r_{X_A} = \mu_{mA} \frac{S_{NH}}{k_{NH} + S_{NH}} X_A \text{ (mg DQO/l día)} \quad [5]$$

donde:

- μ_{mA} : Velocidad de crecimiento máxima específica (día⁻¹)
- S_{NH} : Concentración de NKT soluble (mg N/l)
- k_{NH} : Constante de semisaturación (mg N/l)
- X_A : Concentración de bacterias autótrofas (mg DQO/l)

Además, a su vez, la aparición de bacterias autótrofas está relacionada con la desaparición de nitrógeno soluble. Por tanto, la cinética de consumo de S_{NH} puede expresarse de la siguiente manera:



$$r_{NH} = -\frac{\mu_{mA}}{Y_A} \frac{S_{NH}}{k_{NH} + S_{NH}} X_A \text{ (mg N/l día)} \quad [6]$$

donde:

- Y_A : Coeficiente de producción máxima, masa de bacterias autótrofas formadas por masa de S_{NH} oxidado (g DQO biomasa/g N oxidado).

Cabe mencionar que en el término de μ_{mA} están contemplados los factores de influencia por temperatura y oxígeno disuelto. Esto es porque para temperaturas bajas es difícil que se desarrolle el proceso de nitrificación, siendo necesarios elevados tiempos de retención celular (TRC). Además, las bacterias autótrofas no crecen sin oxígeno y para concentraciones pequeñas de este, su tasa de crecimiento es muy lenta.

$$\mu_{mA} = 1.111^{T-20} \frac{OD}{0.5+OD} \text{ (día}^{-1}\text{)} \quad [7]$$

donde:

- OD: Oxígeno disuelto (mg/l)
- T: Temperatura (°C)

También el valor del pH tiene mucha influencia en el crecimiento de las bacterias autótrofas, ya que para darse el proceso de nitrificación, el pH óptimo debe estar entre 7.2 y 8.5. Si el pH es menor de 7.2 se corrige con la siguiente expresión:

$$F_{pH} = (1 - 0.833(7.2 - pH)) \quad [8]$$

donde:

- pH: Valor de pH contenido en el agua residual.

Muerte celular

Para cualquier tipo de bacteria la expresión que representa la velocidad de desaparición de la biomasa es la siguiente:

$$r_x = bX \text{ (mg DQO/l día)} \quad [9]$$

donde:

- b: coeficiente de desaparición de la biomasa (día⁻¹)
- X: concentración de biomasa activa (mg DQO/l)

El coeficiente b también se corrige por el efecto de la temperatura con la expresión de Arrhenius.

Atendiendo al modelo tradicional, se define el coeficiente f_D como la fracción de biomasa que tras su muerte queda como residuo orgánico no biodegradable (debris).

$$f_D = \frac{X_I}{X} \quad [10]$$

donde:

- X_I : materia orgánica inerte suspendida (mg DQO/l)
- X : concentración de biomasa que desaparece (mg DQO/l)

Para el caso de las bacterias heterótrofas el término correspondiente es f_{DH} , mientras que para las bacterias autótrofas es f_{DA} .

Velocidad de hidrólisis

La cinética que expresa el proceso de transformación de X_S a S_S es el siguiente:

$$r_h = k_{hX_S} \frac{X_S/X}{k_{X_S} + X_S/X} X \quad [11]$$

donde:

- r_h : velocidad de hidrólisis de X_S (mg DQO/l día)
- k_{hX_S} : velocidad máxima de hidrólisis de X_S (día⁻¹)
- X_S : DQO suspendida biodegradable (mg DQO/l)
- X : concentración de biomasa activa (mg DQO/l)
- k_{X_S} : constante de semisaturación de la relación X_S/X para el proceso de hidrólisis

1.4.4 Parámetros de control en fangos activados

El control de una planta de tratamiento de aguas residuales, se realiza normalmente a través de un monitoreo continuo de los parámetros de operación, con el fin de producir constantemente un efluente de calidad que cumpla con los estándares de descarga establecido por la Ley de vertidos. Sin embargo, algunas veces no se tienen en cuenta factores importantes como las características de sedimentación, la actividad de la biomasa y los microorganismos que actúan en el funcionamiento del proceso. Si estos parámetros se analizan de manera integrada, pueden dar información valiosa para optimizar el proceso.

Sólidos suspendidos en el reactor (X_{SST})

Este parámetro permite controlar el nivel de sólidos suspendidos totales en el reactor biológico, incluyendo sólidos inertes y volátiles. Las variaciones de este parámetro están sujetas a los resultados de depuración y al caudal de entrada al reactor. Se controlan mediante el manejo del caudal de recirculación de fangos. A continuación, se presenta un esquema que muestra los rangos recomendados para la concentración de sólidos suspendidos en el reactor (Dasí, s.f.).

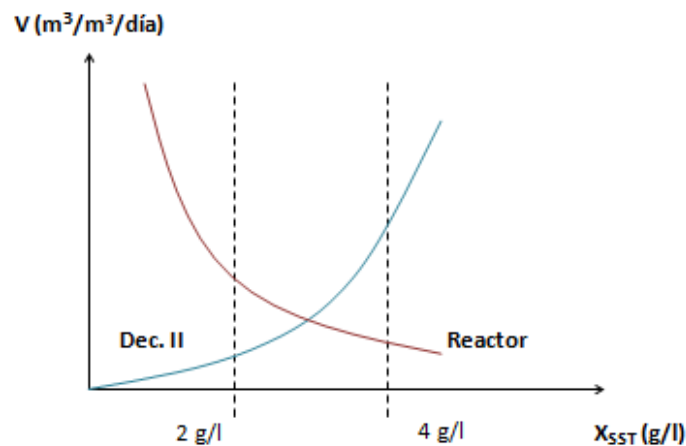


Figura 18. Límites de concentración de sólidos suspendidos (elaboración propia)

Como se puede apreciar, según la bibliografía, lo recomendable es que la concentración de sólidos suspendidos (X_{SST}) esté dentro del rango de valores 2-4 g/l. Este rango está basado en la experiencia para minimizar costes ya que, si se opta por estar cerca de los 4 g/l, el volumen del reactor biológico será más pequeño y el del decantador más grande.

Lo ideal es un valor intermedio, entre 3 g/l o 3.5 g/l, para hacer mínimo el volumen total del sistema ($V_{TOTAL} = V_{Reactor} + V_{decantador}$).

Tabla 6. Valores típicos de sólidos totales en el reactor (Dasí, s.f.)

Proceso	X_{SST} (g/L)
Oxidación total	3-6
Alta carga	4-10
Convencional (mezcla perfecta)	2.5-4.5
Convencional (flujo pistón)	1.5-3.0
Aireación proporcional	0.2-1.0
Canales de oxidación	3-6

Sólidos suspendidos volátiles (X_{SSV})

El control de este parámetro se realiza asumiendo que la fracción volátil de los sólidos suspendidos corresponde a la materia orgánica particulada en el reactor biológico. Es un parámetro importante a tener en cuenta cuando la fracción no volátil es elevada o en plantas sin decantación primaria.

En plantas con oxidación total (sin decantación primaria) el fango sale ya estabilizado; esto significa que contiene muy poca materia orgánica biodegradable. Esto es importante para evitar malos olores y que el fango final no sea vector de enfermedades.

Carga másica (C_m)

Este parámetro relaciona la carga orgánica de entrada (kg DBO₅/d) y la cantidad de microorganismos presentes en el reactor (kg SSV). En algunas ocasiones también se calcula en función de los sólidos suspendidos totales (kg SST).

$$C_m = \frac{Q \text{ DBO}_5}{V X_{SSV}} = \frac{Q S_{Tof}}{V X_{SSV}} \quad [12] \quad C_m = \frac{Q S_{Tof}}{V X_{SST}} \quad [13]$$

donde:

- C_m : Carga másica (kg DBO₅/kg SST d o kg DBO₅/kg SSV d)
- Q: Caudal de entrada del agua residual (m³/d)
- DBO₅: Materia orgánica biodegradable del agua residual (mg/l)
- f: Factor que relaciona la DBO₅ con la DBO_{lim} (0.68 para aguas residuales urbanas)
- V: Volumen del reactor biológico (m³)
- X_{SSV} : Concentración de sólidos suspendidos volátiles presentes en el reactor (mg/l)
- X_{SST} : Concentración de sólidos suspendidos totales presentes en el reactor (mg/l)

Los valores de este parámetro se han venido relacionando con la sedimentabilidad del fango (tabla 7). Para aguas residuales urbanas, existe una buena sedimentabilidad en tres intervalos determinados:

Tabla 7. Valores de carga másica en aguas residuales urbanas (Dasí, s.f.)

Proceso	C_m (kg DBO ₅ /kg SST d)		
	T<20 °C	T=20 °C	T>20 °C
Alta carga	1.2-2.0	1.5-2.3	3.5-4.5
Convencional	0.15-0.40	0.2-0.45	0.25-0.6
Oxidación total	≤ 0.07	≤ 0.10	≤ 0.12

La carga másica está relacionada con el tiempo de retención celular (TRC), ya que si se requiere disminuirla debe aumentar la concentración en sólidos, por tanto, se debe purgar menos sólidos en el decantador, lo que disminuye la producción de sólidos, haciendo aumentar el TRC. Existen valores típicos dependiendo de si el proceso es oxidación total, alta carga, etc.

A continuación, en la tabla 8 se presentan estos valores para el TRC y la carga másica del sistema.

Tabla 8. Valores típicos del TRC en procesos de fangos activados (Dasí, s.f.)

Proceso	θ_c (d)	C_m (kg DBO ₅ /kg SST d)
Oxidación total	20-30	0.05-0.15
Alta Carga	≤ 2	1.5-2
Convencional (mezcla perfecta)	5-15	0.2-0.6
Convencional (flujo pistón)	5-15	0.2-0.4
Aireación proporcional	0.2-0.5	1.5-5
Canales de oxidación	10-30	0.05-0.3

Índice volumétrico de fango (IVF)

El índice de Mohlman o índice volumétrico del fango (IVF), se define como el volumen (en ml) ocupado por 1 gramo de fango seco después de decantar media hora, y se utiliza para caracterizar la sedimentabilidad del fango (Romero, 2008). En el control de una planta de tratamiento de aguas, el IVF se utiliza para determinar si se está produciendo un aumento del volumen de lodo, denominado lodo floculento o bulking. Este fenómeno, se caracteriza por producir un IVF mayor a 100 ml/g SST, junto a la presencia excesiva de bacterias filamentosas. Los valores típicos de IVF para lodos con buenas características de sedimentación están dentro del intervalo de 35-150 ml/g SST (Morales, 2014). En la figura 19 se puede observar que éste valor sólo se consigue en tres zonas del gráfico: Alta Carga, Convencional y Oxidación Total.

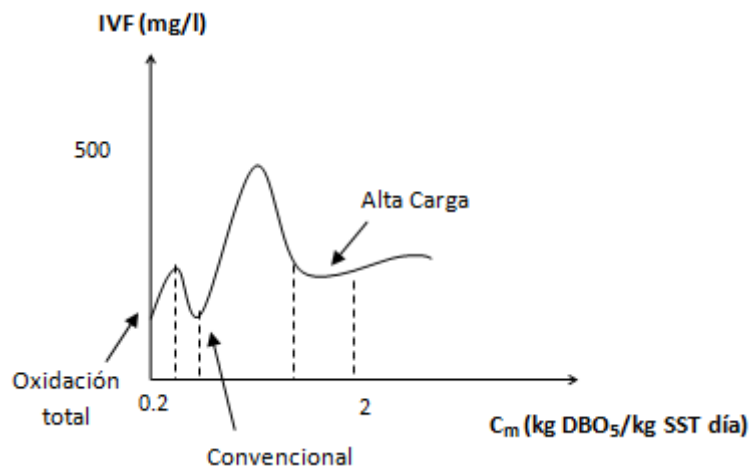


Figura 19. Relación de IVF con la carga másica (Romero, 2008)

Edad del fango o tiempo de retención celular (TRC)

Es el tiempo medio que permanecen los microorganismos retenidos en el sistema.

Matemáticamente se obtiene dividiendo los sólidos suspendidos presentes en el reactor entre la cantidad de sólidos suspendidos extraídos en el fango purgado, lo que se conoce como la producción de fango.

$$\theta_C = \frac{V X_{SST}}{Q \Delta X_{SST}} \quad [14]$$

donde:

- θ_C : Tiempo de retención celular (d)
- V: Volumen del reactor (m³)
- X_{SST} : Concentración de sólidos suspendidos totales presentes en el reactor (mg/l)
- $Q \Delta X_{SST}$: Producción de fango (g DQO/d)

Caudal de recirculación de fangos

El caudal de recirculación de fango es muy importante para el correcto funcionamiento de la sedimentación en el decantador secundario. Debe ser suficiente para que el fango activado no se acumule en exceso en el decantador, ya que las condiciones anóxicas en el fondo del mismo pueden provocar una disminución de la población microbiana, además de provocar una liberación de nutrientes debido a la muerte de las bacterias; pero tampoco puede ser un valor muy alto porque entonces no da tiempo a que los sólidos sedimenten y, por tanto, estos podrían escapar por el efluente (Gisbert, 2011).

La finalidad de la recirculación es mantener una concentración suficiente de fango activado en el tanque de aireación, de manera que se pueda obtener el grado requerido de tratamiento en el intervalo deseado.

Existe una expresión que relaciona la recirculación de fango con el TRC y la X_{SST} . Esta expresión se obtiene de un balance de SST en el sedimentador:

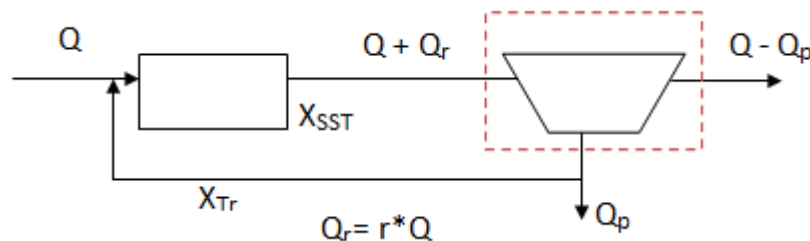


Figura 20. Balance de SST en el decantador secundario (elaboración propia)

$$(Q + Q_r) * X_{SST} = (Q - Q_p) * X_{SST,ef} + (Q_r + Q_p) * X_{Tr}$$

$$r = \left(1 - \frac{\theta}{\theta_C}\right) \frac{X_{SST}}{X_{Tr} - X_{SST}} \quad [15]$$

donde:

- θ : Tiempo de retención hidráulico (d), que resulta de dividir el volumen de reactor entre el caudal de entrada.
- θ_C : Tiempo de retención celular (d)
- X_{SST} : Concentración de sólidos suspendidos totales presentes en el reactor (mg/l)
- X_{Tr} : Concentración de sólidos suspendidos totales en la recirculación de fango (mg/l)

A continuación, en la tabla 9 se muestran los valores típicos de recirculación en el tratamiento de aguas residuales.

Tabla 9. Valores típicos de relación de recirculación de fango (Dasí, s.f.)

Proceso	r
Oxidación total	0.75-1.5
Alta carga	1.0-5.0
Convencional (mezcla perfecta)	0.25-1.0
Convencional (flujo pistón)	0.25-0.5
Aireación prolongada	0.05-0.15
Canales de oxidación	0.75-1.5

Temperatura

El efecto de la temperatura en el tratamiento de aguas residuales no sólo afecta a la actividad, sino al rendimiento y a la producción de biomasa, por tanto, su monitorización es importante. Aunque no es un parámetro de operación, es un factor de decisión para la elección del tiempo de retención celular necesario para depurar el influente (Valencia, 2014).

La temperatura afecta a procesos como la nitrificación, tan importante en la eliminación de amonio en las aguas residuales.

pH

A pesar de que el pH no es un parámetro tan importante como algunos otros, es crucial conocer su valor para llevar a cabo el correcto funcionamiento de eliminación de nutrientes. Como ya se ha comentado, el pH es importante para conseguir la eliminación de amonio ya que a pH bajos se inhibe la actividad biológica de las bacterias autótrofas. Además, por otro lado, a pH bajos se favorece el crecimiento de organismos como los hongos, los cuales compiten con las bacterias en el proceso de cultivos en suspensión. Esto resulta importante cuando se habla en términos de sedimentación ya que los hongos constituyen un fango pobre para sedimentar.

1.5 Eliminación de nutrientes

El nitrógeno y el fósforo son los principales nutrientes de importancia en el vertido de aguas residuales tratadas. Estos vertidos pueden acelerar los procesos de eutrofización en lagos y embalses, estimulando el crecimiento de algas y plantas acuáticas. Además, su presencia puede interferir con los usos beneficiosos de los recursos hidráulicos, especialmente cuando se utiliza para el abastecimiento y usos recreativos (Pilato, 2017).

Las elevadas concentraciones de nitrógeno, amonio principalmente, en efluentes tratados también pueden tener otros efectos como son la reducción de la concentración de oxígeno disuelto en las aguas receptoras, toxicidad para la vida acuática, efectos negativos sobre la efectividad de la desinfección con cloro, etc. Por tanto, el control de nitrógeno y fósforo está ganando importancia en la gestión de la calidad del agua.

A la hora de seguir una estrategia de control, es importante conocer las características del agua residual, el tipo de instalación de tratamiento de agua y el nivel de calidad en el efluente deseado. Las posibles actuaciones pueden suponer la implicación de un único proceso para el control del nutriente específico, o comportar la integración de varios procesos para la eliminación de nutrientes en el sistema biológico (Gisbert, 2011).

Se han desarrollado algunos métodos de tratamiento que se basan en procesos químicos, físicos y biológicos, para controlar la cantidad y forma de nutrientes vertidos. La eliminación físico-química puede resultar especialmente de interés en algunos casos en los que haya alta carga de nutrientes. Sin embargo, resulta interesante el uso de las vías biológicas para la eliminación de los nutrientes de manera mucho más sostenible y eficiente (Valencia, 2014).

1.5.1 Eliminación de nitrógeno

1.5.1.1 Eliminación físico-química de nitrógeno

La eliminación físico-química se emplea sobre todo en el tratamiento de efluentes especialmente concentrados, tales como aguas residuales industriales, o para complementar tratamientos convencionales que no son capaces de eliminar los nutrientes hasta los límites exigidos. Aunque normalmente resulte más económico y más sencillo utilizar sistemas biológicos en la eliminación de nitrógeno, su eliminación por vía físico-química puede resultar en algunas ocasiones necesaria en vertidos industriales (Valencia, 2014).

Esta operación se puede realizar por adición de cloro (Cl_2) (breakpoint), en la cual el amonio (NH_4^+) se oxida para dar como resultado nitrógeno gas (N_2). Sin embargo, el principal problema que se destaca es la formación de trihalometanos (compuestos carcinogénicos), ya que el cloro tiende a reaccionar antes con la materia orgánica que con el amonio.

Por otro lado, se puede emplear el intercambio iónico. Para llevar a cabo esta técnica es necesario pasar la corriente a través de una matriz compuesta por un intercambiador iónico con alta selectividad por el ion amonio. Este tratamiento resulta difícil de llevar a cabo por la necesidad de realizar un filtrado previo de la corriente y la periodicidad de cambiar el material de intercambio iónico (Valencia, 2014).

1.5.1.2 Eliminación biológica de nitrógeno

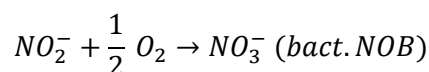
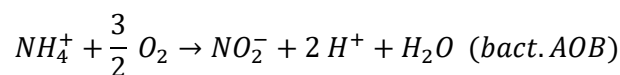
El sistema mediante el cual se elimina el nitrógeno biológicamente de las aguas residuales consiste en un proceso de nitrificación-desnitrificación, llevado a cabo por bacterias autótrofas capaces de oxidar el amonio (NH_4^+) y el nitrito (NO_2^-) hasta el nitrato (NO_3^-), y por organismos heterótrofos, capaces de utilizar nitrato o nitrito como aceptores de electrones en ausencia de oxígeno para degradar la materia orgánica (Valencia, 2014).

Nitrificación

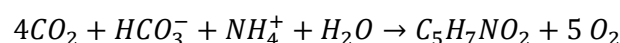
La nitrificación consiste en la transformación del amonio a nitrato por medio de la acción de bacterias nitrificantes, organismos procariontes quimioautótrofos que utilizan el carbono inorgánico (CO_2) como fuente de carbono, el amonio como dador de electrones y el oxígeno como aceptor de electrones.



Sin embargo, la realidad es que este proceso se realiza en dos etapas en la que toman parte dos familias de microorganismos. En la primera etapa, las bacterias amonioxidantes (X_{AOB}) transforman el nitrógeno amoniacal en nitrito. En la segunda etapa, las bacterias nitritoxidantes (X_{NOB}) transforman el nitrito en nitrato. En algunos textos, a las bacterias amonioxidantes y nitritoxidantes se les hace referencia como *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*.



Estas reacciones de producción de energía (catabolismo) son bastante más lentas que las del crecimiento de las bacterias heterótrofas. Junto a esta producción de energía, una fracción del ion amonio es asimilado como parte del tejido celular (nutriente). Las reacciones que implican síntesis celular (anabolismo) se puede representar de la siguiente manera, teniendo en cuenta que la expresión $\text{C}_5\text{H}_7\text{O}_2\text{N}$ representa las células bacterianas sintetizadas:



Como puede observarse durante el proceso de nitrificación, se produce una acidificación progresiva del medio (liberación de H^+), por lo que es importante que éste cuente con suficiente capacidad alcalina. Además, se puede apreciar que las reacciones de catabolismo requieren de un consumo de oxígeno, por tanto, si se vierte agua residual al medio con altos contenidos de nitrógeno en forma orgánica, amoniacal o nitritos, existirá una fuerte demanda de oxígeno, denominada demanda biológica de oxígeno nitrogenada (DBO_N), para producir de forma natural el proceso de nitrificación.

Asimismo, si esta operación se tiene que realizar en un proceso de fangos activados, es necesario introducir algunas modificaciones como administrar una cantidad de oxígeno adicional o cambiar la configuración del sistema. Por otra parte, los tiempos de retención celular no será muy pequeños ya que las bacterias responsables de la nitrificación tienen una velocidad de crecimiento menor que las bacterias responsables de la degradación de la materia orgánica.

Por tanto, el proceso de nitrificación depende de las siguientes variables (Gisbert, 2011):

- Relación DBO/NKT (nitrógeno Kjeldahl total)
- Concentración de oxígeno disuelto
- Temperatura
- pH

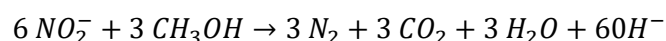
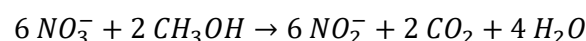
Gisbert (2011) apunta que en la relación DBO/NKT para valores superiores a 5, se considera que el proceso de nitrificación ocurre solamente en una etapa. En cuanto al oxígeno y la temperatura, un aumento de éstos provoca un aumento en las tasas de nitrificación. Para un pH comprendido entre 7.2 y 9 se observa que la tasa de nitrificación es máxima, manteniendo las otras variables.

Desnitrificación

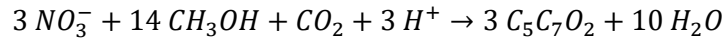
Para eliminar el nitrato generado se debe completar el tratamiento con la desnitrificación, que elimina este nitrógeno obtenido de la nitrificación transformándolo en nitrógeno gas que se desprende a la atmósfera.

El proceso de desnitrificación lo llevan a cabo las bacterias heterótrofas pero solamente aquellas que son capaces de aceptar electrones en ausencia de oxígeno (bacterias heterótrofas facultativas). Por tanto, la materia orgánica es el dador de electrones en estas reacciones.

En el caso particular de la utilización de nitrato (NO_3^-) como aceptor de electrones se realizan tres reacciones anóxicas diferentes, en las que primero el nitrato es reducido a nitrito (NO_2^-), luego el nitrito a óxido nitroso (N_2O) y, finalmente, a nitrógeno gas. Algunos autores apuntan a que este último paso es bastante rápido, simplificando las dos últimas etapas en una sola.



Como puede observarse durante el proceso de desnitrificación se produce una basificación progresiva del medio (liberación de OH^-), por lo que se recupera alcalinidad. En cuanto a la reacción de síntesis, Mc Carty representa una reacción de síntesis típica:



Además, se puede apreciar que en el proceso de desnitrificación se genera nitrógeno gas, lo que hace necesario disponer de un elemento de eliminación antes de su entrada al decantador ya que podría provocar flotación de fango en el mismo.

Por tanto, las variables que influyen en un proceso de desnitrificación son las siguientes (Gisbert, 2011):

- Concentración de nitrato. La concentración de nitrato afecta al crecimiento máximo de los microorganismos
- Concentración de carbono
- Temperatura
- pH. Intervalo óptimo entre 6.5 y 7.5

1.5.1.3 Configuraciones para la eliminación de nitrógeno

Existen diferentes configuraciones para llevar a cabo la eliminación biológica de nitrógeno. A continuación se presentan todas las posibles variantes.

Ludzack-Ettinger modificado

En este sistema la zona anóxica se encuentra antes de la zona aerobia (figura 21) con el objetivo de que el sustrato (materia orgánica fácilmente biodegradable) sea utilizado en la desnitrificación, de tal manera que se reducen las necesidades de oxígeno en el reactor aerobio.

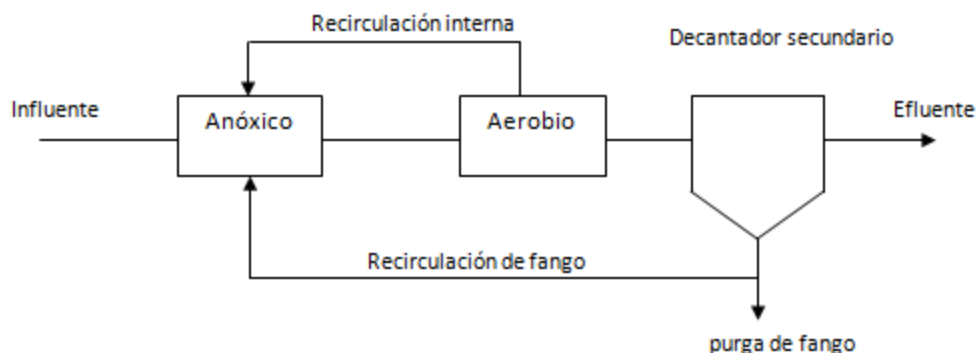


Figura 21. Esquema Ludzack Ettinger modificado (elaboración propia)

En el esquema Ludzack Ettinger modificado los nitratos entran en el reactor anóxico por medio de la corriente de recirculación interna ($r_{int} \in [2-4]$), y una parte que procede del influente. A primera vista parece una ventaja, aunque también cabe destacar el inconveniente de añadir bombas para llevar a cabo esa recirculación interna. Por otro lado, al situarse el reactor aerobio detrás del reactor anóxico, no existen problemas con el nitrógeno gas (N_2) por flotación de fangos en el decantador secundario.

Wuhrmann

En el esquema de Wuhrmann primero se encuentra el reactor aerobio y luego el reactor anóxico (figura 22). Con esta configuración no es necesaria una corriente de recirculación interna de nitratos, sin embargo, la materia orgánica del agua residual se consume en la etapa aerobia, por tanto, se requiere adicionar una fuente de carbono externa en la etapa anóxica.

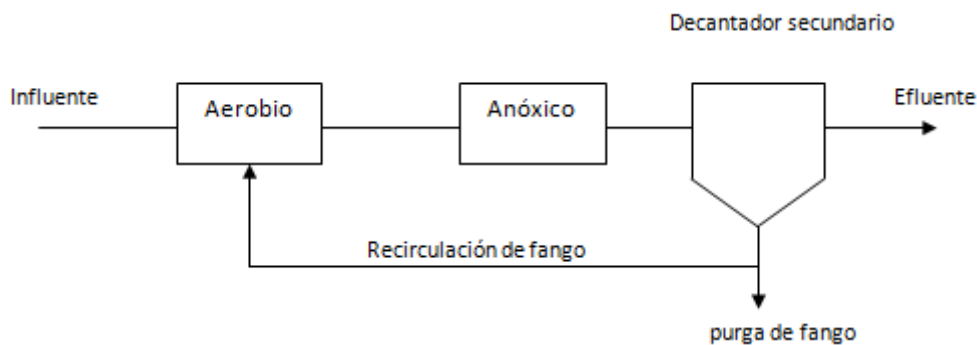


Figura 22. Esquema de Wuhrmann (elaboración propia)

Además, existirán problemas con la sedimentación del fango ya que el nitrógeno gas generado en la desnitrificación entra al decantador secundario.

Post-desnitrificación

El sistema post-desnitrificación es similar al esquema de Wuhrmann pero se añade una etapa aerobia final para eliminar burbujas de N_2 (figura 23).

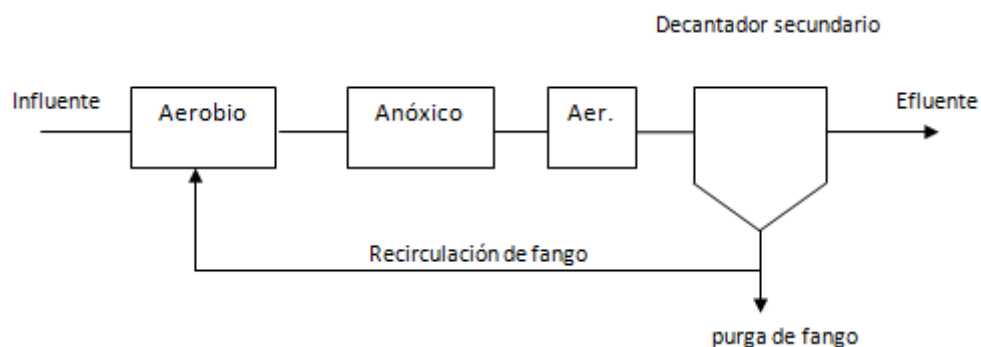


Figura 23. Esquema de post-desnitrificación (elaboración propia)

Para llevar a cabo la etapa anóxica se añade una fuente de materia orgánica externa o también se puede compensar con elevados θ para que las bacterias entren en condiciones endógenas y generan fuente de carbono en el debrís para llevar a cabo la desnitrificación.

Bardenpho

El esquema Bardenpho es una combinación del sistema Ludzack-Ettinger modificado y el sistema post-desnitrificación (figura 24). La eficiencia en la eliminación de nitrógeno aumenta en un 90% ya que los NO_3^- no eliminados en la primera zona anóxica se pueden eliminar en la segunda zona en condiciones endógenas.

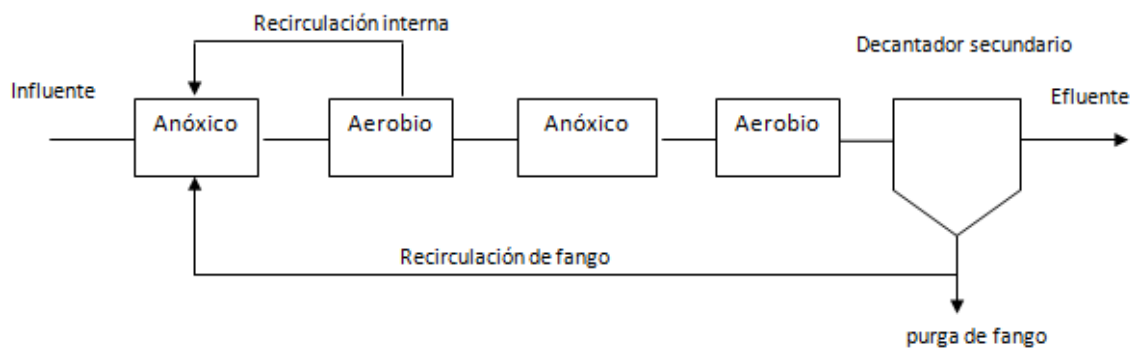


Figura 24. Esquema Bardenpho (elaboración propia)

En esta configuración se añade un reactor aerobio final para eliminar las burbujas de nitrógeno gas.

Nitrificación-desnitrificación simultánea

En este proceso la nitrificación y desnitrificación ocurren al mismo tiempo dentro del mismo reactor (figura 25). Existen dos mecanismos en los que se puede llevar a cabo este proceso, uno físico y otro biológico.

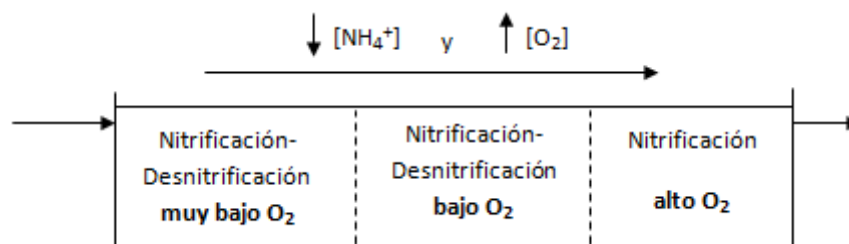


Figura 25. Esquema de un sistema de nitrificación-desnitrificación simultánea (elaboración propia)

El mecanismo físico ocurre por medio de gradientes de concentración de oxígeno disuelto dentro de los flóculos del proceso de fangos activados. A causa de los gradientes de oxígeno disuelto en el flóculo, se consigue nitrificar en la parte exterior y desnitrificar en la parte interior (figura 26).

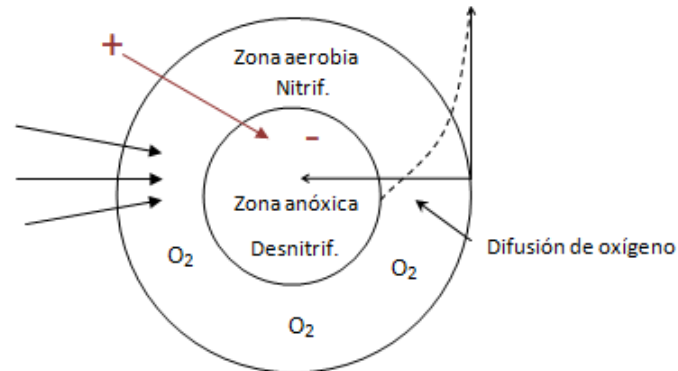


Figura 26. Esquema del perfil de flóculos microbianos (elaboración propia)

Por su parte, el mecanismo biológico responde a los procesos de oxidación de amonio por parte de las bacterias heterótrofas nitrificantes y a los procesos de reducción de nitritos y nitratos, por medio de las bacterias heterótrofas facultativas (Lloret, 2014).

Dentro de los factores que condicionan la operación de un proceso de nitrificación-desnitrificación simultánea (SND) se encuentran:

- Oxígeno disuelto. La concentración de oxígeno disuelto tiene un efecto doble sobre el rendimiento del proceso. Por una parte, la baja concentración de oxígeno disuelto suprime el proceso de nitrificación, mientras que altas concentraciones de éste inhiben el proceso de desnitrificación.
- Tamaño del flóculo. Desde el punto de vista físico, el proceso SND tiene lugar en flóculos de tamaño grande (>125 μm) debido a las limitaciones en la difusión de oxígeno.

En conclusión, este sistema resulta más económico ya que no hace falta recircular nitratos y se tiene solamente un reactor. Sin embargo, pueden existir problemas de sedimentación por el posible riesgo de aparición de bacterias filamentosas, que se ven favorecidas por altos tiempos de retención celular.

1.5.2 Eliminación de fósforo

El fósforo está presente en el agua residual en forma de ortofosfatos (PO_4^{-3}), polifosfatos (P_2O_7)⁻⁴ y en formas orgánicas del mismo. Los dos últimos términos engloban hasta el 70% del fósforo contenido en el agua residual.

Como ya se ha comentado anteriormente, los microorganismos utilizan el fósforo para la síntesis y mantenimiento celular, para el transporte de energía y se almacena en determinadas condiciones para usos posteriores. Como consecuencia de esto, entre un 10 y 30% del fósforo total presente en el agua residual se elimina como nutriente en el tratamiento biológico. Sin embargo, para conseguir niveles de fósforo más bajos en el efluente, es necesario eliminar más cantidad de la necesaria bajo ciertas condiciones, en las cuales las bacterias pueden consumir más fósforo del necesario (Gisbert, 2011).

Existen dos grandes tendencias en cuanto a los procedimientos de eliminación de fósforo: eliminación mediante precipitación química y eliminación mediante mecanismos biológicos.

1.5.2.1 Eliminación físico-química de fósforo

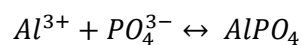
La eliminación biológica de fósforo en sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales se limita al consumo de éste como nutriente, que suele estar en el 1.5 y el 2% en peso de la biomasa, para un máximo de eliminación de entre el 10 y el 25% del fósforo total del influente (Metcalf & Eddy, Inc., 1995).

Para obtener una eliminación superior de fósforo se emplea la precipitación química. La eliminación química de fósforo se basa en la adición de una sal metálica en el agua residual dando lugar a la formación de sales insolubles o de baja solubilidad.

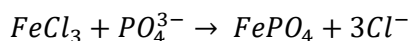
El precipitado formado es eliminado mediante procesos unitarios físicos de separación de sólidos como sedimentación, flotación o filtración. De esta manera, estos precipitados pasan a formar parte de los fangos producidos en el proceso.

Las sales más utilizadas son: sulfato de aluminio $Al_2(SO_4)_3$, aluminato de sodio $Na_2Al_2O_4$, cal $Ca(OH)_2$, cloruro férrico $FeCl_3$, cloruro ferroso $FeCl_2$, sulfato férrico $Fe_2(SO_4)_3$ y sulfato ferroso $FeSO_4$ (Valencia, 2014).

Aluminio



Cloruro férrico



Los factores que influyen en la elección de productos químicos para la eliminación de fósforo son (Gisbert, 2011):

- Nivel de fósforo en el efluente
- Sólidos en el agua residual
- Alcalinidad
- Coste de los reactivos (transporte incluido)
- Seguridad de suministro de productos químicos



- Instalaciones de tratamientos de fangos
- Método de evacuación final
- Compatibilidad con otros procesos de tratamiento de la planta

El proceso de precipitación química ocurre por reacciones de cierta complejidad entre estas sales y el ortofosfato, donde se ve implicada la alcalinidad, que reacciona con los iones metálicos para dar lugar a hidróxidos metálicos, provocando una bajada del pH (Valencia, 2014).

Atendiendo al punto de adición del agente precipitante, los procesos de eliminación química de fósforo se pueden clasificar en: pre-precipitación, co-precipitación y post-precipitación, dependiendo donde se realice la precipitación. En el caso de la pre-precipitación, la sal precipitante se adiciona antes del decantador primario y el fósforo es eliminado en forma precipitada junto con el fango primario (Gisbert, 2011). Este proceso produce una gran reducción en la demanda bioquímica de oxígeno y en los sólidos suspendidos que llegan al tratamiento secundario, pero presenta como inconveniente el alto gasto de sales metálicas. Además, el ajuste de la dosificación de sales debe ser tal que asegure las necesidades nutricionales de fósforo en el proceso biológico.

En la co-precipitación el precipitante se puede añadir en el tanque de aireación de una planta de fangos activados, o en el canal de entrada a la decantación secundaria. La ventaja de añadir el agente precipitante en el tanque de aireación, es que se produce una mezcla más efectiva debido a la elevada turbulencia dentro del reactor, pudiéndose optimizar así la dosis de reactivo (menor coste). Además, al añadir las sales en el reactor biológico se mejora la estabilidad del fango en el decantador secundario.

Por último, en el caso de la post-precipitación, la adición del agente precipitante se realiza en el efluente que sale del decantador secundario. En este proceso, los precipitados químicos se suelen eliminar por filtración o en instalaciones complementarias de sedimentación.

A continuación, en la figura 27 se presentan los posibles puntos donde se puede añadir el reactivo en la precipitación química de fósforo.

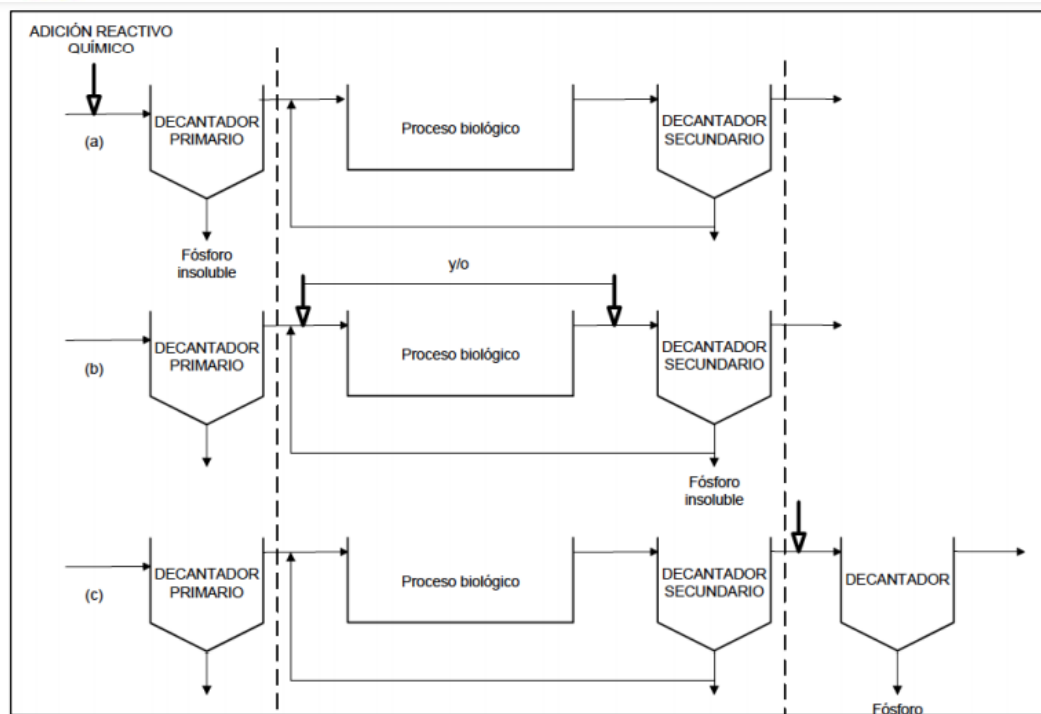


Figura 27. Posibles puntos de alimentación de reactivos para la eliminación química de fósforo: (a) pre-precipitación; (b) co-precipitación; (c) post-precipitación (Metcalf & Eddy, 1995)

1.5.2.2 Eliminación biológica de fósforo

Durante muchos años, varios trabajos de investigación demostraron la relevancia de microorganismos implicados en la liberación y acumulación de fósforo en el sistema de fangos activados. En varios estudios llevados a cabo en reactores discontinuos, de tipo SBR (Sequencing Batch Reactor), se observó que la concentración de fósforo inorgánico soluble mostraba variaciones sensibles, crecientes en fase anaerobia y decreciente en fase aerobia, tal y como se muestra en la figura 28.

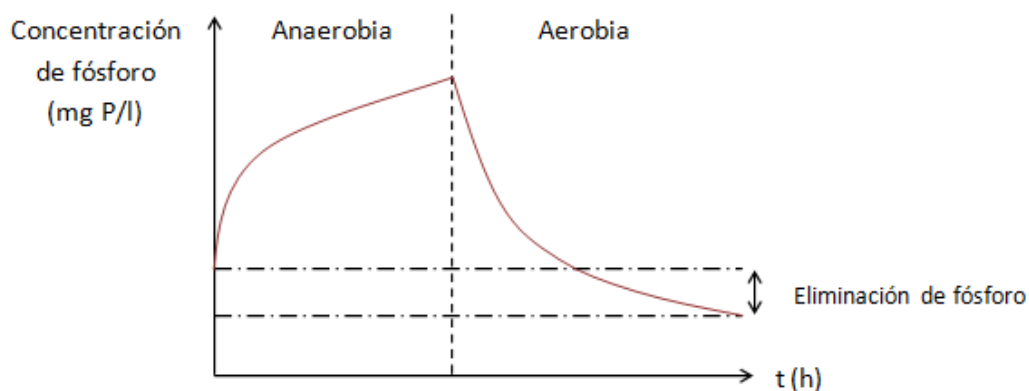


Figura 28. Perfil de fósforo inorgánico durante la fase anaerobia y la fase aerobia (elaboración propia)

Estos microorganismos que pueden acumular fósforo intracelularmente se denominan bacterias PAO (*Polyphosphate Accumulating Organisms*). El sistema de eliminación biológica de fósforo se le denomina EBPR (*Enhanced Biological Phosphorus Removal*).

Las bacterias PAO presentan una tasa de crecimiento mucho más lenta que otras bacterias, por tanto, buscan alguna ventaja competitiva frente al resto. Esta necesidad de supervivencia ha hecho que su actividad metabólica se desarrolle en dos fases, una primera fase anaerobia, es decir, en ausencia de oxígeno y nitritos o nitratos; y una segunda fase aerobia o anóxica, que corresponde a la etapa de crecimiento. Por tanto, las bacterias PAO no son bacterias anaerobias ya que su etapa de crecimiento no comienza en esta etapa, son bacterias aerobias o anóxicas, dependiendo del tipo de condiciones del sistema.

La principal ventaja competitiva es que durante la etapa anaerobia pueden almacenar intracelularmente compuestos orgánicos, que son utilizados en la etapa posterior. Por tanto, no compiten por el sustrato ya que las bacterias heterótrofas aerobias no pueden consumir materia orgánica en ausencia de oxígeno.

Metabolismo de las bacterias PAO

Para favorecer la proliferación de las bacterias PAO se deben dar las siguientes condiciones:

- Alternancia del fango entre condiciones anaerobias y condiciones aerobias/anóxicas.
- Presencia de ácidos grasos volátiles (S_A), principalmente ácido acético, en el agua residual.

Condiciones anaerobias

Durante la etapa anaerobia, en ausencia de oxígeno y nitritos o nitratos, las bacterias PAO acumulan materia orgánica en forma de X_{PHA} que sirve como sustrato en la etapa posterior. Este almacenamiento se lleva a cabo gracias a la energía que se genera como consecuencia de la ruptura de los polifosfatos (X_{PP}) que están en el interior de las células. Esta ruptura genera una liberación de fósforo en forma de S_{PO_4} . A continuación, en la figura 29 se muestra el metabolismo desarrollado en esta etapa.

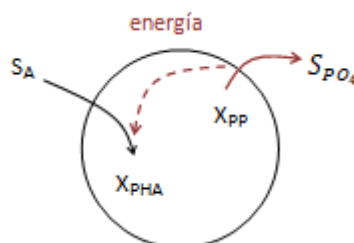


Figura 29. Metabolismo simplificado de las bacterias PAO en condiciones anaerobias (elaboración propia)

Condiciones aerobias/anóxicas

Durante la etapa aerobia/anóxica, las bacterias PAO utilizan el X_{PHA} para crecer mediante la oxidación de éste con los aceptores de electrones (O_2 , NO_2^- , NO_3^-). Además, en la oxidación de los ácidos grasos volátiles se genera energía para acumular fósforo (S_{PO_4}) en forma de polifosfatos (X_{PP}), que será almacenado intracelularmente como reservas energéticas necesarias en la etapa anaerobia. A continuación, en la figura 30 se muestra un esquema con el metabolismo en la etapa aerobia/anóxica.

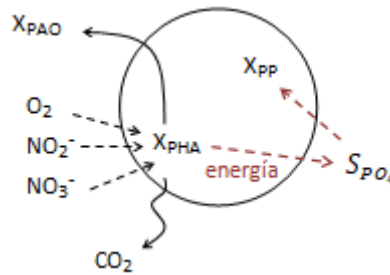


Figura 30. Metabolismo simplificado de las bacterias PAO en condiciones aerobias/anóxicas (elaboración propia)

Muerte celular de las bacterias PAO

En la muerte celular de las bacterias PAO se produce una liberación de los compuestos orgánicos e inorgánicos que se encuentra dentro de las células. El X_{PHA} sale al medio en forma de S_A y el X_{PP} sale en forma de S_{PO_4} . Además, las bacterias PAOs cuando mueren generan debris (X_i) y materia orgánica lentamente biodegradable (X_s) (figura 31).

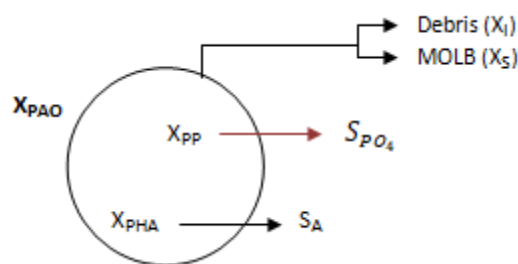


Figura 31. Metabolismo simplificado de la muerte celular de las bacterias PAO (elaboración propia)

1.5.2.3 Cinética de las bacterias PAO

Condiciones anaerobias

Velocidad de toma de ácidos grasos volátiles (ácido acético):

$$r_A = q_{PHA} \frac{S_A}{k_A + S_A} \frac{X_{PP}/X_{PAO}}{k_{PP} + X_{PP}/X_{PAO}} X_{PAO} \quad (\text{mg DQO/l d}) \quad [16]$$

donde:

- q_{PHA} : velocidad de toma de acético específica máxima para las bacterias PAO (d^{-1})
- S_A : concentración de ácido acético (mg DQO/l)
- k_A : constante de semisaturación de toma de acético (mg DQO/l)
- X_{PP} : concentración de polifosfato acumulado intracelularmente (mg P- PO_4 /l)
- X_{PAO} : concentración de bacterias PAO (mg DQO/l)
- k_{PP} : constante de semisaturación para X_{PP}/X_{PAO} (g P- PO_4 /g DQO)

En la expresión [16], X_{PP}/X_{PAO} representa la cantidad de polifosfato disponible en el interior de una bacteria PAO. Los polifosfatos limitan la toma de acético ya que sin ellos no se obtiene energía para almacenar compuestos orgánicos (X_{PHA}).

A su vez, esta cinética se puede relacionar con la liberación de fósforo mediante:

$$r_{PO_4} = Y_{PO_4} q_{PHA} \frac{S_A}{k_A + S_A} \frac{X_{PP}/X_{PAO}}{k_{PP} + X_{PP}/X_{PAO}} X_{PAO} \quad (\text{mg P} - \text{PO}_4/\text{l d}) \quad [17]$$

donde:

- Y_{PO_4} : g de fósforo liberado / g de acético tomado (g P- PO_4 /g DQO)

Condiciones aerobias/anóxicas

Velocidad de toma de fósforo:

$$r_{PO_4} = q_{PP} \frac{S_{PO_4}}{k_{PS} + S_{PO_4}} \frac{X_{PHA}/X_{PAO}}{k_{PHA} + X_{PP}/X_{PAO}} \frac{k_{MAX} - X_{PP}/X_{PAO}}{k_{IPP} + k_{MAX} - X_{PP}/X_{PAO}} X_{PAO} \quad (\text{mg P} - \text{PO}_4/\text{l d}) \quad [18]$$

donde:

- q_{PP} : velocidad de toma de fósforo específica máxima para las bacterias PAO (d^{-1})
- S_{PO_4} : concentración de ortofosfatos (mg P- PO_4 /l)
- k_{PS} : constante de semisaturación para el ortofosfato (mg P- PO_4 /l)
- X_{PHA} : concentración de PHA acumulado intracelularmente (mg DQO/l)
- k_{PHA} : constante de semisaturación para X_{PHA}/X_{PAO}
- k_{MAX} : máximo valor posible de X_{PP}/X_{PAO} (g P- PO_4 /g DQO)
- k_{IPP} : constante de semisaturación para la diferencia $k_{MAX} - X_{PP}/X_{PAO}$ (g P- PO_4 /g DQO)

En la expresión [18], X_{PHA}/X_{PAO} representa la cantidad de sustrato orgánico disponible en el interior de una bacteria PAO. Los poli-hidroxi-alcanoatos (X_{PHA}) limitan la toma de fósforo ya que sin ellos no se obtiene energía para almacenar polifosfatos (X_{PP}).

Por otro lado, el término k_{MAX} representa el valor máximo para almacenar fósforo en forma de polifosfatos, ya que no se puede acumular indefinidamente en el interior de la bacteria PAO. Si la capacidad de almacenamiento es máxima, X_{PP}/X_{PAO} es igual a k_{MAX} y todo el término vale cero ya que no se puede acumular más fósforo. En cambio si hay poco X_{PP} con respecto a X_{PAO} , ese término limita poco y todavía se puede acumular más fósforo. Por tanto, a medida que las bacterias PAO se aproximen a la capacidad máxima (k_{MAX}), disminuirá la cinética de toma de polifosfatos.

La velocidad de crecimiento de las bacterias PAO vendrá dada por:

$$r_{PAO} = \mu_{PAO} \frac{S_{PO_4}}{k_P + S_{PO_4}} \frac{X_{PHA}/X_{PAO}}{k_{PHA} + X_{PP}/X_{PAO}} X_{PAO} \quad (mg \text{ DQO}/l \text{ d}) \quad [19]$$

donde:

- μ_{PAO} : velocidad de crecimiento específica máxima para las bacterias PAO (d^{-1})
- k_P : constante de semisaturación para el ortofosfato en el crecimiento de las bacterias PAO (mg P- PO_4/l)

En la expresión [19], μ_{PAO} tendrá la corrección por temperatura con la ecuación de Arrhenius, y la corrección de oxígeno disuelto si hay condiciones anóxicas. En la velocidad de crecimiento aparece el término S_{PO_4} ya que si no hay ortofosfatos no se almacena X_{PP} , por lo que no habrá reservas energéticas para acumular sustrato orgánico.

1.5.2.4 Parámetros de control en el proceso EBPR

Los parámetros químicos clave en la aplicación del sistema EBPR son el contenido en DQO del influente, el contenido de ácidos grasos volátiles, la concentración de fósforo en el agua residual, el pH y la relación entre materia orgánica y microorganismos. Además de estos parámetros químicos, los parámetros operacionales más relevantes son la temperatura, la calidad del fango, la sedimentabilidad, la liberación anaerobia de fósforo y su acumulación posterior (Valencia, 2014).

Evidentemente, como en todas las bacterias, la carga de nutrientes también limita el crecimiento de las bacterias PAO, así como la carga orgánica respecto de la cantidad de microorganismos en el sistema. En este caso particular, toman importancias los ácidos grasos volátiles, puesto que actúan como dador de electrones en la actividad metabólica de las bacterias PAO. De modo que, cuanta mayor presencia de ácidos grasos volátiles haya, en particular ácido acético, más sustrato se podrá almacenar intracelularmente.

1.5.2.5 Configuraciones para eliminación de fósforo

Esquema A/O

Para la eliminación biológica de fósforo el reactor anaerobio debe ir antes que el reactor aerobio ya que, si no, no se acumula sustrato orgánico (X_{PHA}) y, por tanto, no crecen las bacterias PAO (figura 32).

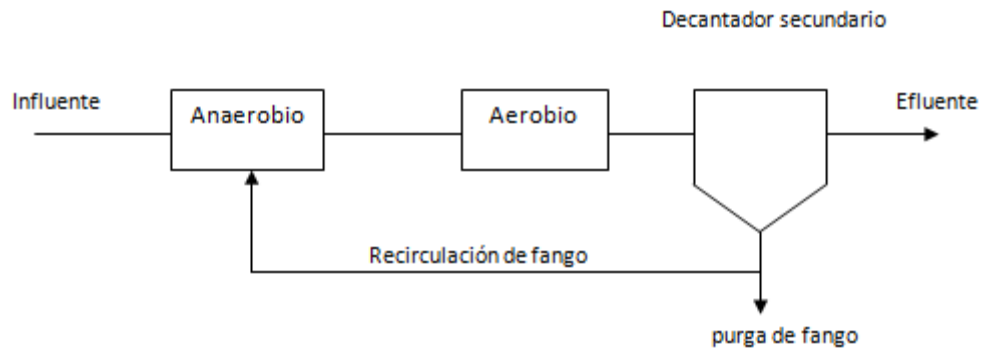


Figura 32. Esquema A/O para la eliminación biológica de fósforo (elaboración propia)

Si el reactor anaerobio estuviese después del reactor aerobio, se produciría liberación de ortofosfatos en lugar de su acumulación en forma de X_{PP} . Además, como las bacterias heterótrofas aerobias tienen una tasa de crecimiento mayor que las bacterias PAO, si el reactor aerobio estuviese antes que el reactor anaerobio, todo el ácido acético sería consumido por las bacterias heterótrofas aerobias.

En caso de que el agua residual contenga muy poco ácido acético (S_A), se puede añadir un sistema de fermentación-elutriación para generar ácidos grasos, tal y como se muestra en la figura 33.

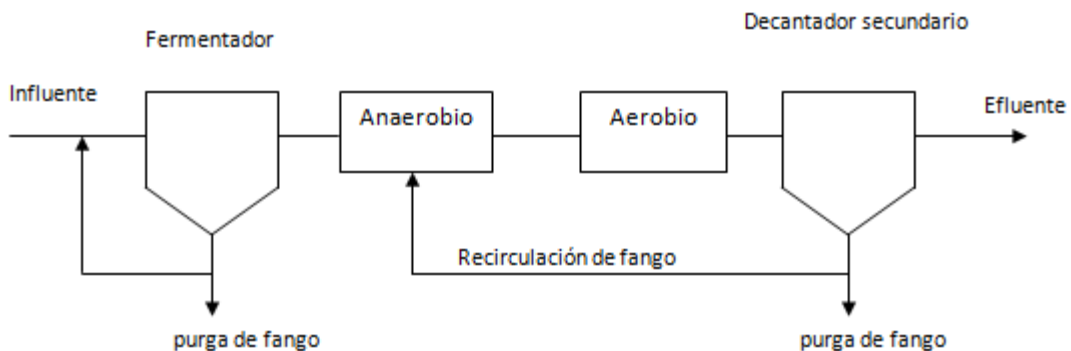


Figura 33. Esquema A/O con un sistema de fermentación-elutriación (elaboración propia)

En este caso, las bacterias acidogénicas producirán ácidos grasos volátiles en el decantador primario, por tanto, si se recircula parte del fango primario a línea de agua, los ácidos grasos generados entrarán en el reactor anaerobio. La purga del fango primario fijará el tiempo de retención celular de las bacterias acidogénicas en el sedimentador.

Sin embargo, el inconveniente que presenta este sistema es la generación elevada de S_A , ya que cuanto mayor sea la cantidad de ácido acético menor es el valor de pH. Por lo que en un sistema que busque eliminar nitrógeno y fósforo, esa disminución de pH afectará a las bacterias nitrificantes para eliminar amonio del agua residual.

1.5.3 Sistemas para la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo

Esquema A²/O

En este sistema (figura 34) se encuentra primero el reactor anaerobio, para la acumulación intracelular de sustrato orgánico, después el reactor anóxico para llevar a cabo la desnitrificación y crecimiento de bacterias PAO, y por último, el reactor aerobio para llevar a cabo la nitrificación y también el crecimiento de bacterias PAO, con su correspondiente almacenamiento de fósforo. Al tener como último reactor el aerobio, se reducen las necesidades de oxígeno ya que llega menos materia orgánica a este reactor. Además, el nitrógeno gas generado en la desnitrificación es expulsado a la atmósfera antes de entrar al decantador secundario, evitando problemas por flotación de fango.

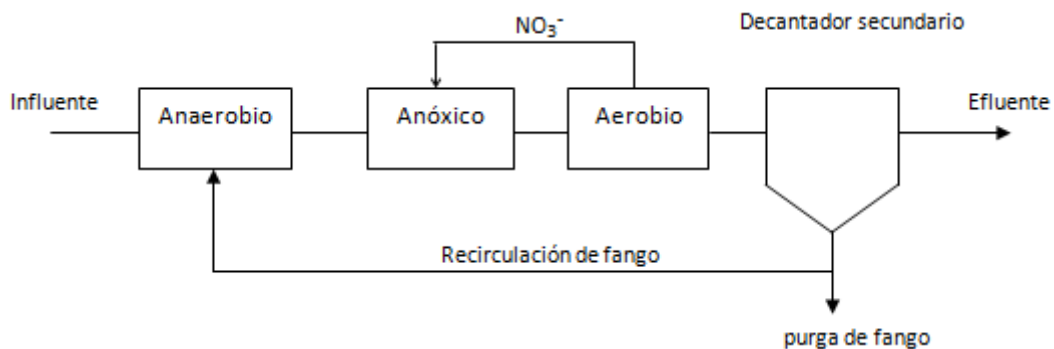


Figura 34. Esquema A²/O (elaboración propia)

Sin embargo, presenta algún inconveniente y es que si en la recirculación de fango existen nitratos, las bacterias facultativas utilizarán el sustrato orgánico (S_A), proveniente del influente, antes que las bacterias PAO ya que su tasa de crecimiento es mayor que estas últimas.

Phoredox (Bardenpho 5 etapas)

Este esquema se presenta como un Bardenpho más la etapa anaerobia (ver figura 35). Para mejorar la desnitrificación y disminuir la presencia de nitratos en la recirculación de fango, se añade otro reactor anóxico detrás del primer reactor aerobio.

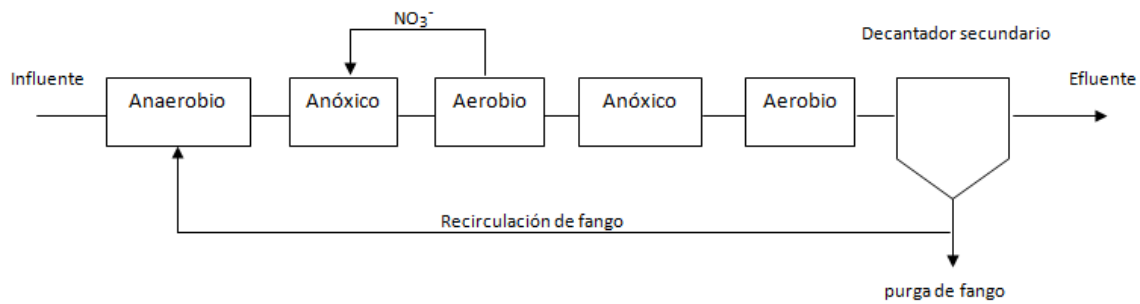


Figura 35. Esquema Phoredox (elaboración propia)

El objetivo en el Phoredox es que en el primer reactor anóxico se lleve a cabo la desnitrificación con sustrato orgánico proveniente del influente, y en el segundo reactor anóxico se desnitrifique de forma endógena, es decir, utilizando como sustrato orgánico la propia lisis de las bacterias. El último reactor aerobio es para eliminar el nitrógeno gas y evitar su presencia en la sedimentación.

Esquema UCT (*University of Cape Town*)

En este esquema se evita la competitividad del sustrato orgánico recirculando el fango proveniente del decantador secundario, directamente al reactor anóxico (figura 36). Esto favorece al crecimiento de las bacterias PAO ya que la concentración de nitratos en el reactor anaerobio disminuye considerablemente. Además, se debe incluir la recirculación del reactor anóxico al anaerobio ya que, si no el TRC es igual a TRH, lo que no permitiría el crecimiento de las bacterias PAO.

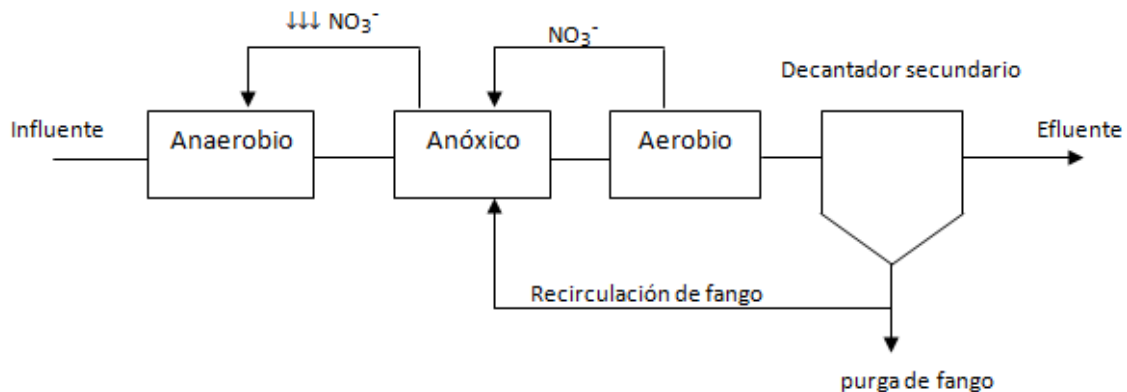


Figura 36. Esquema UCT (elaboración propia)

Esquema UCT modificado

El esquema UCT modificado es similar al Phoredox pero en esta configuración se suprime un reactor aerobio, además de recircular el fango al reactor anóxico y no al reactor anaerobio (ver figura 37).

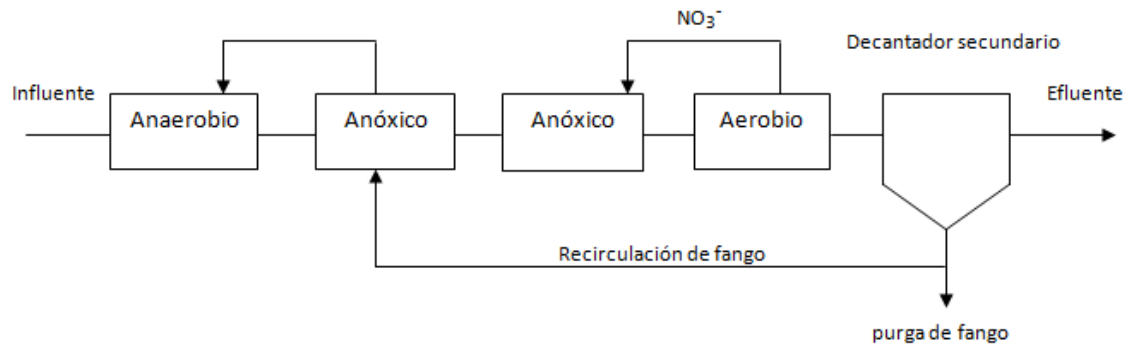


Figura 37. Esquema UCT modificado (elaboración propia)

En el primer reactor anóxico se lleva a cabo la desnitrificación con materia orgánica proveniente del influente, mientras que en el segundo reactor anóxico la desnitrificación se consigue por condiciones endógenas. Por último, con el reactor aerobio se lleva a cabo la nitrificación y la eliminación de nitrógeno gas a la atmósfera.

De la misma manera que en el UCT, debe existir la recirculación del reactor anóxico al anaerobio para que el TRC sea mayor que el TRH y permitir el crecimiento de las bacterias PAO.

Esquema JHB (Johanesbourg)

En este sistema el fango se recicla a un reactor anóxico para eliminar presencia de nitratos en el reactor anaerobio. Este reactor anóxico desnitrifica por condiciones endógenas mientras que el siguiente reactor anóxico desnitrifica con materia orgánica procedente del influente (figura 38).

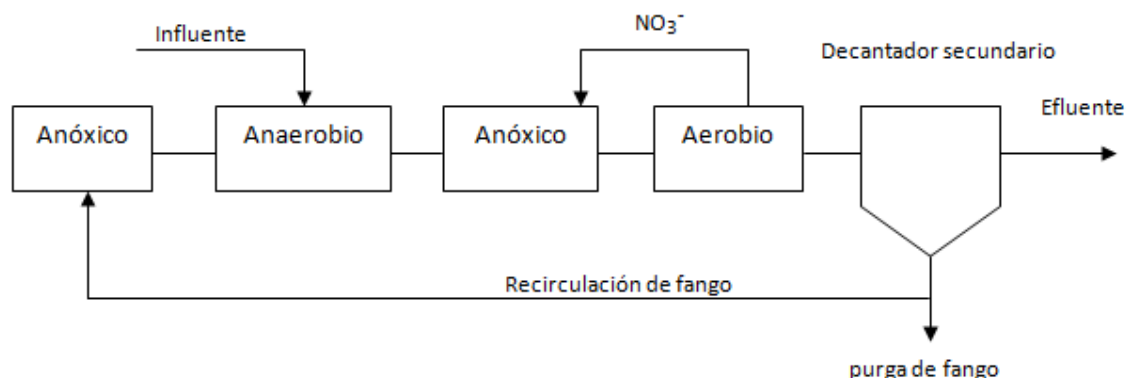


Figura 38. Esquema JHB (elaboración propia)

Esquema ISAH

El esquema ISAH surge como posible alternativa al esquema JHB ya que, si no se consigue desnitrificar por condiciones endógenas, se envía parte de materia orgánica procedente del reactor anaerobio. Como la tasa de crecimiento de las bacterias facultativas es mayor que el de las bacterias PAO, las primeras utilizarán el sustrato orgánico antes que las PAO (figura 39).

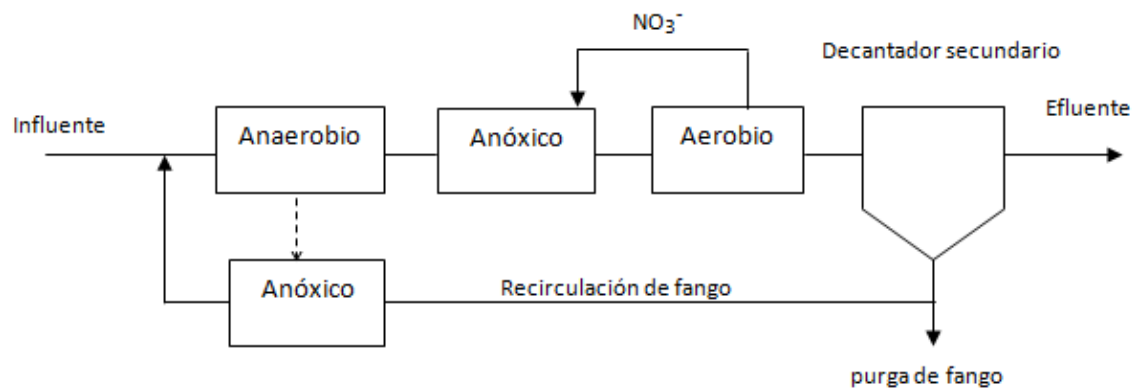


Figura 39. Esquema de ISAH (elaboración propia)

1.6 Modelo de cálculo en el tratamiento de aguas residuales

1.6.1 Descripción de los modelos

Una de las herramientas más interesantes que actualmente se dispone para analizar y predecir el comportamiento de un sistema biológico es la construcción y posterior simulación de un modelo matemático.

Con frecuencia la palabra modelo tiene distintas interpretaciones, según Sixto Ríos, "un modelo es un objeto, concepto o conjunto de relaciones, que se utiliza para representar y estudiar de forma simple y comprensible una porción de la realidad empírica". Por otro lado, la RAE lo define como "un modelo es un esquema teórico, generalmente de forma matemática, de un sistema o de una realidad compleja que se elabora para facilitar su comprensión y el estudio de su comportamiento". Por tanto, un modelo es la representación de un proceso.

Un modelo ofrece varias ventajas a la hora de conocer y mejorar los procesos estudiados:

- Ayudan a entender el comportamiento del sistema, permitiendo conocer la evolución de las variables de los procesos.
- Facilitan el diseño de experimentos al conocer la influencia de las variables en todos los procesos.
- Facilitan el diseño y mejora de las instalaciones en el tratamiento de aguas residuales.
- Permiten diseñar estrategias de control y mejoran la operatividad de los procesos.

En la actualidad existen diferentes modelos de representación de los procesos biológicos. Sin embargo, no existe un modelo ideal; depende de la aplicación con la que se utilice. Un modelo debe ser capaz de reproducir y predecir las variables deseadas (como la DQO, DBO, X_{SST} , etc.) con el mínimo número de parámetros y tiempo de cálculo. Los modelos de cálculo pueden ser de varios tipos:

- Mecanicistas. Conocidos también como "White Box". Describen físicamente todos los procesos: físicos, químicos y biológicos mediante estequiometría, cinética de las reacciones, etc. Estos modelos se caracterizan por tener un elevado número de parámetros que representan un grado elevado de complejidad de calibración.
- Empíricos. Denominados "Black box". Son aquellos que establecen relaciones matemáticas entre la entrada y la salida. Estos modelos no tienen una explicación física. Las relaciones con independientes del proceso.
- Mecanicistas simplificados. "Grey box". En este caso hay un menor número de parámetros debido a que se agrupan los procesos. Son modelos que tienen mayores exigencias en la calibración. Los parámetros presentan un mayor rango de variación.

La información contenida en un modelo matemático se agrupa en tres bloques (Valencia, 2014):

1. Ecuaciones de conservación. Son la representación matemática de leyes físicas como la conservación de la materia y la energía, la conservación de la cantidad de movimiento, o las relaciones estequiométricas en las reacciones químicas.
2. Ecuaciones cinéticas. Son ecuaciones que relacionan las variables del sistema con la velocidad de los procesos de transformación físicos, químicos y biológicos.
3. Restricciones. Son limitaciones en los valores de las variables que vienen dadas por ecuaciones de equilibrio o por normas de seguridad y legislación.

1.6.2 Revisión histórica de los modelos

En el tratamiento de aguas residuales se han desarrollado muchos modelos desde mediados del siglo XX hasta la actualidad. Desde los primeros modelos que solamente contemplaban la eliminación de materia orgánica, hasta los que hoy en día emplean modelos muy avanzados en los que se contempla la eliminación conjunta de materia orgánica, nitrógeno y fósforo.

Entre los más relevantes se encuentra el que se llevó a cabo en 1987 por el grupo de investigación de la IAWPRC (*International Association on Water Pollution Research and Control*). El grupo de investigadores conformado por Henze, Grady, Gujer, Marais & Matsuo, desarrolló el modelo ASM1 (*Activated Sludge Model No. 1*), en el que se modela la eliminación de materia orgánica y los procesos de nitrificación y desnitrificación. La publicación de este modelo significó un hito en la investigación ya que se unificaron conceptos, se adoptó el parámetro de la DQO y su fraccionamiento como referente en la caracterización de aguas residuales y, además, se implementó la notación matricial en el modelo.

En 1995, el grupo de investigación de la IAWPRC, ante el éxito del modelo ASM1, desarrolla un nuevo modelo para la simulación de fangos activados con eliminación biológica de fósforo. A este modelo se le conoce como ASM2 (*Activated Sludge Model No. 2*). Este modelo incluye, además de las bacterias heterótrofas y autótrofas del modelo ASM1, las bacterias PAO; sin embargo, no considera la capacidad desnitrificante de las bacterias, por lo que presenta una deficiencia en el proceso.

Posteriormente en 1999 se une IWSA (*International Water Supply Association*) con la IAWQ (*International Association on Water Quality*) para formar la IWA (*International Water Association*) responsable de avanzar en la estandarización de los modelos de gestión del agua. En ese año se publica el modelo ASM3 (*Activated Sludge Model No. 3*), que incluye algunas correcciones del modelo ASM1 como la limitación por nitrógeno o alcalinidad, los componentes soluble y particulado del nitrógeno orgánico biodegradable, entre otros. Sin embargo, el modelo ASM3 tampoco considera la eliminación biológica de fósforo, por tanto, no es aplicable a EDAR con este proceso.

Durante ese mismo año, se realiza una corrección del modelo ASM2 y en junio de 1999 se publica el modelo ASM2d (*Activated Sludge Model No. 2d*), (Henze, Gujer, Mino, Matsuo, Wentzel, Marais & Van Loosdrecht), en el que se incluye el proceso de desnitrificación llevado a cabo por las bacterias PAO. Este es uno de los modelos referencia más extendidos para la modelación de los procesos biológicos.

Además de los modelos de referencia, existen otros desarrollados por otros grupos de investigación, entre los que cabe mencionar el desarrollado por la Universidad de Cape Town, o el propuesto por *Technical University of Delft Model (TUD model)* en 1994.

1.6.3 Modelos globales

La modelación matemática ofrece muchas ventajas en el estudio de los sistemas de tratamiento de aguas. Cuando el objetivo es analizar el funcionamiento completo de una EDAR, se pueden utilizar distintos modelos conectados entre sí o se puede emplear un único modelo. Si la opción es emplear varios modelos conectados, cada uno de los modelos necesitará caracterizar sus parámetros, y realizar las conversiones adecuadas de algunos componentes.

La ventaja de utilizar un único modelo global en el que se incluyan todos los procesos (biológicos, físicos y químicos) que ocurren en una EDAR, es que son las condiciones de operación y no el modelo, las que determinan la ocurrencia de cada uno de los procesos.

El grupo de investigación CALAGUA en la Universidad Politécnica de Valencia (Seco, Ribes, Serralta & Ferrer, 2004) desarrolló un modelo global llamado BNRM1 (*Biological Nutrient Removal Model No. 1*), que permite la simulación de todos los procesos físicos, químicos y biológicos que se dan en una EDAR. Posteriormente, se ha publicado una revisión de este modelo, denominado BNRM2 (*Biological Nutrient Removal Model No. 2*) (Barat et al., 2013).

El modelo BNRM1 supone un cambio en la perspectiva de la modelación de los procesos biológicos, ya que con un solo modelo se pueden simular procesos físicos, químicos y biológicos al mismo tiempo. Se puede emplear para simular EDAR complejas, además de tener en cuenta las corrientes de sobrenadante a cabecera de planta, los procesos físico-químicos como la elutriación de los ácidos grasos volátiles, entre otros.

El modelo global BNRM2 es una ampliación del modelo BNRM1 en el que se han redefinido procesos como la nitrificación y se han incluido procesos de precipitación química en la digestión anaerobia. En el modelo BNRM1 no se tiene en cuenta la eliminación biológica del nitrógeno vía nitrito, por lo que en esta versión se han incluido las bacterias amonioxidantes y nitritoxidantes, así como los procesos de crecimiento y lisis asociados a ellas. Además, se incluyen los procesos de precipitación y redisolución de compuestos químicos capaces de cristalizar.

1.6.4 DESSAS

DESSAS (Design and Simulation of Activated Sludge Systems) es un simulador de estaciones depuradas configurado bajo el sistema operativo Windows, diseñado y optimizado para la investigación de procesos de tratamiento de aguas residuales, adecuado para modelar el funcionamiento completo de una EDAR. El programa tiene implementados algoritmos de modelación matemática basados en el modelo global BRNM2 (*Biological Nutrient Removal Model No. 2*). Permite estudiar y evaluar sistemas más o menos complejos, desde la decantación y los tratamientos biológicos, hasta el tratamiento de fangos o procesos especiales como el sistema SHARON o el reactor BABE.

En el modelo BNRM2 considera los procesos incluidos en el modelo de fangos activados ASM2d, los procesos y componentes necesarios para el tratamiento de la digestión anaerobia, las reacciones químicas ácido base para calcular el pH, y un modelo de sedimentación acoplado al modelo biológico que permite simular los procesos biológicos producidos en los decantadores y espesadores. Asimismo, el modelo también incluye los procesos realizados por las bacterias sulfato reductoras, los procesos de precipitación y redisolución de distintos compuestos, y la separación de los procesos de nitrificación y desnitrificación en dos etapas.

Una de las características más importantes del simulador es la rapidez de cálculo numérico tanto para el estado estacionado como en régimen transitorio. Se pueden comparar para el régimen estacionario los resultados obtenidos para verano e invierno, incluso comparar al mismo tiempo esquemas en serie o paralelo, o distintas configuraciones. Entre las posibilidades que ofrece el simulador, permite exportar datos en formato tabulado (.xls) lo que facilita el uso de los valores obtenidos para la elaboración de informes y análisis de datos (Valencia, 2014).

1.6.4.1 Componentes del modelo BNRM2

En cuanto a los componentes del modelo, el BNRM2 considera 42 componentes, de los cuales 19 ellos son solubles y 23 suspendidos, mientras que el modelo BNRM1 consideraba, únicamente, 27 componentes.

Entre los grupos de bacterias, basándose en el comportamiento de las bacterias amonioxidantes (X_{AOB}), el modelo BNRM2 propone dos clasificaciones de bacterias *Nitrosomonas*. Las primeras desarrollan una estrategia con una tasa de crecimiento alta y poca afinidad por el sustrato, se denominan bacterias de estrategia r ($X_{AOB r}$). Estas bacterias son las que se desarrollan en un reactor tipo SHARON (*Single reactor system for High activity Ammonium Removal Over Nitrite*). El segundo tipo de bacteria se desarrolla en los sistemas de fangos activados, con tiempos de retención celular más prolongados y bajas concentraciones de sustrato. Muestran un desarrollo más lento, pero con alta afinidad por el sustrato, se denominan bacterias de estrategia k ($X_{AOB k}$). A continuación, se presentan los componentes del modelo.

Tabla 10. Componentes solubles (S) del modelo BNRM2

Componentes	Descripción
S_A (mg DQO/l)	Ácido acético.
S_{O_2} (mg O/l)	Oxígeno disuelto.
S_{NH_4} (mg N/l)	Nitrógeno amoniacal. Se asume que se encuentra todo en forma de amonio.
S_{NO_2} (mg N/l)	Concentración total de nitrito.
S_{NO_3} (mg N/l)	Concentración total de nitrato.
S_{N_2} (mg N/l)	Nitrógeno gas.
S_{PO_4} (mg P/l)	Concentración de ortofosfatos.
S_I (mg DQO/l)	Materia orgánica inerte soluble.
S_{PRO} (mg DQO/l)	Propiónico.
S_F (mg DQO/l)	Materia orgánica fermentable rápidamente biodegradable. No incluye los AGV.
S_{CH_4} (mg DQO/l)	Metano disuelto.
S_{C_i} (mol C/m ³)	Carbono inorgánico. Incluye el CO_2 , HCO_3^- y el CO_3^{2-} .
S_{Ca} (g Ca/m ³)	Calcio inorgánico total soluble.
S_{Fe} (g Ca/m ³)	Hierro inorgánico total soluble.
S_{Al} (g Ca/m ³)	Aluminio inorgánico total soluble.
S_K (g K/m ³)	Potasio inorgánico total soluble.
S_{Mg} (g Mg/m ³)	Magnesio inorgánico total soluble.
S_{H_2} (mol DQO/l)	Hidrógeno disuelto.
S_{H^+} (mol H ⁺ /m ³)	Concentración total de protones. Incluye tanto los protones libres como los protones asociados a especies ácidas

En la tabla 11, se presentan los componentes suspendidos del modelo considerado.

Tabla 11. Componentes suspendidos (X) del modelo BNRM2

Componentes	Descripción
X_{SST} (mg SST/l)	Sólidos suspendidos totales.
X_{Gly} (mg SST/l)	Glucógeno almacenado intracelularmente en las bacterias PAO.
X_S (mg DQO/l)	Materia orgánica suspendida lentamente biodegradable.
X_I (mg DQO/l)	Materia orgánica inerte suspendida.
X_H (mg DQO/l)	Bacterias heterótrofas. Pueden crecer en condiciones aerobias y anóxicas.
X_{PAO} (mg DQO/l)	Bacterias PAO.
X_{PP} (mg P/l)	Polifosfatos almacenados intracelularmente.
X_{PHA} (mg DQO/l)	Poli-hidroxi-alcanoatos almacenados intracelularmente.
$X_{AOB r}$ (mg DQO/l)	Bacterias amonioxidantes (estrategia r). Responsables de oxidar el amonio a nitrito.
$X_{AOB k}$ (mg DQO/l)	Bacterias amonioxidantes (estrategia k). Responsables de oxidar el amonio a nitrito.
X_{NOB} (mg DQO/l)	Bacterias nitritoxidantes. Responsables de oxidar el nitrito a nitrato.
X_{ACET} (mg DQO/l)	Bacterias acetogénicas.
X_{ACID} (mg DQO/l)	Bacterias acidogénicas.
X_{MH2} (mg DQO/l)	Bacterias metanogénicas hidrogenotróficas.
X_{MAC} (mg DQO/l)	Bacterias metanogénicas acetoclásticas.
X_{VAR} (mol VAR /m ³)	Variscita (AlPO ₄)
X_{VIV} (mol VIV /m ³)	Vivianita (Fe ₃ (PO ₄) ₂ ·8H ₂ O)
X_{HAP} (mol HAP /m ³)	Hidroxiapatita (Ca ₅ (PO ₄) ₃ OH)
X_{EST} (mol EST /m ³)	Estrengita (FePO ₄)
X_{MAP} (mol MAP /m ³)	Estruvita (MgNH ₄ PO ₄ ·6H ₂ O)
X_{NEW} (mol NEW /m ³)	Newberita (MgHPO ₄ ·3H ₂ O)
X_{ACP} (mol ACP /m ³)	Fosfato cálcico amorfo (Ca ₃ (PO ₄) ₂ ·H ₂ O)
X_{CAL} (mol CAL /m ³)	Carbonato cálcico (CaCO ₃)

1.6.4.2 Procesos del modelo BNRM2

En cuanto a los procesos gobernados por la cinética, en el modelo BNRM2 se incluyen un total de 65 procesos, de los cuales 44 son procesos biológicos, 6 son procesos físicos y 15 son químicos. En cuanto a los procesos gobernados por el equilibrio, en el modelo BNRM2 se incluyen todas las relaciones ácido-base, apareamiento iónico o reacciones de tipo redox de cualquiera de los componentes incluidos en el modelo. El modelo químico sigue considerando que se alcanza el equilibrio instantáneo, así como las ecuaciones de balance de masas que aseguran la continuidad de la materia. Este modelo no solo se emplea como herramienta para el cálculo del pH, sino que, además, calcula la concentración relativa de todas las especie que pueden participar en los procesos de precipitación (ver tabla 12).

Tabla 12. Procesos gobernados por la cinética en el modelo BNRM2

Procesos biológicos	
<i>Bacterias heterótrofas</i>	<i>Bacterias nitrificantes</i>
1. Hidrólisis anaerobia	1. Crecimiento aerobio de X_{NOB}
2. Hidrólisis anóxica con S_{NO2}	2. Lisis de X_{NOB}
3. Hidrólisis anóxica con S_{NO3}	<i>Bacterias acetogénicas</i>
4. Hidrólisis aerobia	1. Crecimiento anaerobio de X_{ACET}
5. Crecimiento aerobio de X_H con S_A	2. Lisis de X_{ACET}
6. Crecimiento aerobio de X_H con S_F	<i>Bacterias acidogénicas</i>
7. Crecimiento aerobio de X_H con S_{PRO}	1. Crecimiento anaerobio de X_{ACID}
8. Crecimiento anóxico de X_H con S_A y S_{NO2}	2. Hidrólisis anaerobia
9. Crecimiento anóxico de X_H con S_F y S_{NO2}	3. Lisis de X_{ACID}
10. Crecimiento anóxico de X_H con S_{PRO} y S_{NO2}	<i>Bacterias metanogénicas</i>
11. Crecimiento anóxico de X_H con S_A y S_{NO3}	1. Crecimiento anaerobio de X_{MH2}
12. Crecimiento anóxico de X_H con S_F y S_{NO3}	2. Crecimiento anaerobio de X_{MAC}
13. Crecimiento anóxico de X_H con S_{PRO} y S_{NO3}	3. Lisis de X_{MH2}
14. Lisis de X_H	4. Lisis de X_{MAC}
<i>Bacterias acumuladoras de polifosfato</i>	<i>Bacterias amonioxidantes</i>
1. Almacenamiento de X_{PHA} con S_A	1. Crecimiento aerobio de $X_{AOB r}$
2. Almacenamiento de X_{PHA} con S_{PRO}	2. Crecimiento aerobio de $X_{AOB k}$
3. Almacenamiento aerobio de X_{PP}	3. Lisis de $X_{AOB r}$
4. Almacenamiento anóxico de X_{PP} con S_{NO2}	4. Lisis de $X_{AOB k}$
5. Almacenamiento anóxico de X_{PP} con S_{NO3}	
6. Almacenamiento aerobio de X_{GLY}	
7. Almacenamiento anóxico de X_{GLY} con S_{NO2}	
8. Almacenamiento anóxico de X_{GLY} con S_{NO3}	12. Lisis de X_{PAO}
9. Crecimiento aerobio de X_{PAO}	13. Lisis de X_{PP}
10. Crecimiento anóxico de X_{PAO} con S_{NO2}	14. Lisis de X_{PHA}
11. Crecimiento anóxico de X_{PAO} con S_{NO3}	15. Lisis de X_{GLY}
Procesos físicos	
1. Stripping de S_{CO2}	4. Stripping de S_{O2}
2. Stripping de S_{CH4}	5. Stripping de S_{NH3}
3. Stripping de S_{H2}	6. Stripping de S_{N2}
Procesos químicos	
1. Precipitación de X_{ACP}	9. Precipitación de X_{VAR}
2. Disolución de X_{ACP}	10. Disolución de X_{VAR}
3. Precipitación de X_{MAP}	11. Precipitación de X_{VIV}
4. Disolución de X_{MAP}	12. Disolución de X_{VIV}
5. Precipitación de X_{EST}	13. Precipitación de X_{CAL}
6. Disolución de X_{EST}	14. Disolución de X_{CAL}
7. Precipitación de X_{NEW}	15. Precipitación de X_{HAP}
8. Disolución de X_{NEW}	

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo fin de máster es definir una alternativa de tratamiento para mejorar la calidad del agua, en relación con la presencia de nutrientes, en la EDAR del Valle de la Orotava.

2.2 Objetivos secundarios

A continuación, se presentan los objetivos secundarios que derivan del objetivo principal:

- Realizar, a partir de la analítica del agua de entrada a la EDAR, la transformación a los parámetros del modelo para, posteriormente, introducir dicha corriente de interés en el simulador.
- Profundizar en el conocimiento y funcionamiento de las partes y unidades que componen la EDAR del Valle de la Orotava.
- Organizar y desarrollar el proyecto, realizando la búsqueda de información, síntesis y análisis de los puntos más relevantes que permitan el diseño de las nuevas infraestructuras proyectadas.
- Plantear diferentes alternativas con el fin de obtener una corriente que cumpla los límites de vertido, tanto aquellos establecidos en el PHIT como los necesarios para el vertido a un área clasificada como zona sensible.
- Dentro de las alternativas, conseguir la más adecuada desde el punto de vista técnico y medioambiental para el rediseño de la estación depuradora de aguas residuales.
- Poner en práctica todos los conocimientos adquiridos durante el máster para llevar a cabo una correcta elección de los equipos en la EDAR del Valle de la Orotava.

3 DESCRIPCIÓN DE LA EDAR DEL VALLE DE LA OROTAVA

3.1 Localización de la EDAR

La depuradora se encuentra ubicada en el Puerto de la Cruz. Este municipio consta de un área de 8.73 km^2 y pertenece a la ciudad de Santa Cruz de Tenerife, en la isla de Tenerife - Canarias - (España). Puerto de la Cruz se sitúa en la región norte de la isla, en el valle de la Orotava, limitando los municipios de *Los Realejos* y *la Orotava*.

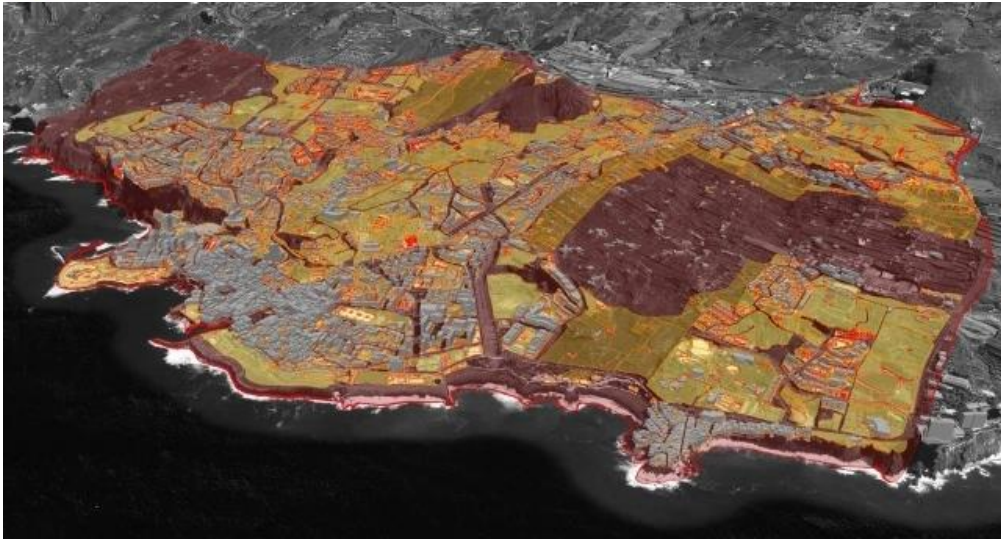


Figura 40. Foto del Puerto de la Cruz según catastro (2015)

Todo el término municipal se encuentra incluido en la Comarca del Valle de la Orotava y conforma una única entidad singular de población, dividida en quince núcleos urbanos: las Arenas, el Botánico, las Dehesas, el Durazno, Guacimara, la Paz, Puerto de la Cruz, Punta Brava, San Antonio-El Esquilón, San Fernando, San Nicolás, Santísimo-Las Águilas, Taoro-Malpaís, el Tope y la Vera. El casco urbano se encuentra a 9 metros sobre el nivel del mar, estando el punto de mayor altura del municipio al pie de la Montaña de los Frailes, junto a la carretera de la Montaña. Según los datos reportados del instituto canario de estadística (ISTAC), el Puerto de la Cruz tiene 30492 habitantes a fecha 1 de enero de 2020.

La EDAR del Valle de la Orotava consta de 17,057 m² según la información recabada del cabildo Insular de Aguas de Tenerife (CIAT), que así lo publica en su plan hidrológico (PHIT). La planta depuradora se localiza en punta brava, camino burgado (TF-316), a 50 metros de la costa.

A continuación, en la figura 41 se muestra la ubicación por GPS de la EDAR del Valle de la Orotava.



Figura 41. Ubicación de la EDAR del Valle de la Orotava en el Puerto de la Cruz (PHT, 2015)

3.2 Condicionantes ambientales

3.2.1 Topografía

A la hora de señalar el relieve del Puerto de la Cruz, destaca la horizontalidad presente, la cual contrasta con la gran rampa del Valle de la Orotava. Todas sus tierras se constituyen de coladas lávicas de material basáltico procedentes de los volcanes que se encuentran varios kilómetros hacia el interior (La Horca y Montaña de los Frailes), que cubre la superficie marítima en una gran plataforma horizontal.

Por otro lado, en cuanto a red hidrográfica, destacan el barranco de San Felipe y el barranco de Martíáñez, que atraviesan el término municipal de norte a sur, así como el barranco de la Arena que limita con la Orotava. Se trata de barrancos que cuentan con muy poca profundidad y escasez de pendiente. La costa es acantilada, como la mayoría del norte de la isla. Esta característica se hace visible desde los sectores de Punta Brava y Martíáñez, donde el retroceso del cantil por la abrasión marina ha permitido la formación de playa (de arena negra y callados).

3.2.2 Clima

El municipio consta de un clima semiárido cálido, cercano al clima tropical de estación seca y húmeda. La temperatura media anual es de 20.0 °C, siendo la máxima media de 24.0 °C y la mínima media de 16.5 °C. Las temperaturas se mantienen regulares durante todo el año debido en gran parte al efecto termorregulador del mar, que evita grandes oscilaciones.

Las precipitaciones llevan una dinámica similar al resto de los municipios de la isla, donde el verano presenta una época seca y el invierno una época húmeda con escasez de lluvia. Al estar en la vertiente de barlovento, las precipitaciones nunca serán inferiores a los 180 mm anuales; de hecho suelen superar los 210 mm anuales. El mes que mayor incidencia de lluvia registra es diciembre, con 43.2 mm, seguido de enero y febrero. Los meses de junio, julio y agosto, casi no registran precipitaciones, dando como resultado una leve sequía estival.

3.2.3 Flora y fauna

El paisaje urbano ha eliminado la gran mayoría de naturaleza preexistente en el Puerto de la Cruz. Actualmente, la presencia de especies vegetales y animales se reduce a pequeños sectores próximos a las zonas acantiladas de la costa y los barrancos, por lo que la descripción natural no resulta especialmente trascendente. En cuanto a la vegetación natural, destacan especies como las tabaibas, los tarajales y los cardones, ubicadas en barrancos y en algunas manifestaciones de vegetación costera de ámbitos litorales.

Por otro lado, en lo que a fauna se refiere, lagartos y pequeños pájaros son los animales de mayor tamaño que se pueden encontrar en el municipio. Por su parte, la costa alberga una buena cantidad de especies que desarrollan su vida en estos hábitats, como son algunas aves (gaviotas y pardelas), y por supuesto, la fauna marina, donde destacan especies autóctonas como petos, abades, viejas o sargos. El Puerto de la Cruz carece de espacios naturales protegidos, ya que se trata de un municipio prácticamente urbano donde imperan las infraestructuras hoteleras y los servicios turísticos.

3.3 Situación actual de la EDAR

La EDAR del Valle de la Orotava cuenta con un sistema de colectores único en el que no se diferencian las aguas residuales urbanas de las aguas pluviales. Este sistema recoge las aguas procedentes de la zona de Los Realejos, La Orotava y el Puerto de la Cruz.

La línea de agua de la EDAR está compuesta por:

- Desbaste:
 - Reja estática 80 mm. Evita que residuos muy voluminosos pasen al canal de desbaste (marca *Estruagua*).
 - 2 Rejas automáticas 50 mm. Desbaste de gruesos (marca *Estruagua*, modelo DT-011).
 - Cuchara bivalva de capacidad 300 litros. Separación de los sólidos más gruesos que pueden llegar a la planta (marca *Estruagua*, modelo CP-100.2.BH).
 - Reja estática 15 mm. Desbaste de sólidos finos (marca *Quilton*, modelo Q-75).
 - 2 Rejas tipo tamiz 6.00 mm de 0.55 kW de potencia y 1560 m³/h de capacidad. Desbaste de sólidos finos (marca *Agua Guard*, modelo SK-MN-I).



- Desarenador-Desengrasador:
 - Rastrillo de superficie y fondo de 1.29 kW. Eliminación de grasas y arenas (marca *Carinox*).
 - 2 Aireadores sumergidos de 2.2 kW y una capacidad de 44 m³/h. Favorecer la separación de los flotantes (marca *Robot Pompen*, modelo *F 321-Roboset*).
 - Bomba de 1.1 kW y 20 m³/h de capacidad. Extracción de las grasas y partículas flotantes. Funciona en relación al número de ciclos del puente desarenador-desengrasador (marca *Turo*, modelo *T31-50 HF4 LB2*).
 - 2 Bombas centrífugas en seco de 2.2 kW y 35 m³/h de capacidad. Extracción de las arenas. (marca *Turo*, modelo *TV 51-80 HF6 LB2*).
 - Separador de 0.37 kW. Separación de partículas flotantes en la corriente de salida (marca *OTV*).
 - Compactador de 3 CV. Compactación de los desechos producidos en el desbaste de finos (marca *Quilton*, modelo *PRT 250/500*).
 - Clasificador de arenas de 0.55 kW y 35 m³/h de capacidad. Extracción de las arenas con un mínimo de humedad (marca *Carinox*).

- Tratamiento primario:
 - 2 decantadores lamelares de 231 m³. Separar productos no miscibles.
 - 368 lamelas, 184 por decantador (marca *Haironville*).
 - 2 Raspadores de fondo de 0.55 kW. Envían los fangos decantados a la fosa de recogida.
 - 3 Bombas centrífugas en seco de 1.5 kW y 40 m³/h de capacidad. Extracción de fangos (marca *Turo*, modelo *T51-80 HF6 LB2, LB3 y LB4*).
 - 2 Bombas de 1.1 kW y 20 m³/h de capacidad. Extracción de espumas procedentes del raspado del decantador (marca *Turo*, modelo *T31-50 HF4 LB2*).

- Tratamiento biológico:
 - 8 células filtrantes de 107.5 m³ de capacidad unitaria.
 - Depósito de agua tratada. Recoge las aguas filtradas y sirve de reserva de agua para el lavado de las células.
 - 3 Bombas de 37 kW. Alimento de lavado de los filtros. Sumergidas en el depósito de aguas filtradas (marca *Flyght*, modelo *CP-3300-LT*).
 - Depósito de agua servida. Recibe las aguas provenientes del lavado de los filtros.
 - 3 Bombas de 9 kW y 201.6 m³/h. Envío de las aguas a cabecera. Sumergidas en el depósito de aguas servidas (marca *Flygt*, modelo *CP-3140/MT*).



- 3 Soplantes de 74 kW y 3200 Nm³/h. Producción de aire para el proceso (marca *MPR*, modelo *SEM-55 M*).
- 3 Ventiladores de 0.3 kW. Extracción de aire de las cabinas insonorizadas de los sobrepresionadores.
- Soplante de 75 kW y 2150 Nm³/h. Producción de aire para el lavado (marca *MPR*, modelo *SEM-45 M*).
- 2 Compresores de 5.5 kW y 44 m³/h de capacidad. Producción de aire piloto (marca *ABC*, modelo *VGE-7-PC de Pistón*).
- Depósito de reserva de aire de servicio (marca *Valsi*, modelo *VAC/500/8*).
- Secador. Secado del aire que alimenta a los distribuidores (*SEK-008*).

Por su parte, la línea de fango está compuesta por:

- Espesamiento de fangos:
 - 2 Espesadores por gravedad cubiertos y con barreras de 370 m³ de capacidad. Recoger los sedimentos extraídos de los decantadores lamelares.
 - 2 Barreras de 0.37 kW (marca *OTV*, modelo *SCIB 1996*).
 - 4 Monorraíl con polipasto de 4 kW y 4 tn (marca *Villop*, modelo *VBN 40*).
 - 2 Bombas de 4 kW. Extracción de sedimentos separados (marca *PCM*, modelo *MR 4515* y *MR4516*).
 - Variador de velocidad de la bomba (*VTA 200*).
- Deshidratación:
 - Centrífuga de 30 kW y 800 kg/h/ 16 m³/h. Secado de los fangos (marca *Guinard*, modelo *D4LC30HCIL*).
 - Central de preparación de polímero de deshidratación (*NT860CC09*).
 - 2 Agitadores en la central de preparación de polímeros (marca *Leroy Somer*).
 - 2 Bombas dosificadoras de polímero de 300-1750 m³/h (marca *Seepex*, modelo *BN*).
 - Gavabomba de 30 kW (marca *PCM*, modelo *50IBB30*).
 - Silo de almacenamiento de cal viva.

El efluente recogido de la depuración biológica se envía al mar por medio de un emisario submarino.

3.3.1 Decantación lamelar

La EDAR del Valle de la Orotava cuenta con dos decantadores lamelares cuya disposición es rectangular. Este proceso viene precedido de un desbaste en el que se han eliminado sólidos más gruesos con el sistema de enrejados y sólidos más finos con los tamices.

Además, antes de llegar a la decantación primaria el agua residual pasa por un desarenador-desengrasador. A continuación, se explica con más detalle este tipo de proceso.

La decantación lamelar es un proceso físico que permite la separación de sedimentos en continuo. El empleo de lamelas con una inclinación adecuada aumenta la superficie efectiva de decantación, ya que este sistema hace disminuir la distancia que recorre una partícula hasta que decanta. Este tipo de decantación tiene dos propósitos fundamentales:

1. Aumentar la superficie de decantación. Se puede aumentar la capacidad del decantador introduciendo placas o tubos planos con una cierta inclinación.
2. Obtener un flujo laminar que evite turbulencias que favorezcan el arrastre de sólidos a la superficie del decantador (Reynolds entre 100 y 200).

El objetivo de utilizar este tipo de decantación se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación (carga superficial) ($m^3/m^2/día$) no dependa de la altura del sedimentador. Esto se consigue dividiendo la altura del decantador en "n" decantadores, utilizando placas (lamelas) con cierta inclinación, entre 45 y 60 °C con la horizontal. Si es inferior a 45 °C tiende a producirse acumulación de fango en las lamelas por un mal deslizamiento de las partículas sólidas y si es superior a 60 °C, el sistema pierde efectividad ya que disminuye la superficie total de decantación.

El agua junto con los sólidos en suspensión entra en la cámara de decantación, donde se encuentra la distribución de las lamelas que permite aumentar la superficie efectiva de decantación. Las partículas sólidas situadas entre las placas lamelares llegan a la superficie de cada placa siguiendo el vector resultante de dos fuerzas: el arrastre del fluido y la gravedad (figura 42).

Una vez las partículas están sobre las placas, éstas descienden resbalando por la pendiente de las lamelas para ser evacuadas hacia el fondo del decantador, mientras que el agua limpia sigue una trayectoria ascendente hacia la superficie. Cuando el agua ya está clarificada, se recoge en un vertedero situado al final de la cámara de decantación.

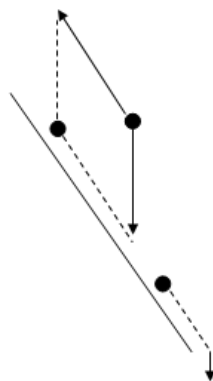


Figura 42. Movimiento de una partícula en las lamelas (elaboración propia)

3.3.1.1 Problemas asociados a la decantación lamelar

El problema principal de un decantador lamelar es la obturación de las lamelas. En las paredes de estas placas se puede producir adherencia de los fangos por varios motivos:

- Altas concentraciones de sólidos en suspensión
- Reactivos químicos como floculantes y coagulantes
- Vertidos incontrolados (presencia de hidrocarburos, grasas, ...)
- Mala definición del tamaño lamelar en función del tipo de agua a tratar
- Caminos preferenciales de partículas en las lamelas por turbulencias
- Mal diseño de distribución del caudal por el sistema lamelar
- Mala extracción de fango
- Mantenimiento incorrecto del decantador lamelar

Entre los problemas asociados al ensuciamiento o acumulación de fango en las lamelas, se debe considerar un aumento en el coste de operación para la limpieza periódica de éstas. Igualmente, estas deposiciones pueden dar lugar a la aparición de malos olores. Por ello, cuando este sistema se emplea en el tratamiento primario, es necesario que el pretratamiento sea de alta eficacia, con tamaño de paso de partículas muy pequeñas.

Otro efecto que muchas veces ocasiona una mala decantación en este tipo de tratamientos, es el viento. El viento muchas veces juega un papel importante ya que condiciona el movimiento del agua, provocando pequeñas turbulencias que varían la dirección de las partículas sólidas, generando así caminos preferenciales del flujo de partículas. Además, la extracción de fango debe ser eficiente ya que, si no, provocará turbulencias en el agua y generará resuspensión de sólidos.

El otro concepto a tener en cuenta es que en todos los casos las lamelas se ensucian indefectiblemente. Unas lamelas sucias tampoco cumplen con las condiciones de separación idóneas y ven mermadas su eficiencia. Es necesario prever una correcta limpieza, de operación fácil y relativamente cómoda, que no provoque intervalos largos entre limpiezas.

3.3.2 Tratamiento con biofiltros

El tratamiento biológico en la EDAR del Valle de la Orotava cuenta con 8 biofiltros independientes, seguidos tras la decantación primaria. A continuación, se describe la metodología de este sistema biológico.

Los biofiltros o filtros biológicos sumergidos y aireados, se han empleado desde hace sesenta años. Aunque la bibliografía disponible sobre este tratamiento es escasa, se conoce que la primera planta de este tipo fue construida en 1937 en Elgen, Texas. No es hasta después de 1951, que su construcción adquiere auge en New Jersey (Marrero et al., 2003).

La biofiltración es un proceso de tratamiento biológico de película fija que está constituido por un lecho de material granular que actúa, simultáneamente, como soporte de la biopelícula y como medio filtrante (figura 43). Por tanto, un biofiltro tiene un doble objetivo en el tratamiento biológico, por un lado, eliminar la materia orgánica (sola o conjuntamente con nitrificación) y por otro, eliminar los sólidos en suspensión (López et al., 2015).

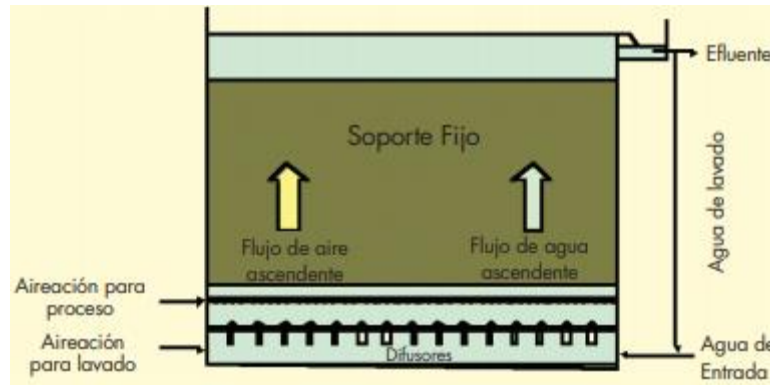


Figura 43. Biofiltro de flujo ascendente y soporte granular (Urcola, 2012)

Esta tecnología se basa en el empleo de reactores en los que el agua residual fluye verticalmente sobre un relleno granular sumergido, en lugar de percolar libremente por efecto de la gravedad, como en lechos bacterianos o filtros percoladores. El soporte granular es fino (3-8 mm) y de elevada superficie específica, formando un lecho de unos 3 a 4 metros de altura. Sobre el soporte se crea un biopelícula de bacterias heterótrofas y/o nitrificantes, en el que se opera en un sistema aerobio gracias a elevadas concentraciones de oxígeno disuelto en el seno del líquido (4-5 mg/l) mediante la aireación con difusores (Urcola, 2012).

Dada la escasa porosidad del lecho, además de la biodegradación correspondiente, se produce el fenómeno de filtración, por lo que no se requiere una decantación secundaria. Como consecuencia, aumenta la pérdida de carga y es necesario su lavado. De ahí, que se diseñen y operen de forma modular, constituyendo una tecnología muy compacta, recomendable con carencia de espacio. Para evitar su rápida colmatación, los biofiltros deben ir precedidos de una primera etapa de tratamiento que asegure una reducción razonable de la concentración de sólidos en suspensión, en muchos casos empleando un tratamiento de coagulación-floculación o decantación lamelar (Urcola, 2012).

Como los microorganismos no son arrastrados fuera del sistema, en estos reactores se alcanzan altas concentraciones de bacterias, por lo que con este tipo de tratamiento no es necesaria la recirculación de lodos (Marrero et al., 2003). La retirada de fango se hace mediante lavado con aire y agua.

Según comenta Gandarillas (2016), es importante que la entrada de sólidos en el biofiltro sea menor de 125 ppm. Si esto no es así, se debería incluir un proceso físico-químico antes del tratamiento con biofiltros.

En cuanto a los rendimientos, este autor apunta que se pueden alcanzar rendimientos de hasta el 90% en reducción de DBO_5 y del 95% en reducción de sólidos suspendidos. Sin embargo, este tipo de tratamiento con biomasa fija se cataloga de inadecuado en reducción de nutrientes.

3.3.2.1 Lavado

Inevitablemente los biofiltros se colmatan. Por tanto, periódicamente se debe proceder a su lavado. Este lavado debe ser eficaz para prolongar los ciclos de funcionamiento, pero conservando una fracción de la biomasa necesaria para la recuperación del proceso después del lavado. La duración de un ciclo de depuración (carrera del filtro) es de 24 - 48 horas. Varía en función del tamaño del material filtrante, de la concentración del agua y de las cargas aplicadas (López et al., 2015).

El lavado de un biofiltro dura de 20 a 40 minutos y suele comprender 4 fases (López et al., 2015):

1. Desatascamiento del lecho por insuflación de importantes volúmenes de aire.
2. Desprendimiento de una parte de la biopelícula mediante un flujo mixto de agua y aire.
3. Lavado propiamente.
4. Aclarado y evacuación de los fangos del lavado (fangos en exceso).

El funcionamiento optimizado de la biofiltración necesita de una buena adecuación entre la carga aplicada y la frecuencia de los lavados. La concentración del influente en cuanto a niveles de DQO, DBO y SS es un factor limitante de la duración de un ciclo de alimentación.

3.3.2.2 Problemas asociados a los biofiltros

Un problema podría ser la obturación y/o rotura de los difusores de aire. Para solventar este problema, el diseño del sistema debería facilitar el acceso a la zona de los difusores (López et al., 2015). Adicionalmente, la combinación de un contenido elevado de detergentes en el agua residual con aireación intensa, sobre todo de burbuja fina, puede dar lugar a una producción excesiva de espumas. Por otra parte, una excesiva concentración de aceites y grasas en el agua residual provocaría la pérdida de eficiencia en la transferencia de oxígeno y la posibilidad de acumulación en la biomasa. Cualquiera de estos impactos produciría una pérdida de rendimiento del tratamiento (López et al., 2015).

3.4 Caracterización del influente

Para modelar y representar los procesos que se llevan a cabo en una EDAR, se necesita de unas condiciones iniciales o de contorno. Los datos iniciales se proveen de la caracterización del caudal influente que entra a la EDAR y de la definición de los elementos del modelo.

3.4.1 Caudales

El caudal medio diario de la depuradora es 6500 m³/d. El caudal punta se calcula haciendo uso de la siguiente expresión empírica:

$$F = 1,15 + \frac{2,575}{Q_{med}^{1/4}} \quad [20] \quad Q_p = F * Q_{med} \quad [21]$$

donde:

- Q_{med} : Caudal medio (m³/h)
- F: factor punta
- Q_p : Caudal punta (m³/d)

Siendo $Q_{med}=270,8$ m³/h, F es igual a 1.8. De esta manera, el caudal punta para este diseño es:

$$Q_{max} = 11700 \text{ m}^3/d$$

3.4.2 Datos de entrada a la EDAR

En la tabla 13, se muestran los valores medios de los parámetros del agua residual de entrada a la EDAR del Valle de la Orotava. Estos datos han sido facilitados por el área de infraestructura hidráulica del Cabildo Insular de Aguas de Tenerife (CIATF).

Tabla 13. Características del influente (CIATF)

Parámetro	Influente	Unidad
<i>Carga contaminante que entra a la EDAR^[1]</i>	58801	<i>h.e</i>
<i>Q_{medio}</i>	6500	<i>m³/d</i>
<i>DQO</i>	743	<i>mg O/L</i>
<i>DBO₅</i>	393	<i>mg O/L</i>
<i>Amonio</i>	53.76	<i>mg NH₄/L</i>
<i>Nitratos</i>	25.98	<i>mg NO₃/L</i>
<i>N total</i>	83.06	<i>mg N/L</i>
<i>Ortofosfatos</i>	7.64	<i>mg P/L</i>
<i>P total</i>	9.82	<i>mg P/L</i>
<i>Sólidos suspendidos totales</i>	330.44	<i>mg/L</i>
<i>Temperatura</i>	23	<i>°C</i>
<i>pH</i>	7.48	

^[1]Según valor reportado en el cuestionario Q2019 a la Comisión Europea
Resto como media de los valores disponibles en el año 2020

3.4.2.1 Conversiones

Como los valores de amonio y nitrato que se introducen en el modelo deben estar en unidades de nitrógeno (mg N/L), se deben realizar las correspondientes conversiones:

$$\text{- Amonio: } 53.76 \frac{\text{mg } S_{NH_4}}{\text{l}} * \frac{14 \text{ mg N}}{18 \text{ mg } S_{NH_4}} = 41.80 \text{ mg N/l}$$

$$\text{- Nitratos: } 25.98 \frac{\text{mg } S_{NO_3}}{\text{l}} * \frac{14 \text{ mg N}}{62 \text{ mg } S_{NO_3}} = 5.90 \text{ mg N/l}$$

3.4.3 Datos de salida de la EDAR

En la tabla 14 se presentan los valores medios de los parámetros del agua residual de salida de la EDAR del Valle de la Orotava.

Tabla 14. Características del efluente (CIATF)

Parámetro	Efluente	Unidad
DQO ^[2]	114	mg O/L
DBO ₅ ^[2]	8	mg O/L
Amonio	25.98	mg N/L
Nitratos	1.18	mg N/L
N total	45.51	mg N/L
Ortofosfatos	8.19	mg P/L
P total	9.24	mg P/L
Sólidos suspendidos totales	39.56	mg SS/L
Temperatura	22.89	°C

^[2]Según valor de enero 2018 correspondiente al reporte Q2019
Resto como media de los valores disponibles en el año 2020

Atendiendo a la analítica de agua de salida de la EDAR, no se cumplen los límites de vertido para los sólidos suspendidos totales (>35 mg SS/l, tabla 4), así como tampoco se cumplen para los nutrientes, nitrógeno (>15 mg N/l, tabla 3) y fósforo (>2 mg P/l, tabla 3).

Por otra parte, el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT) indica un valor límite de amonio en el efluente de 15 mg N/l, siendo bastante superior su valor en la salida de la EDAR. Por tanto, dado los valores del agua de salida de la EDAR, se observa:

- Nitrificación deficiente.
- No se cumplen límites de vertido en nitrógeno y fósforo.
- Eliminación deficiente de los sólidos suspendidos totales.

A continuación, en el siguiente apartado se presentan las hipótesis llevadas a cabo para implementar todos los parámetros relevantes en el modelo matemático, así como el desglose de aquellos componentes solubles y suspendidos, y los índices estequiométricos que se introducen en el simulador de DESSAS.

3.4.4 Adaptación al modelo matemático

Para llevar a cabo las simulaciones en el programa de DESSAS se necesita una caracterización más detallada que la analítica anterior, donde se incluyan, además, otros parámetros relevantes del proceso. Para lograr esto, dada la imposibilidad de obtenerlos experimentalmente, se han realizado una serie de hipótesis basadas en un agua residual urbana típica. A continuación, se describen estas hipótesis:

- La $DQO_{soluble}$ es del 40% de la DQO total (según Henze et al., 2008).
- La $DBO_{límite}$ se calcula a partir de la DBO_5 con la relación típica para aguas residuales urbanas: $DBO_5 / DBO_{límite} = 0.68$.
- La $DBO_{límite}$ soluble es del 46%.
- El porcentaje del nitrógeno total soluble es del 75%.
- El porcentaje del fósforo total soluble es del 80%.
- El porcentaje de sólidos suspendidos volátiles es del 80% (según Henze et al., 2008).
- La alcalinidad del agua residual es de 300 mg $CaCO_3/l$
- La concentración de ácidos grasos volátiles es de 30.0 mg Hac/l.

3.4.4.1 Componentes solubles

Los componentes solubles son aquellos que están disueltos en el agua y que pueden ser utilizados directamente por las bacterias. En los siguientes párrafos, se presentan los componentes solubles que se introducen en DESSAS para llevar a cabo las simulaciones.

S_I (mg DQO/l). Materia orgánica inerte soluble. Este componente no puede ser degradado por los microorganismos, entra y sale del sistema. Se calcula con la siguiente expresión:

$$S_I \text{ (mg DQO/l)} = DQO_{soluble} - DBO_{lim soluble} \quad [22]$$

S_A (mg DQO/l). Acetato más ácido acético. Producto de la fermentación y necesario para el crecimiento de las bacterias PAO. Se ha fijado una concentración de AGV de 30.0 mg Hac/l. Pasado a la unidad correspondiente:

$$30 \frac{\text{mg Hac}}{l} * \frac{1 \text{ mmol Hac}}{60 \text{ mg Hac}} * \frac{2 \text{ mmol } O_2}{1 \text{ mmol Hac}} * \frac{32 \text{ mg } O_2}{1 \text{ mmol } O_2} = 32 \text{ mg } \frac{O_2}{l} = 32 \text{ mg DQO/l}$$

S_F (mg DQO/l). Es la fracción de la DQO soluble que está disponible directamente para las bacterias heterótrofas. No incluye los AGV. Se calcula con la siguiente expresión:

$$S_F \text{ (mg DQO/l)} = DQO_{soluble} - S_I - S_A = DBO_{lim soluble} - S_A \quad [23]$$

S_{PRO} (mg DQO/l). Productos de fermentación (propiónico), excluyendo el ácido acético. Se ha fijado una concentración de 0 en el influente.

S_{NH4} (mg N-NH₄/l). Se asume que el S_{NH4} es solamente amonio.

S_{NO3} (mg N-NO₃/l). Concentración de nitrato.

S_{PO4} (mg P-PO₄). Fósforo soluble inorgánico, principalmente ortofosfatos.

S_{ALK} (mg CaCO₃/l). Alcalinidad del agua residual.

3.4.4.2 Componentes suspendidos

Los componentes suspendidos o particulados son aquellos que necesitan un proceso previo de hidrolización para ser asimilados por los microorganismos. En este apartado, también se incluyen las bacterias. A continuación, se presentan los componentes suspendidos que se han introducido en DESSAS.

X_I (mg DQO/l). Materia orgánica inerte suspendida, no se puede degradar. Puede entrar en el influente o puede producirse en el proceso de lisis. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$X_I(\text{mg DQO/l}) = DQO_{\text{susp}} - DBO_{\text{lim susp}} \quad [24]$$

X_S (mg DQO/l). Sustrato lentamente biodegradable que necesita ser hidrolizado antes de estar disponible para la degradación. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$X_S(\text{mg DQO/l}) = DQO_{\text{susp}} - X_I \quad [25]$$

X_{SST} (mg SST/l). Sólidos suspendidos totales.

X_{SSV} (mg SST/l). Sólidos suspendidos volátiles.

X_{SSNV} (mg SST/l). Sólidos suspendidos no volátiles. Se calculan mediante la siguiente expresión:

$$X_{SSNV}(\text{mg SST/l}) = X_{SST} - X_{SSV} \quad [26]$$

3.4.4.3 Constantes estequiométricas

Además de los componentes solubles y suspendidos, en el simulador de DESSAS se deben introducir los índices estequiométricos correspondientes al nitrógeno, fósforo y sólidos suspendidos. Esta calibración se lleva a cabo mediante un balance de materia de los componentes, y unas condiciones que limitan la cantidad de estos componentes en las especies correspondientes.

Nitrógeno

$$N_{\text{total sol}} = S_{\text{NH}_4} + S_{\text{NO}_3} + S_F * i_{\text{NSf}} + S_i * i_{\text{NSI}} \quad [27]$$

$$N_{\text{total susp}} = X_S + i_{\text{NXs}} + X_I * i_{\text{NXI}} \quad [28]$$

donde: $i_{\text{NXs}} \geq i_{\text{NSf}}$

Fósforo

$$P_{total\ sol} = S_{PO4} + S_F * i_{PSf} + S_I * i_{PSI} \quad [29]$$

$$P_{total\ susp} = X_S + i_{PXS} + X_I * i_{PXI} \quad [30]$$

donde: $i_{PXS} \geq i_{PSf}$

Sólidos suspendidos totales

$$SS_{totales} = X_{SSNV} + X_S * i_{SSTXs} + X_I * i_{SSTXI} \quad [31]$$

donde: $i_{SSTXs} = i_{SSTXI}$

A continuación, en la tabla 15 se resumen los valores asumidos para todos los parámetros del modelo. En la tabla 16, se muestran los resultados obtenidos de los factores de conversión, calculados de acuerdo con las expresiones anteriores, y que servirán para introducirlos en Desass.

Tabla 15. Resumen de los componentes introducidos en DESSAS (elaboración propia)

Componentes	Valor
Solubles	
- S _A (mg DQO/L)	32.00
- S _{NH4} (mg N/L)	41.80
- S _{NO3} (mg N/L)	5.90
- S _{ALK} (mg CaCO ₃ /L)	300.00
- S _{PO4} (mg P/L)	7.64
- S _I (mg DQO/L)	31.35
- S _F (mg DQO/L)	233.85
Suspendidos	
- X _S (mg DQO/L)	312.00
- X _I (mg DQO/L)	134.00
- X _{SST} (mg SS/L)	330.44
- X _{SSNV} (mg SS/L)	66.09

Tabla 16. Factores de conversión introducidos en DESSAS (elaboración propia)

Nitrógeno (mg N/mg DQO)	Fósforo (mg P/mg DQO)	Sólidos susp. (mg SS/mg DQO)
$i_{NSI} = 0.03400$	$i_{PSI} = 0.00000$	$i_{SSTXs} = 0.59298$
$i_{NSF} = 0.05794$	$i_{PSF} = 0.00092$	$i_{SSTBM} = 0.700$
$i_{NXI} = 0.02000$	$i_{PXI} = 0.01000$	
$i_{NXS} = 0.05797$	$i_{PXS} = 0.00201$	$i_{SSTXs} = i_{SSTXI}$
$i_{NBM} = 0.070$	$i_{PBM} = 0.020$	
$i_{NXS} \geq i_{NSF}$	$i_{PXS} \geq i_{PSF}$	

4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

La estación depuradora de aguas residuales del Valle de la Orotava es una planta que fue diseñada en el año 2017 para tratar un caudal de 6500 m³/d. La EDAR se encuentra en la comarca del Valle de la Orotava, en el norte de la isla, municipio de Puerto de la Cruz. En la actualidad la EDAR trata una población equivalente a 58000 habitantes, cuya red de colectores recoge las aguas residuales de Los Realejos, la Orotava y el Puerto de la Cruz.

En este proyecto el objetivo principal es rediseñar la instalación existente para mejorar la calidad del agua tratada, de manera que se minimice la presencia de nitrógeno y fósforo en el efluente, tratando la zona de afección como zona sensible o propensa a serlo en un futuro próximo. Esto sitúa los valores de nutrientes en los siguientes:

- Fósforo total: 2 mg/l.
- Nitrógeno total: 15 mg/l.

Según lo establecido por la *Directiva 91/271/CEE*, el límite de vertido para sólidos totales en suspensión es de 35 mg/l (para más de 10 000 h-e). Además, el Plan Hidrológico Insular de Tenerife (PHIT) indica un valor de 30 mg/l para los sólidos suspendidos, siendo aún más riguroso y exigente en el vertido. Por tanto, observando los datos de salida de la EDAR del Valle de la Orotava, se incumple este límite de vertido.

Por otro lado, la propuesta de rediseñar la EDAR del Valle de la Orotava también se apoya en el PHIT ya que, para una planta con emisario submarino se requiere un valor máximo de amonio en el efluente de 15 mg/l. La analítica de agua de salida de la EDAR muestra un valor de amonio de 25.98 mg/l, lo cual indica que se debe mejorar la instalación para cumplir con este requisito.

Por tanto, en este Trabajo Fin de Máster se estudiarán diferentes alternativas para adaptar la infraestructura de la EDAR con las nuevas condiciones de vertido, aprovechando los elementos existentes del pretratamiento, y proponiendo otras soluciones en el tratamiento biológico que cumplan con la legislación vigente.

5 PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS

Como se menciona anteriormente, las alternativas propuestas están enfocadas en mejorar el tratamiento biológico para cumplir con los límites de vertido establecidos.

El volumen actual del tratamiento de biofiltración equivale a 860 m³ en total. Sin embargo, como ya se ha comentado anteriormente, este tratamiento opera a altas concentraciones de microorganismos con un volumen de reactor muy reducido, mientras que para un proceso de oxidación total el volumen debe ser mucho mayor. A continuación, se exponen las alternativas propuestas:

1. Proceso de oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo.
2. Proceso de oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo.
3. Proceso de oxidación total con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo.
4. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo.
5. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo.
6. Proceso convencional con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo.

5.1 Consideraciones previas

5.1.1 Oxidación total

Para partir de un volumen de reactor conocido, se ha empleado la expresión de carga másica [12], donde para un proceso de oxidación total con una temperatura superior a 20 °C su valor debe ser igual o inferior a 0.12 kg DBO₅/kg SST día (tabla 7):

$$C_m = \frac{Q DBO_5}{V X_{SST}} \leq 0.12$$

Sustituyendo los valores conocidos, se tiene:

- Q: 6500 m³/d
- DBO₅: 393 mg DQO/l
- X_{SST}: Se fija un valor típico (3500 mg/l)

$$V \geq \frac{6500 (m^3/día) * 393 (mg DQO/l)}{0.12 \left(\frac{kg DBO_5}{kg SS día} \right) * 3500 (mg SS/l)} \quad V \geq 6082 m^3$$

Por tanto, como mínimo, el volumen de reactor de fangos activados debe ser 6082 m³.

5.1.2 Proceso convencional

Para este caso también se ha empleado la expresión de carga másica [12], donde para un proceso convencional con una temperatura superior a 20 °C su valor debe estar comprendido entre 0.25-0.6 kg DBO₅/kg SST día (tabla 7):

$$C_m = \frac{Q DBO_5}{V X_{SST}} = 0.25 - 0.6$$

Sustituyendo los valores conocidos, se tiene:

- Q: 6500 m³/d
- DBO₅: 393 mg DQO/l
- X_{SST}: Se fija un valor típico (3500 mg/l)

$$V \leq \frac{6500 \text{ (m}^3/\text{día)} * 393 \text{ (mg DQO/l)}}{0.25 \left(\frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SS día}} \right) * 3500 \text{ (mg SS/l)}} \quad V \leq 2920 \text{ m}^3$$

$$V \geq \frac{6500 \text{ (m}^3/\text{día)} * 393 \text{ (mg DQO/l)}}{0.6 \left(\frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SS día}} \right) * 3500 \text{ (mg SS/l)}} \quad V \geq 1216 \text{ m}^3$$

Por tanto, para un proceso convencional el volumen de reactor debe estar comprendido entre 1216 m³ y 2920 m³. A continuación, se presentan los esquemas de cada una de las alternativas introducidas en Desass.

5.2 Alternativa 1. Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo

La primera alternativa consiste en simular una eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo sin la adición de un precipitante químico. Se trata de observar si solo con la acción de las bacterias la EDAR es capaz de depurar el agua residual y cumplir los límites de vertido para nitrógeno y fósforo. Para esta alternativa se ha planteado un esquema A²O dividiendo el reactor en tres zonas: zona anaerobia para el almacenamiento de X_{PHA}, zona anóxica para la desnitrificación, y zona aerobia para la nitrificación. Además, en el reactor anóxico y aerobio se producirá el crecimiento de las bacterias PAO y el almacenamiento de S_{PO4}. A continuación, en la figura 44 se presenta el esquema realizado en Desass.

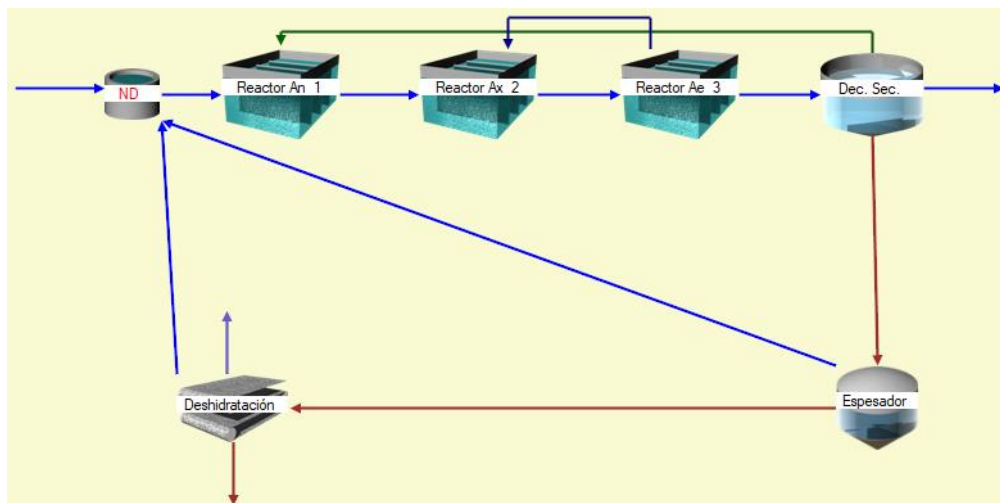


Figura 44. Alternativa 1: Esquema A²O para oxidación total

5.3 Alternativa 2. Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo

La segunda alternativa consiste en eliminar biológicamente el nitrógeno y eliminar el fósforo por precipitación química. En este caso el reactor se divide en cuatro zonas. Dos zonas anóxicas para llevar a cabo la desnitrificación con la materia orgánica del influente y desnitrificar en condiciones endógenas. Otras dos zonas aerobias para la nitrificación y para eliminar el nitrógeno gas generado en la desnitrificación. El agente precipitante en la eliminación de fósforo es cloruro férrico con una concentración de 500,000 mg/l.

Para esta alternativa se ha planteado un esquema Bardenpho que, como se ha comentado con anterioridad, es una combinación del sistema Ludzack-Ettinger modificado y el sistema post-desnitrificación. Se elige esta configuración para aumentar la eficiencia en la eliminación de nitrógeno ya que los NO_3^- no eliminados en el primer reactor anóxico se podrán eliminar en el segundo.

A continuación, se presenta el esquema introducido en el programa.

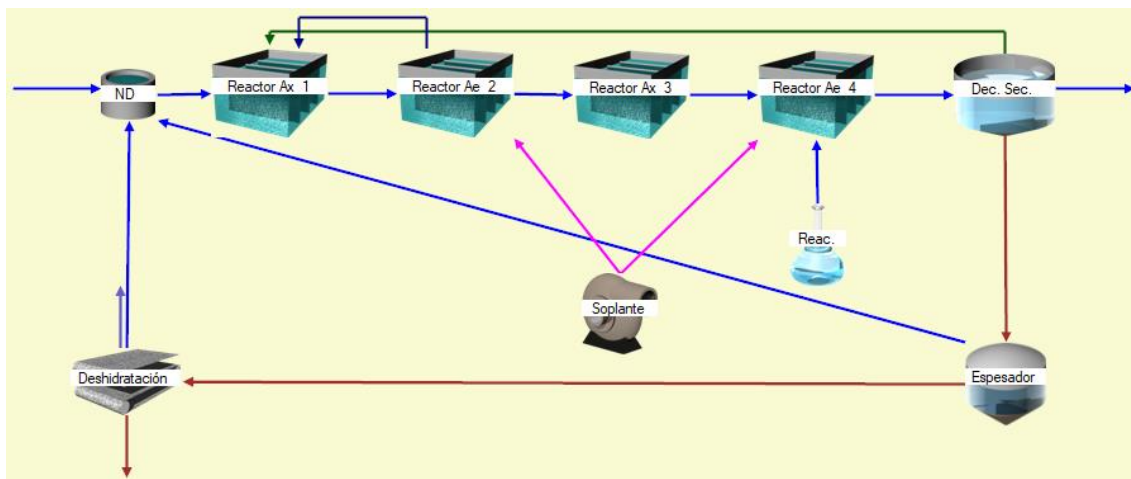


Figura 45. Alternativa 2: Esquema Bardenpho para oxidación total

5.4 Alternativa 3. Oxidación total con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo

Esta alternativa consiste en un sistema de nitrificación-desnitrificación simultánea. El reactor aerobio se divide en varias zonas aerobias con distintas concentraciones de oxígeno disuelto. En este sistema no existe recirculación interna. En la figura 46 se muestra el esquema de este proceso.

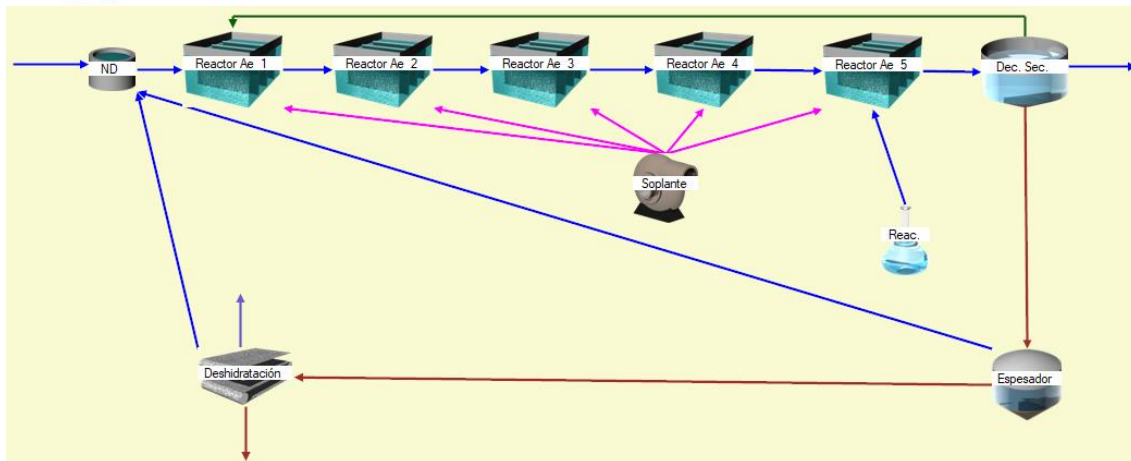


Figura 46. Alternativa 3. Esquema de nitrificación-desnitrificación simultánea para oxidación total

5.5 Alternativa 4. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y fósforo

La alternativa 4 consiste en comprobar si, utilizando un proceso convencional, se elimina biológicamente nitrógeno y fósforo. En este caso se introduce un decantador primario para eliminar SS y contaminantes asociados a dichos sólidos. Como en un proceso convencional no se consigue la estabilización de fango, se debe incluir una digestión en la línea de fango. Para las alternativas con proceso convencional se va a incluir la digestión anaerobia.

En este alternativa, se pretende eliminar los nutrientes de manera biológica sin incluir la precipitación química de fósforo. Para las alternativas siguientes si se incluye este proceso químico. A continuación, se presenta el esquema introducido en Desass.

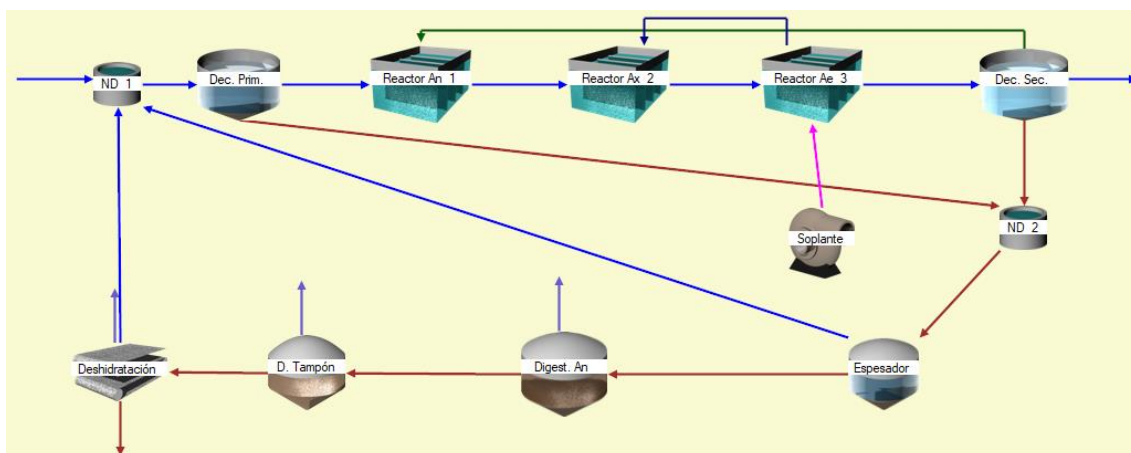


Figura 47. Alternativa 4: Esquema A²O para proceso convencional

5.6 Alternativa 5. Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo

En esta alternativa se introduce decantador primario por ser proceso convencional y además, la precipitación química de fósforo. El esquema corresponde a un configuración Bardenpho con el decantador primario. Al ser proceso convencional, se introduce digestión anaerobia en la línea de fango. En la figura 48 se presenta el esquema introducido en Desass.

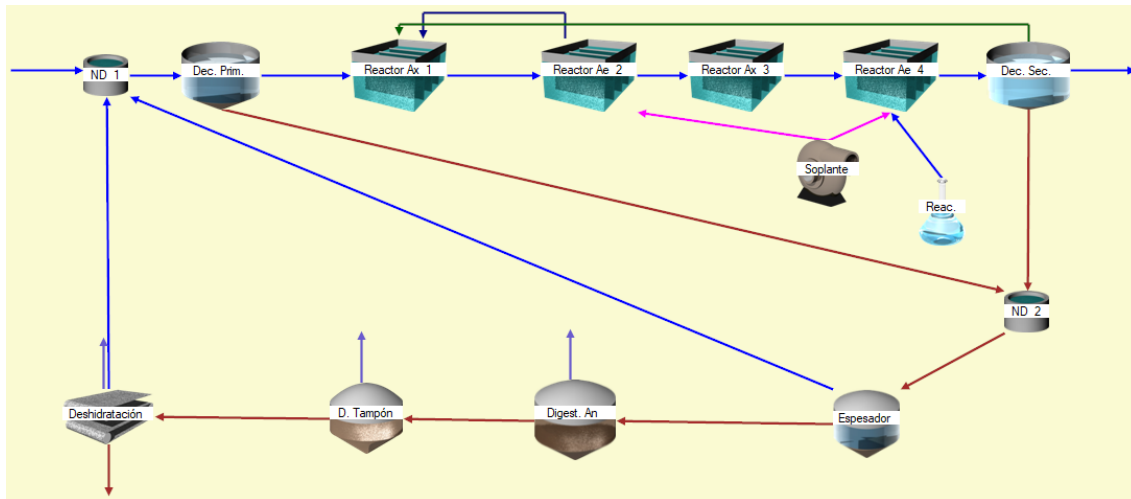


Figura 48. Alternativa 5: Esquema Bardenpho para proceso convencional

5.7 Alternativa 6. Proceso convencional con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo

En la alternativa 6 se introduce un esquema nitrificación-desnitrificación simultánea pero esta vez incluyendo un decantador primario en la línea de agua. Además, se incluye una digestión anaerobia en la línea de fango. A continuación, se presenta el esquema que se ha implementado en Desass.

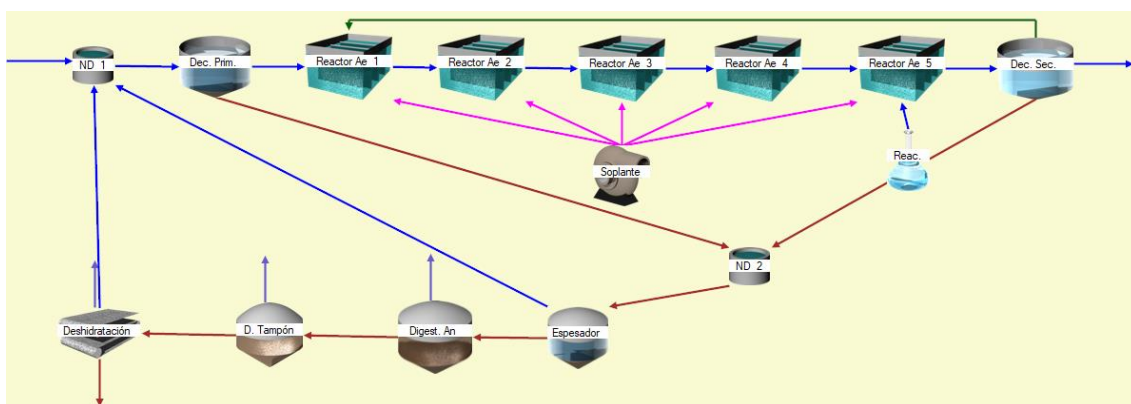


Figura 49. Alternativa 6: Esquema de nitrificación-desnitrificación simultánea para proceso convencional

6 RESULTADOS DE LAS ALTERNATIVAS

En este punto se presentan los resultados de las simulaciones realizadas en Desass. La presentación de estos resultados se ha obtenido tras la valoración de distintos parámetros de diseño: tiempo de retención celular (TRC), volumen de reactor, recirculación interna, caudal de extracción de fangos en la purga del decantador, oxígeno disuelto, porcentaje de volumen en los reactores, porcentaje de SSVB en el fango producido, altura en el manto de fangos del decantador y espesador, y consumo de reactivo en la precipitación química.

Antes de comenzar con las simulaciones se han establecido los siguientes criterios de diseño:

- Oxidación total:

- TRC: entre 20-30 días. Siempre que se asegure una correcta estabilización del fango (%SSVB < 35%).

-Proceso convencional:

- TRC: 5-15 días. Se incluye digestión de fango ya que éste no sale estabilizado.

Además, de manera general se tiene en cuenta:

- X_{SST} en el reactor: entre 3 - 4 g/l.
- S_{NO_3} efluente < 9 mg N/L. Este valor asegura un correcto funcionamiento del decantador secundario, evitando una mala sedimentación por el proceso de flotación de fangos.
- $\eta_{NO_3} = 0.8$. El 80% de las bacterias presentes en el reactor son facultativas.
- $\%V_{anóxico} > 10\%$ para asegurar el 80% de las bacterias desnitrificantes en el reactor anóxico. Por debajo del 10% no se asegura dicha consideración.

Con estos criterios se ha ido variando el volumen de reactor para cada alternativa propuesta, sabiendo que el volumen mínimo de reactor para un proceso de oxidación total es 6082 m³, mientras que para un proceso convencional el volumen de reactor debe estar comprendido entre 1216 m³ y 2920 m³.

A continuación, se presentan los resultados de cada una de las alternativas propuestas.

6.1 Resultados alternativa 1

Se simularon diferentes escenarios variando los porcentajes de volumen en los reactores. En primer lugar, se fijó un porcentaje de volumen anóxico del 15%, y con este valor fijado se variaba el resto de reactores para optimizar el resultado. Se aumentó el valor de recirculación interna a 4 para mejorar la desnitrificación y estar más del lado de la seguridad en el efluente con respecto al nitrógeno total. Finalmente se comprobaron los valores de vertido para distintos TRC y así optimizar el valor del volumen total.

En la tabla 17 se muestran los resultados obtenidos variando el porcentaje de volumen anaerobio.

Tabla 17. Resultados de la alternativa 1 variando el volumen anaerobio

% Volumen anaerobio	X _{PAO} (mg DQO/L)	P _T efluente (mg P/L)	S _{NH4} efluente (mg N/L)
25	47.24	5.83	0.62
30	137.35	4.01	0.72
35	203.35	2.71	0.86
40	247.59	1.92	1.07
45	277.61	1.46	1.44
50	305.73	1.11	2.15

Para un porcentaje de volumen anaerobio del 50% no se cumplen límites de vertido en amonio y, en consecuencia, tampoco en nitrógeno total ya que no hay suficiente capacidad de reactor aerobio para llevar a cabo la nitrificación. Debido a esto, se elige un porcentaje de volumen anaerobio del 45%, quedando un 40% para el reactor aerobio.

Una vez se alcanzaron los valores permisibles, se realizaron simulaciones teniendo en cuenta los sobrenadantes recirculados a cabecera de planta provenientes del espesador de fangos y del deshidratador. Se comprobó que con estas recirculaciones el amonio supera el límite de vertido (1.71 mg N/L), por lo que se disminuyó el volumen del reactor anóxico al 10% para aumentar el volumen del reactor aerobio al 45%.

A continuación, en la tabla 18 se muestran los resultados de diseño para la alternativa 1.

Tabla 18. Parámetros de diseño de la alternativa 1

Parámetro	Valor	Unidad
% Volumen anaerobio	45%	
% Volumen anóxico	10%	
% Volumen aerobio	45%	
C _m	0.089	Kg DBO ₅ /Kg SST d
X _{SST} reactor	3.60	g SST/L
θ _c	17	d
Volumen	8000	m ³
Recirculación interna	4	
X _{SST} fango recirculado	7.76	g SST/L
D _{decantador secundario}	18.84	m
X _{SST} fango espesador	15.66	g SST/L
D _{espesador}	7.71	m
%SSVB fango deshidratado	29.3%	

La reducción de volumen anóxico provoca una concentración elevada de nitratos en el efluente (> 9 mg N/L), dando lugar a un valor de nitrógeno total superior a 15 mg N/L. Por tanto, en esta alternativa propuesta no se llega a un resultado adecuado para cumplir límites de vertido. En la siguiente tabla, se presentan estos resultados.

Tabla 19. Calidad del efluente en la alternativa 1

% Volúmenes Anaer/Anóx/Aer	Parámetro	Valor	Unidad
45/10/45			
	S _{NH4}	1.23	mg N/L
	S _{NO3}	12.69	mg N/L
	N _T	15.64	mg N/L
	P _T	1.89	mg P/L
	X _{SST}	15.01	mg SST/L
	DQO	49.72	mg DQO/L
45/15/40			
	S _{NH4}	1.71	mg N/L
	S _{NO3}	10.24	mg N/L
	N _T	13.67	mg N/L
	P _T	1.86	mg P/L
	X _{SST}	15.00	mg SST/L
	DQO	49.96	mg DQO/L

Como se puede observar en la tabla 19, no existe un resultado adecuado ya que en una simulación no se cumple el límite de vertido para el nitrógeno total (15.64 mg N/L) y en la otra no se cumple el límite de vertido en amonio (1.71 mg N/L).

Además, en ambos casos, el valor de los nitratos es superior a 9 mg/L, lo que puede indicar que haya algún problema de flotación de fangos en el decantador secundario. Por tanto, en vista de los resultados expuestos no se tendrá en cuenta esta alternativa para la evaluación de costes.

6.2 Resultados alternativa 2

Como ya se ha comentado, el esquema Bardenpho es una combinación del sistema Ludzack-Ettinger modificado y el sistema post-desnitrificación. La eficiencia en la eliminación de nitrógeno aumenta en un 90%, ya que los NO_3^- no eliminados en la primera zona anóxica se pueden eliminar en la segunda zona en condiciones endógenas.



Se simularon diferentes escenarios variando el caudal de agente precipitante. Para altos caudales de reactivo ($5 \text{ m}^3/\text{d}$), con un TRC de 20 días y un volumen de 9500 m^3 , se tienen concentraciones muy elevadas de sólidos suspendidos, mientras que para pequeños caudales, alrededor de $1 \text{ m}^3/\text{d}$, los resultados son más adecuados. Por otra parte, no se aumentó el valor de recirculación interna ya que se observó que el proceso de desnitrificación no mejoraba significativamente. A continuación, en la tabla 20 se presentan los resultados obtenidos de los sólidos suspendidos y el fósforo total en función del caudal de reactivo.

Tabla 20. Resultados para la alternativa 2 variando el caudal de agente precipitante

TRC (d)	Volumen (m^3)	Q_{reactivo} (m^3/d)	X_{SST} (mg SST/l)	P_{T} efluente (mg P/L)
20	9500	5	4767.17	0.63
		2	4602.68	0.70
		1.5	4275.74	0.83
		1	3909.37	1.10
		0.8	3771.27	1.35
		0.7	3695.67	1.55
		0.6	3620.88	1.84
		0.5	3542.69	2.27

Como se puede observar, con el mismo TRC y mismo volumen de reactor, a medida que disminuye el caudal de reactivo precipitante ocurren dos fenómenos. Por un lado, disminuyen los sólidos suspendidos ya que se forman menos precipitados en el reactor; y por otro lado, aumenta el fósforo total en el efluente ya que la dosis de agente precipitante disminuye. Además, para un caudal de reactivo de $0.5 \text{ m}^3/\text{d}$ no se cumplen límites de vertido en fósforo total ($> 2 \text{ mg P/l}$), por tanto, se escogió un caudal de reactivo de $0.6 \text{ m}^3/\text{d}$.

En la tabla 21, se presentan los resultados de diseño obtenidos de la alternativa 2.

Tabla 21. Parámetros de diseño de la alternativa 2

Parámetro	Valor	Unidad
Q_{reactivo}	0.6	m^3/d
% Volumen anóxico 1	25%	
% Volumen aerobio 1	60%	
% Volumen anóxico 2	10%	
% Volumen aerobio 2	5%	
C_m	0.095	Kg DBO ₅ /Kg SST d
$X_{\text{SST reactor}}$	3.58	g SST/L
θ_c	15	d
Volumen	7500	m^3
Recirculación interna	3	
$X_{\text{SST fango recirculado}}$	7.12	g SST/L
$D_{\text{decantador secundario}}$	18.90	m
$X_{\text{SST fango espesador}}$	14.12	g SST/L
Despesador	8.01	m
%SSVB fango deshidratado	27.2%	
Cloruro férrico	840.0	Kg/d

Se decidió trabajar con un porcentaje de 60% para la primera zona aerobia ya que el segundo reactor tiene, principalmente, la función de eliminar el nitrógeno gas generado en la desnitrificación. A continuación, en la tabla 22 se presentan los resultados del efluente.

Tabla 22. Calidad del efluente en la alternativa 2

Parámetro	Valor	Unidad
NH_4^+	0.30	mg N/L
NO_3^-	6.76	mg N/L
N_T	8.64	mg N/L
P_T	1.74	mg P/L
X_{SST}	14.95	mg SST/L
DQO	45.66	mg DQO/L

En esta alternativa se consigue cumplir límites de vertido en nitrógeno y fósforo, además de que el valor de los nitratos es inferior a 9 mg N/L y el valor del amonio no supera el 1.5 mg N/L.

A continuación, en la figura 50 se muestra el perfil de sólidos del decantador secundario. La altura del manto de fangos se sitúa en torno a 1.2 m. En la figura 51, se muestra el perfil de sólidos en el espesador de fangos. La altura en la zona de compresión se encuentra en torno a 0.8 m.

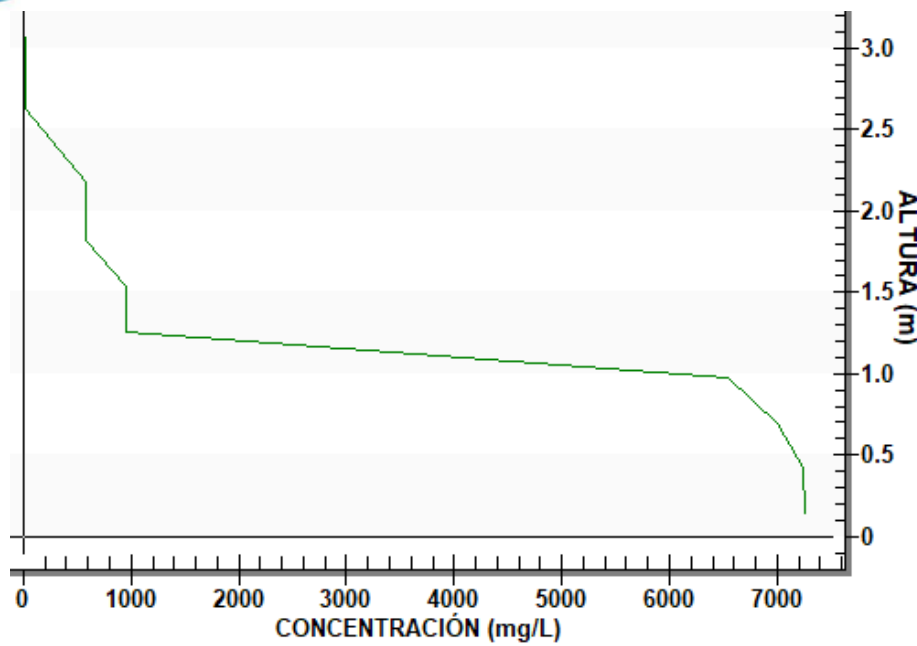


Figura 50. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 2

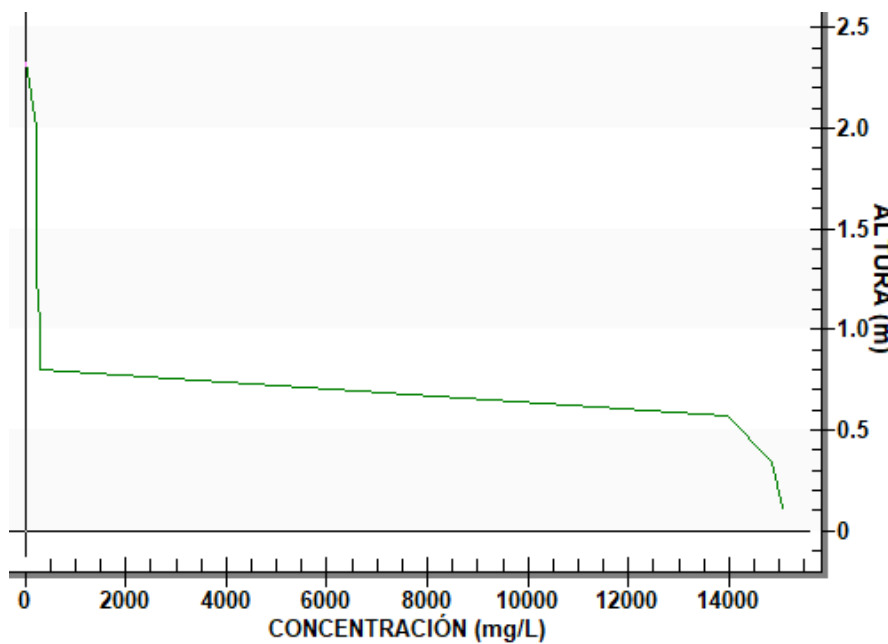


Figura 51. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 2

6.3 Resultados alternativa 3

En la alternativa 3 se lleva a cabo un proceso de nitrificación-desnitrificación simultánea donde los reactores tienen diferentes concentraciones de oxígeno disuelto. Todas las cámaras deben ser iguales y por eso el porcentaje de volumen es igual en todos los reactores. Como se tienen cinco reactores aerobios, se introduce un volumen del 20% en cada uno.

Para el gradiente de oxígeno se emplearon diferentes valores de oxígeno disuelto en los reactores aerobios, de manera que se cumpliera los límites de vertido para el nitrógeno total ya que, en este caso el fósforo se elimina por precipitación química. Un problema fue el control de la salida de nitratos en el efluente debido a que no se conseguía desnitrificar. Finalmente disminuyendo el oxígeno disuelto en los tres últimos reactores se consiguió un resultado adecuado en cuanto a nitrógeno total. A continuación, en la tabla 23 se presentan los resultados de estas simulaciones.

Tabla 23. Resultados de nitrógeno total en el efluente para diferentes valores de oxígeno disuelto

OD reactor 1 (mg O/L)	OD reactor 2 (mg O/L)	OD reactor 3 (mg O/L)	OD reactor 4 (mg O/L)	OD reactor 5 (mg O/L)	N _T (mg N/L)
0.1	0.4	0.7	1.0	1.5	18.87
0.1	0.3	0.5	0.8	1.0	16.33
0.1	0.3	0.4	0.6	0.9	15.11
0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	13.32
0.25	0.3	0.4	0.5	0.7	12.00

En la última simulación se consigue un valor de nitratos en el efluente de 10.67 mg N/L, siendo aún esta concentración elevada para el efluente. Por tanto, se modificaron las concentraciones de oxígeno disuelto en los reactores. En el primer reactor, se aumentó el OD a 0.3 mg O/L porque se observó que nitrificando un poco más al principio los nitratos generados en el último reactor son menores, además de conseguir un mejor valor de amonio en salida. En los reactores 2, 3, 4 y 5 se disminuyeron las concentraciones de OD.

En la tabla 24, se presentan los resultados de diseño obtenidos de la alternativa 3.

Tabla 24. Parámetros de diseño de la alternativa 3

Parámetro	Valor	Unidad
Q _{reactivo}	0.6	m ³ /d
% V en los reactores	20%	
C _m	0.096	Kg DBO ₅ /Kg SST d
[O ₂] disuelto reactor 1	0.30	mg O ₂ /L
[O ₂] disuelto reactor 2	0.15	mg O ₂ /L
[O ₂] disuelto reactor 3	0.20	mg O ₂ /L
[O ₂] disuelto reactor 4	0.25	mg O ₂ /L
[O ₂] disuelto reactor 5	0.30	mg O ₂ /L
X _{SST} reactor	3.40	g SST/L
θ _c	15	d
Volumen	7800	m ³
X _{SST} fango recirculado	7.52	g SST/L
D _{decantador secundario}	18.88	m
X _{SST} fango espesador	14.91	g SST/L
D _{espesador}	7.55	m
%SSVB fango deshidratado	26.5%	
Cloruro férrico	840.0	Kg/d

En la tabla 25, se presentan los resultados de la calidad del efluente.

Tabla 25. Calidad del efluente en la alternativa 3

Parámetro	Valor	Unidad
NH₄⁺	0.43	mg N/L
NO₃⁻	4.70	mg N/L
N_T	6.68	mg N/L
P_T	1.75	mg P/L
X_{SST}	14.48	mg SST/L
DQO	45.08	mg DQO/L

En este caso el valor de los nitratos es mucho más adecuado y, además, se cumplen límites de vertido en nitrógeno y fósforo.

A continuación, en la figura 52 se muestra el perfil de sólidos del decantador secundario. La altura del manto de fangos se sitúa en torno a 1.2 m. En la figura 53, se muestra el perfil de sólidos en el espesador de fangos. La altura en la zona de compresión se encuentra en torno a 0.8 m.

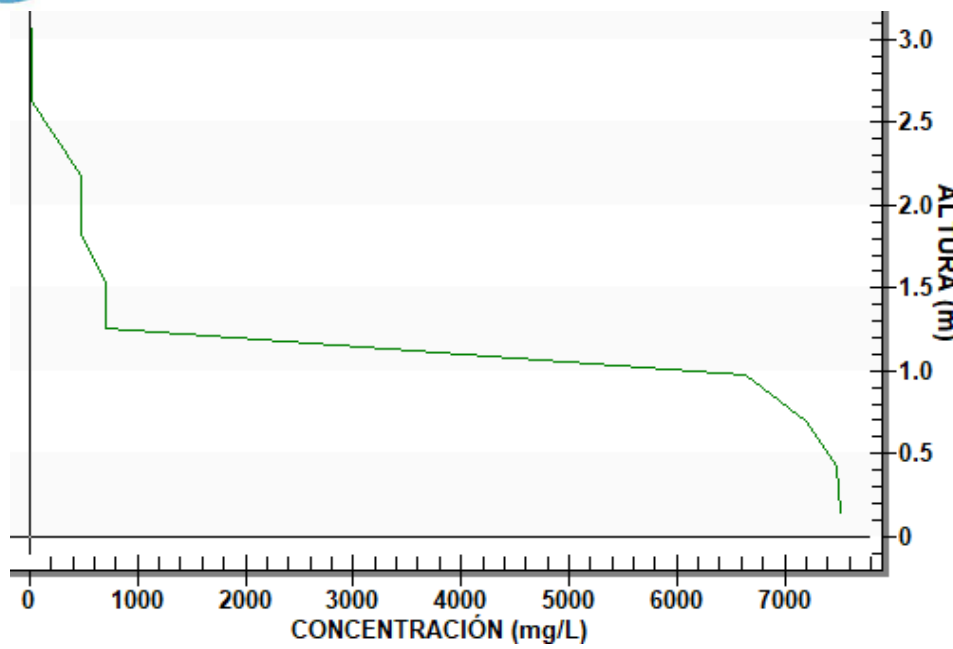


Figura 52. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 3

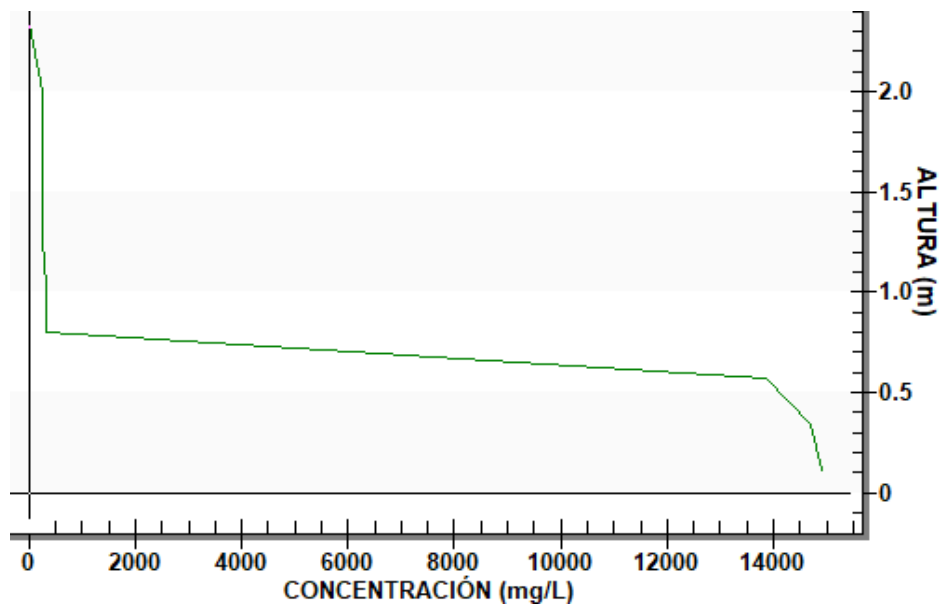


Figura 53. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 3

6.4 Resultados alternativa 4

La alternativa 4 es la primera correspondiente a un proceso convencional, es decir, donde se incluye un decantador primario y una digestión anaerobia de fango. En esta alternativa se trata de comprobar si el sistema es capaz de eliminar nutrientes de manera biológica, con la acción de las bacterias y sin presencia de otros procesos como la precipitación química.

Se comenzó fijando los porcentajes de volumen en los reactores: volumen mínimo de anóxico del 10%, 35% de volumen anaerobio y 55% de volumen aerobio.

Inicialmente, se comenzaron las simulaciones con el mínimo TRC (5 días) y el volumen mínimo de reactor (1216 m³). Como se observó que para este valor de TRC no se conseguía nitrificar, se fue aumentando el TRC y el volumen de reactor para mantener la concentración de sólidos suspendidos en el reactor en los valores recomendables. Una vez se alcanzó el valor permisible para el amonio, se aumentó el porcentaje de volumen anaerobio (hasta el 50%), disminuyendo el aerobio (hasta el 40%). Sin embargo, no se consiguió eliminar fósforo biológicamente para el TRC máximo (15 d), además de perjudicar la nitrificación ya que disminuye el volumen aerobio.

A continuación, en la tabla 26 se presentan los resultados de estas simulaciones.

Tabla 26. Resultados de la alternativa 4 para diferentes porcentajes de volúmenes en los reactores

% Volúmenes Anae/Anóx/Aer	TRC (d)	V _T (m ³)	X _{SST} (g SST/L)	S _{NH4} (mg N/L)	S _{NO3} (mg N/L)	N _T (mg N/L)	P _T (mg P/L)
35/10/55							
	5	1216	3188.60	10.08	7.99	20.16	5.47
	7	1500	3388.40	3.60	9.73	15.36	5.79
	9	1800	3478.77	2.26	10.13	14.36	5.92
	11	2100	3504.61	1.68	10.29	13.92	6.21
	13	2500	3403.33	1.23	10.04	13.20	6.48
40/10/50							
	5	1216	3.22	52.25	0.02	54.47	6.52
	7	1500	3.52	6.94	8.95	17.89	4.76
	9	1800	3.57	5.22	9.71	16.88	4.86
	11	2100	3.62	2.75	9.83	14.50	5.53
	13	2500	3.50	1.64	10.02	13.59	5.85
	15	2900	3.41	1.33	10.20	13.43	5.85
50/10/40							
	15	2900	3.66	3.79	11.53	17.19	4.09

En vista de los resultados anteriores, no se llega a obtener una solución adecuada para cumplir límites vertido en fósforo total. Al tener un decantador primario, se elimina mucha materia orgánica la cual se necesita en el reactor anaerobio para la acumulación intracelular de X_{PHA} y el posterior crecimiento de las bacterias PAO en los reactores siguientes. Por tanto, sin la adición de un agente precipitante no se consigue eliminar fósforo soluble para cumplir con el límite de vertido en fósforo total. Esta alternativa queda descartada para la evaluación de costes.

6.5 Resultados alternativa 5

La alternativa 5 presenta un esquema Bardenpho pero con la adición de un decantador primario, además de incluir la digestión anaerobia de fango.

Se simularon diferentes escenarios variando el TRC y el volumen de reactor total. Para llevar a cabo estas simulaciones, se fijaron los porcentajes de volúmenes de reactores iguales a la solución de la alternativa 2: **25%** reactor anóxico (1), **60%** reactor aerobio (1), **10%** reactor anóxico (2) y **5%** reactor aerobio (2). Sin embargo, estos porcentajes se tuvieron que modificar en base a las simulaciones realizadas.

A diferencia de la alternativa 4, esta alternativa sí incluye la precipitación química para la eliminación de fósforo. Se comenzaron las simulaciones con un caudal de reactivo de $2 \text{ m}^3/\text{d}$.

Por otra parte, no se aumentó el valor de recirculación interna ya que se observó que el proceso de desnitrificación no mejoraba significativamente. A continuación, en la tabla 27 se presentan estas primeras simulaciones.

Tabla 27. Resultados de la alternativa 5 variando el TRC y el volumen total de reactor

TRC (días)	V_T (m^3)	X_{SST} (g SST/L)	S_{NH4} (mg N/L)	S_{NO3} (mg N/L)	N_T (mg N/L)	P_T (mg P/L)
15	5500	3.69	0.33	8.72	10.51	0.91
13	5500	3.26	0.33	8.72	10.50	0.91
11	4500	3.40	0.37	8.76	10.64	0.89
9	4000	3.20	0.37	9.27	11.18	0.88
7	3300	3.22	0.48	9.23	11.27	0.84
6	2600	3.38	0.92	9.18	11.69	0.85
5	2500	3.36	1.93	9.14	12.67	0.84

En un primer momento, se eligió un TRC de 6 días ya que con 5 días no se cumplen límites de vertido en amonio. Sin embargo, teniendo en cuenta las recirculaciones de los sobrenadantes a cabecera de planta, estos valores de TRC y V_{reactor} no eran suficientes para eliminar amonio, por lo que sufrieron modificaciones.

Por otro lado, en base a los resultados obtenidos de los nitratos, se cambió el porcentaje de los volúmenes en los reactores anóxicos para mejorar la desnitrificación y estar por debajo de los 9 mg N/L. A continuación, en la tabla 28 se muestran estos resultados.

Tabla 28. Resultados de la alternativa 5 variando el porcentaje de volúmenes en los reactores

TRC (d) V_T (m ³)	% Volúmenes Anóx/Aer/Anóx/Aer	Parámetro	Valor	Unidad
9 días 2 500 m ³	25/60/10/5	S_{NH4}	0.92	mg N/L
		S_{NO3}	9.78	mg N/L
		N_T	12.09	mg N/L
		P_T	0.85	mg P/L
	15/50/30/5	S_{NH4}	1.01	mg N/L
		S_{NO3}	8.71	mg N/L
		N_T	11.82	mg N/L
		P_T	0.85	mg P/L

Por último, se optimizó el caudal de reactivo en la precipitación química. Al disminuir este valor disminuyeron los precipitados en el reactor. En la tabla 29, se presentan los resultados finales.

Tabla 29. Parámetros de diseño de la alternativa 5

Parámetro	Valor	Unidad
$Q_{reactivo}$	0.9	m ³ /d
% Volumen anóxico 1	15%	
% Volumen aerobio 1	50%	
% Volumen anóxico 2	30%	
% Volumen aerobio 2	5%	
C_m	0.28	Kg DBO ₅ /Kg SST d
X_{SST} reactor	3.62	g SST/L
θ_c	9	d
Volumen	2 500	m ³
X_{SST} fango recirculado	7.20	g SST/L
$D_{decantador}$ secundario	15.95	m
X_{SST} fango espesador	21.39	g SST/L
Despesador	7.56	m
%SSVB fango deshidratado	6.90%	
Cloruro férrico	1 260.0	Kg/d
Metano	76.12%	
Dióxido de carbono	23.56%	

Finalmente, en la tabla 30 se presenta la calidad del efluente.

Tabla 30. Calidad del efluente en la alternativa 5

Parámetro	Valor	Unidad
NH_4^+	1.01	mg N/L
NO_3^-	8.71	mg N/L
N_T	11.82	mg N/L
P_T	1.57	mg P/L
X_{SST}	17.44	mg SST/L
DQO	57.83	mg DQO/L

A continuación, en la figura 54 se muestra el perfil de sólidos del decantador secundario. La altura del manto de fangos se sitúa en torno a 1.8 m. En la figura 55, se muestra el perfil de sólidos en el espesador de fangos. La altura en la zona de compresión se encuentra en torno a 0.8 m.

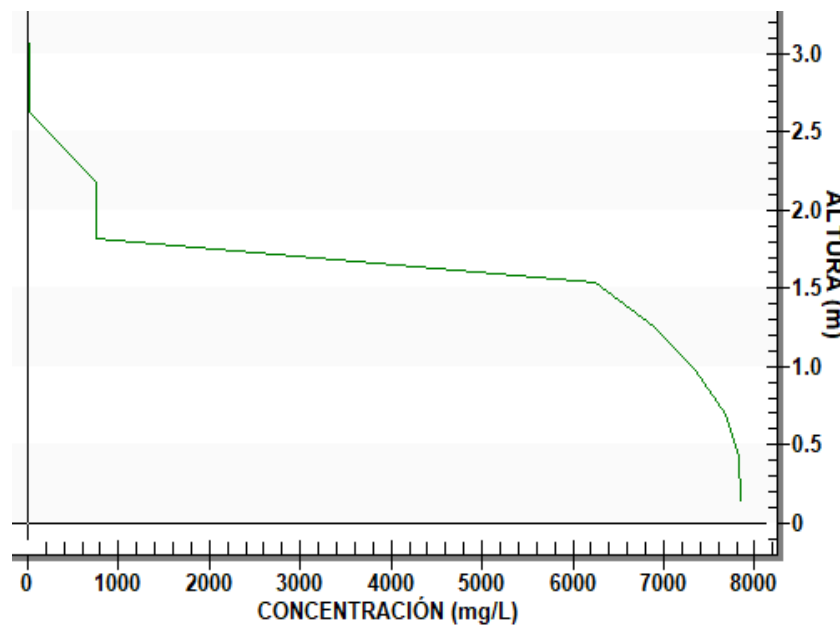


Figura 54. Perfil de sólidos suspendidos en el decantador secundario para la alternativa 5

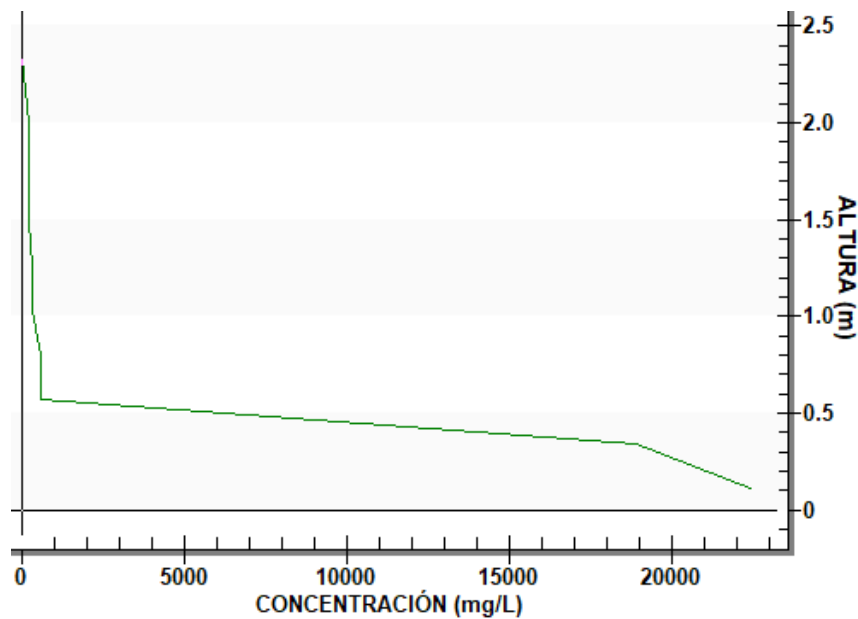


Figura 55. Perfil de sólidos suspendidos en el espesador de fangos para la alternativa 5

6.6 Resultados de alternativa 6

En la alternativa 6 se lleva a cabo un proceso de nitrificación-desnitrificación simultánea pero con la adición de un decantador primario. Al igual que la alternativa 3, los reactores tienen diferentes concentraciones de oxígeno disuelto. Todas las cámaras tienen el mismo porcentaje de reactor (20%).

Se comenzaron las simulaciones con un TRC de 9 días y un volumen total de reactor de 2600 m³. Para el gradiente de oxígeno se emplearon los valores resultantes obtenidos en la alternativa 3, de manera que se cumpliera los límites de vertido para el nitrógeno total ya que, en este caso el fósforo también se elimina por precipitación química. Sin embargo, se observó que no se elimina amonio y se aumentaron las concentraciones en los reactores.

En la tabla 31 se presentan los resultados de estas simulaciones.

Tabla 31. Resultados de la alternativa 6 variando la concentración de oxígeno disuelto en los reactores

Gradiente de OD (mg O/L) R.1/R.2/R.3/R.4/R.5	NH ₄ ⁺ (mg N/L)	EFLUENTE	
		NO ₃ ⁻ (mg N/L)	N _T (mg N/L)
0.6/0.25/0.30/0.35/0.40	0.35	16.16	18.19
0.6/0.20/0.25/0.30/0.35	0.71	13.10	15.50
0.6/0.15/0.20/0.25/0.30	2.10	10.09	13.88
0.50/0.25/0.30/0.35/0.40	0.39	14.64	16.72
0.50/0.20/0.25/0.30/0.35	0.71	13.10	15.50
0.50/0.15/0.20/0.25/0.30	2.10	10.09	13.88
0.40/0.25/0.30/0.35/0.40	0.48	14.64	16.72
0.40/0.20/0.25/0.30/0.35	0.96	11.91	14.56
0.40/0.15/0.20/0.25/0.30	40.45	0.34	42.49
0.35/0.25/0.30/0.35/0.40	0.55	13.14	15.37
0.35/0.20/0.25/0.30/0.35	1.16	11.74	14.59
0.35/0.15/0.20/0.25/0.30	45.19	0.13	47.03
0.30/0.25/0.30/0.35/0.40	0.62	13.21	15.52
0.30/0.20/0.25/0.30/0.35	1.47	11.76	14.91
0.30/0.15/0.20/0.25/0.30	51.21	0.02	52.36

En vista de los resultados expuestos, en muchos casos se cumplen límites de vertido en nitrógeno total y amonio, sin embargo, en todo ellos la concentración de nitratos en el efluente es muy elevada. Ni en el mejor de los casos es inferior a 9 mg N/L. Por tanto, queda descartada esta alternativa como posible solución en la EDAR del Valle de la Orotava, excluyendo su evaluación económica.

6.7 Comparación de las alternativas simuladas

A continuación, en la tabla 32 se resumen las dimensiones de cada uno de los equipos de la EDAR para las alternativas 2, 3 y 5.

En la tabla 33, se muestran las concentraciones de los nutrientes tanto en la entrada como en la salida a la EDAR para cada una de las alternativas que cumplen límites de vertido en nitrógeno y fósforo.

Tabla 32. Resumen de las dimensiones de los equipos para las alternativas 2,3 y 5

Elemento	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Diámetro decantador primario	-	-	16.56 m
Volumen total de reactor biológico	7,500 m ³	7,800 m ³	2,500 m ³
Diámetro decantador secundario	18.90 m	18.88 m	15.95 m
Diámetro espesador	8.01 m	7.99 m	7.56 m
Diámetro digestor anaerobio	-	-	10.00 m

Tabla 33. Resumen de los resultados del efluente en las alternativas simuladas

Influyente		Efluente			
Parámetros	Valor	Situación actual	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
S_{NH4} (mg N/L)	41.80	25.98	0.30	0.43	1.01
S_{NO3} (mg N/L)	5.90	1.18	6.76	4.70	8.71
N_T (mg N/L)	83.06	45.51	8.64	6.68	11.82
P_T (mg P/L)	9.82	9.24	1.74	1.75	1.57
DQO (mg DQO/L)	743	114	45.66	45.08	57.83
SS (mg SST/L)	330.44	39.56	14.95	14.48	17.44

La propuesta que a priori presenta una solución más adecuada desde el punto de vista técnico, es la presentada por la alternativa 3: Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo. Sin embargo, se debe realizar una evaluación de costes para seleccionar la alternativa más económica.

7 EVALUACIÓN DE COSTES

La selección final de la alternativa más adecuada se llevará a cabo mediante un análisis de costes de todas aquellas propuestas que cumplen límites de vertido, incluyendo en la evaluación los costes de implantación y los costes de explotación. Estos costes se exponen en periodos anuales para ser comparables.

Para la obtención del coste anualizado, correspondiente a los costes de implantación, se ha considerado un periodo de amortización de 20 años y un interés del 4%. Este cálculo se ha llevado a cabo mediante el Sistema Francés, definido mediante la siguiente expresión (Linuesa, 2015):

$$Cuota = C_o * \frac{i*(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad [32]$$

donde:

- C_o : importe total (€)
- n: duración de la amortización (en años)
- i: tipo de interés

7.1 Costes de implantación

Los costes de implantación son aquellos que se deben a gastos relacionados con la adquisición de equipos y materiales para llevar a cabo las alternativas propuestas. En estos costes se incluye elementos como los difusores, soplantes para el cambio del sistema de aireación, bombas de recirculación interna, agitadores mecánicos, así como cualquier coste relacionado con modificaciones específicas en las alternativas 2, 3 y 5.

7.1.1 Difusores

En las alternativas propuestas se implementará un sistema de difusores de membranas, concretamente de burbuja fina. A partir de las simulaciones en Desass se han obtenido el número de difusores para cada una de las alternativas, manteniendo fijas las siguientes características:

- Marca: FLYGT
- Modelo: Membrana
- Diámetro: 23 cm

A continuación, se muestra una tabla con el número de difusores y su coste.

Tabla 34. Difusores requeridos en las alternativas propuestas

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Nº Difusores	980	1728	476
Coste unitario¹ (€)	30.06	30.06	30.06
TOTAL (€)	24,458.80	51,943.68	14,308.56

¹ <http://fricaval89.com/descargas/pdf/aguas-industriales/dosificacion/2019%20Soplantes.pdf>

7.1.2 Soplantes

Para llevar a cabo el sistema de aireación es necesario la implementación de soplantes que aporten oxígeno en los reactores aerobios. En la tabla 35, se presentan las características de estos equipos.

Tabla 35. Soplantes requeridas en las alternativas propuestas

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Unidades operativas	3	3	3
Unidades de reserva	1	1	1
Marca	LIGP	LIGP	LIGP
Modelo	25.20	26.10	25.10
Pérdida de carga (mbar)	700	700	700
Potencia motor (KW)	75	75	37
Coste unitario (€)	13,900.00 ¹	13,900.00	9,082.00 ²
TOTAL (€)	55,600.00	55,600.00	36,328.00

¹Obtenido de Puga, E. V. (2016)

²Obtenido de R, A. L. (2016)

7.1.3 Tuberías

Antes de seleccionar las bombas, se procede al cálculo de las conducciones. Para ello, se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las velocidades del fluido en las tuberías deben estar comprendidas entre 0.5 m/s y 2 m/s. Velocidades inferiores a 0.5 m/s provocarán la sedimentación en la conducción, y para el caso de que la velocidad sea superior a 2 m/s provocará la corrosión del material de la tubería. Para este caso de estudio, las tuberías se diseñan para una velocidad de 1 m/s.
- Solo se tienen en cuenta las tuberías necesarias para llevar a cabo las alternativas 2, 3 y 5. Esto comprende tuberías para la recirculación interna, para la recirculación de fango, para la circulación de fango del decantador secundario al espesador y para la circulación de fango del espesador al digester anaerobio en el caso de la alternativa 5. Para el envío de los sobrenadantes se emplean las tuberías de la EDAR actual.

Por otra parte, el material seleccionado en este trabajo ha sido el polietileno de alta densidad conocido por sus siglas en inglés como HDPE. Es uno de los materiales más utilizados en el tratamiento de aguas residuales y presenta las siguientes características (catálogo HDPE, 2021):

- Bajo peso y facilidad de manipulación
- Menor número de uniones
- Costos generales inferiores a los sistemas tradicionales
- Mayor durabilidad
- Material resistente a altas y bajas temperaturas
- Bajo efecto de incrustación

Además, para este trabajo se ha seleccionado el modelo PE100 (10 MPa), que corresponde a la mínima resistencia tangencial que el material debe resistir a una temperatura de 20 °C por un período de por lo menos 50 años. A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo para determinar el diámetro de las conducciones en la EDAR.

A partir de la siguiente expresión, y tomando como referencia el valor de velocidad 1 m/s, se determinan los diámetros de diseño en las tuberías.

$$v = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad [33]$$

donde:

- v: velocidad en la conducción (m/s)
- Q: caudal de conducción (m³/s)
- D: diámetro de la tubería (m)

A continuación, en la tabla 36 se presenta las tuberías necesarias así como con el caudal obtenido de las simulaciones en Desass para cada una de las alternativas.

Tabla 36. Parámetros necesarios para las tuberías

Tuberías	Alternativa 2		Alternativa 3		Alternativa 5	
	Q (m ³ /s)	D diseño (mm)	Q (m ³ /s)	D diseño (mm)	Q (m ³ /s)	D diseño (mm)
R. Interna	0.234	546	-	-	0.230	541
R. Fango	0.072	304	0.059	274	0.074	306
Dec. II - espesador	0.003	59	0.003	57	0.001	43
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	0.001	41

Haciendo uso del catálogo para tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE), se ha seleccionado una presión nominal (PN) de 6.0 bar. Esta presión es la máxima presión hidráulica a la que puede ser sometida la tubería. El diámetro seleccionado (diámetro exterior) para cada conducción es el que se muestra en la tabla 37.

Tabla 37. Diámetro seleccionado según catálogo para tuberías HDPE

Tuberías	Alternativa 2		Alternativa 3		Alternativa 5	
	D diseño (mm)	D ext. (mm)	D diseño (mm)	D ext. (mm)	D diseño (mm)	D ext. (mm)
R. Interna	546	560	-	-	541	560
R. Fango	304	315	274	280	306	315
Dec. II - espesador	59	63	57	63	43	50
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	41	50

Una vez seleccionado los diámetros en el catálogo, se procede a comprobar la velocidad real en la tubería. Para ello, se necesita el diámetro interior que se obtiene restando el diámetro exterior con el espesor que proporciona el fabricante. En la tabla 38, se muestran los resultados.

Tabla 38. Velocidad real de cada tramo de tubería

Tuberías	Alternativa 2			Alternativa 3			Alternativa 5		
	D ext. (mm)	e (mm)	v _{real} (m/s)	D ext. (mm)	e (mm)	v _{real} (m/s)	D ext. (mm)	e (mm)	v _{real} (m/s)
R. Interna	560	21.4	1.03	-	-	-	560	21.4	1.01
R. Fango	315	12.1	1.00	280	10.7	1.03	315	12.1	1.02
Dec. II - espesador	63	2.5	0.96	63	2.5	0.90	50	2.0	0.79
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	-	-	50	2.0	0.72

Como se puede observar, en ningún caso la velocidad supera los 2 m/s ni es inferior a 0.5 m/s. Por tanto, se confirman los diámetros seleccionados para las conducciones de cada tramo en las diferentes alternativas.

Se debe tener en cuenta que en las conducciones existen pérdidas, tanto pérdidas mayores o continuas como menores o localizadas. Las pérdidas continuas se pueden calcular haciendo uso de la ecuación de Darcy-Weisbach, sin embargo, debido a la dificultad de obtener el factor de fricción (f) por el método de Colebrook-White (proceso iterativo) o por el gráfico de Moody ya que en este caso los valores de rugosidad relativa son muy pequeños, se ha decidido aplicar la fórmula de Hazen-Williams, la cual viene dada por la siguientes expresión:

$$J = 10.665 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.869}} \right) \quad [34]$$

donde:

- J: pérdida por fricción por unidad de longitud (m/m)
- Q: caudal en la conducción (m³/s)
- C: coeficiente de rugosidad (para HDPE C=150 según el fabricante)
- D: diámetro exterior (m)

Además, el fabricante indica que esta ecuación está limitada a ciertas características del fluido y del flujo. Estos límites son los siguientes:

- El fluido debe ser agua a temperatura normal
- El diámetro de la tubería debe ser superior o igual a 50 mm.
- La velocidad en las tuberías no debe exceder los 3 m/s

A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 39. Pérdidas por fricción en las tuberías

Tuberías	Alternativa 2			Alternativa 3			Alternativa 5		
	D ext. (mm)	Q (m ³ /s)	J (m/m)	D ext. (mm)	Q (m ³ /s)	J (m/m)	D ext. (mm)	Q (m ³ /s)	J (m/m)
R. Interna	560	0.234	0.0011	-	-	-	560	0.230	0.0011
R. Fango	315	0.072	0.0021	280	0.059	0.0026	315	0.074	0.0022
Dec. II - espesador	63	0.003	0.0126	63	0.003	0.0113	50	0.001	0.0116
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	-	-	50	0.001	0.0097

Una vez se obtiene la pérdidas por fricción, se pueden obtener las pérdidas mayores utilizando la siguiente expresión:

$$H = J * L \quad [35]$$

donde:

- H: pérdidas mayores en la conducción (m)
- J: pérdida por fricción (m/m)
- L: longitud de la tubería (m)

Como la longitud de las tuberías no es algo exacto ya que no se conoce muy bien la distribución de las mismas en la EDAR, se van a suponer unas longitudes en base a la distancia de los reactores (obtenidas en Desass) y la disposición de los esquemas propuestos en el apartado 5. Aparte de las longitudes de los reactores se supone una separación entre ellos de 12 m igual que para la línea de fango ya que, el fabricante vende tiras de 12 m para diámetros superiores a 63 mm. En la tabla 40, se muestran las pérdidas mayores en las conducciones.

Tabla 40. Pérdidas mayores en las tuberías

Tuberías	Alternativa 2			Alternativa 3			Alternativa 5		
	L (m)	J (m/m)	H (m)	L (m)	J (m/m)	H (m)	L (m)	J (m/m)	H (m)
R. Interna	72.00	0.0011	0.08	-	-		43.62	0.0011	0.05
R. Fango	165.65	0.0021	0.35	119.18	0.0026	0.31	116.38	0.0022	0.26
Dec. II - espesador	21.45	0.0126	0.27	21.44	0.0113	0.24	19.98	0.0116	0.23
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	-		15.78	0.0097	0.15

Una vez obtenidas las pérdidas mayores, se calculan las pérdidas menores o localizadas causadas por los accesorios. Estas pérdidas se deben a fenómenos de turbulencia originados en puntos significativos de la conducción, como cambios de dirección, codos, derivaciones, entre otros. Para su obtención, se hace uso de la siguientes expresión:

$$h_m = k_m \frac{v^2}{2g} \quad [36]$$

donde:

- h_m : pérdida de carga debida a la singularidad de la tubería (m)
- k_m : coeficiente de pérdida de carga del accesorio (adimensional)
- v : velocidad media del flujo en la tubería (m/s)
- g : aceleración de la gravedad (9.81 m²/s)

En la tabla 41, obtenida del catálogo de tuberías HDPE, se muestra un resumen de los coeficientes de pérdidas de carga para accesorios de uso frecuente en el sistema de tuberías.

Tabla 41. Valores de los coeficientes de pérdida de carga en los accesorios (Catálogo HDPE, 2021)

Accesorio	K_m
Válvula de globo, completamente abierta	10
Válvula en ángulo, completamente abierta	5
Válvula de registro, completamente abierta	2,5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0,2
Válvula de compuerta, con $\frac{1}{4}$ de apertura	1,0 - 1,15
Válvula de compuerta, con $\frac{1}{2}$ apertura	5,6
Válvula de compuerta, con $\frac{3}{4}$ de apertura	24
Codo de radio corto ($r/d = \pm 1$)	0,9
Codo de radio mediano	0,75 - 0,8
Codo de gran radio ($r/d = \pm 1,5$)	0,6
Codo de 45°	0,4 - 0,42
Retorno (curva en U)	2,2
Tee en sentido recto	0,3
Tee a través de la salida vertical	1,8
Unión	0,3
Vee de 45° en sentido recto	0,3
Vee de 45° en salida lateral	0,8
Entrada recta a tope	0,5
Entrada con boca acampanada	0,1
Entrada con tubo reentrando	0,9
Salida	1

A pesar de que se desconocen con certeza las pérdidas localizadas en las tuberías, se supone que en su conducción se tienen los siguientes elementos: entradas recta a tope, salidas, válvulas de globo (recirculación interna), válvulas de compuerta semiabierta (recirculación de fango), uniones entre tuberías y codos de radio mediano. Obviamente estas consideraciones se hacen desde la inexperiencia y pueden existir errores apreciables.

Las uniones de tuberías se han tenido en cuenta cada 12 m para diámetros superiores a 63 mm y cada 6 m para diámetros inferiores a 63 mm, esto es así por la venta del proveedor. Para el cálculo de k_m se han añadido los siguientes elementos:

- Alternativa 2:
 - R. interna: 2 codos de radio mediano, 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula de globo y 6 uniones.
 - R. fango: 2 codos de radio mediano, 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula de compuerta 1/2 apertura y 14 uniones.
 - Decantador II - espesador: 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula compuerta 1/2 apertura y 2 uniones.



- Alternativa 3:
 - R. fango: 2 codos de radio mediano, 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula de compuerta 1/2 apertura y 10 uniones.
 - Decantador II - espesador: 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula compuerta 1/2 apertura y 2 uniones.

- Alternativa 5:
 - R. interna: 2 codos de radio mediano, 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula de globo y 4 uniones.
 - R. fango: 2 codos de radio mediano, 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula de compuerta 1/2 apertura y 10 uniones.
 - Decantador II - espesador: 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula compuerta 1/2 apertura y 2 uniones.
 - Espesador - digestor anaerobio: 1 salida, 1 entrada recta a tope, 1 válvula compuerta 1/2 apertura y 2 uniones.

A continuación, en la tabla 42 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 42. Resultados de las pérdidas menores en las tuberías

Tuberías	Alternativa 2			Alternativa 3			Alternativa 5		
	v (m/s)	k _m	h _m (m)	v (m/s)	k _m	h _m (m)	v (m/s)	k _m	h _m (m)
R. Interna	1.03	14.90	0.80	-	-	-	1.01	14.30	0.74
R. Fango	1.00	12.90	0.66	1.03	11.70	0.64	1.02	11.70	0.62
Dec. II - espesador	0.96	7.70	0.36	0.90	7.70	0.32	0.79	9.30	0.30
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	-	-	0.72	9.30	0.24

Por tanto, sumando ambas pérdidas de carga, se obtienen las pérdidas totales. En la tabla 43, se presentan los resultados de dichas pérdidas.

Tabla 43. Pérdidas totales en las tuberías

Tuberías	Alternativa 2 H total (m)	Alternativa 3 H total (m)	Alternativa 5 H total (m)
R. Interna	0.88	-	0.79
R. Fango	1.02	0.95	0.88
Dec. II - espesador	0.63	0.56	0.53
Espesador - digestor anaerobio	-	-	0.40

El coste de las tuberías se ha obtenido del catálogo de Petrolex. En el catálogo aparecen los precios para tiras de 6 m (DN 50 y 63) y de 12 m (DN>63). A continuación, se presentan los costes unitarios y el coste total de las tuberías.

Tabla 44. Coste unitario (€/m) de las tuberías de polietileno HDPE (catálogo Petrolex, 2017)

Diámetro (mm)	Coste unitario (€/m)
50	0.97
63	1.54
280	27.25
315	34.72
560	108.78

Tabla 45. Coste total de las tuberías HDPE

Tuberías	Alternativa 2 Coste (€)	Alternativa 3 Coste (€)	Alternativa 5 Coste (€)
R. Interna	7,832.16	-	4,744.98
R. Fango	5,748.24	3,247.66	4,040.71
Dec. II - espesador	33.03	33.02	19.38
Espesador - digestor anaerobio	-	-	15.31
TOTAL (€)	13,613.44	3,280.67	8,820.38

7.1.4 Bombas

Para la selección de las bombas es necesario conocer el caudal unitario y las pérdidas de carga en las conducciones ya que, junto con los desniveles entre puntos de bombeo se obtiene la altura de bomba necesaria. El caudal unitario se obtiene de la simulación en Desass y la potencia de accionamiento se obtiene con la siguiente expresión:

$$P_{acc}(W) = q_{imp} * \rho_{licor} * g * H_b \quad [37]$$

donde:

- P_{acc} : potencia teórica (W)
- ρ_{licor} : densidad del licor (agua 1000 Kg/m³)
- q_{imp} : caudal volumétrico de impulsión (m³/s)
- g : gravedad (9.81 m/s²)
- H_b : altura de bomba (m)

Para obtener la potencia real, se divide la potencia de accionamiento entre el rendimiento o eficacia de la bomba:

$$P_{real}(W) = \frac{P_{acc}}{\eta_{bomba}} \quad [38]$$

donde:

- P_{real} : potencia real de la bomba (W)
- P_{acc} : potencia teórica (W)
- η_{bomba} : eficiencia de la bomba (se ha tomado el 80%)

Además, para seleccionar el tipo de bomba adecuada se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los bombeos en las recirculaciones a cabecera de planta se consideran adecuados con el sistema actual de la EDAR.
- La alternativa 3 no tiene recirculación interna por lo que no supondrá un coste de bombeo.
- Al no conocer exactamente la topografía del terreno, se han supuesto diferentes desniveles entre los puntos de aspiración e impulsión en los tramos de conducción. Siendo 0.5 m para la recirculación interna, 1 m para la recirculación de fango, 2 m para el envío de fango del decantador secundario al espesador, y 1 m para el envío de fango del espesador al digestor anaerobio.

La expresión empleada para el cálculo de la altura de bombeo queda de la siguiente manera:

$$H_b = H + h_m + h_{desnivel_{1-2}} \quad [39]$$

A continuación, en la tabla 46 se muestran los resultados obtenidos aplicando las ecuaciones [38] [39] y teniendo en cuenta los desniveles de bombeo anteriormente descritos.

Tabla 46. Características de las bombas requeridas en las alternativas propuestas

Tuberías	Alternativa 2			Alternativa 3			Alternativa 5		
	q (m ³ /h)	H _b (m)	P _{real} (kW)	q (m ³ /h)	H _b (m)	P _{real} (kW)	q (m ³ /h)	H _b (m)	P _{real} (kW)
R. Interna	841.45	1.38	3.96	-	-	-	827.31	1.29	3.63
R. Fango	260.68	2.02	1.83	212.05	1.95	1.06	265.48	1.88	1.74
Dec. II - espesador	9.90	2.63	0.09	9.34	2.56	0.08	5.15	2.53	0.05
Espesador - digester anaerobio	-	-	-	-	-	-	4.67	1.40	0.02

Con estos datos de caudal y altura de bombeo se han seleccionado las bombas del catálogo proporcionado por los distintos fabricantes.

Para los tramos de recirculación interna en las alternativas 2 y 5, se ha seleccionado una **electrobomba centrífuga monobloc serie MXO** en acero inoxidable proporcionada por el fabricante HASA. A continuación, se presenta una ilustración de este tipo de bomba.



Figura 56. Electrobomba centrífuga monobloc serie MX (HASA, 2021)

Observando la figura 57, se puede apreciar como se ha seleccionado el modelo correspondiente al 65-125 para las alternativas 2 y 5.

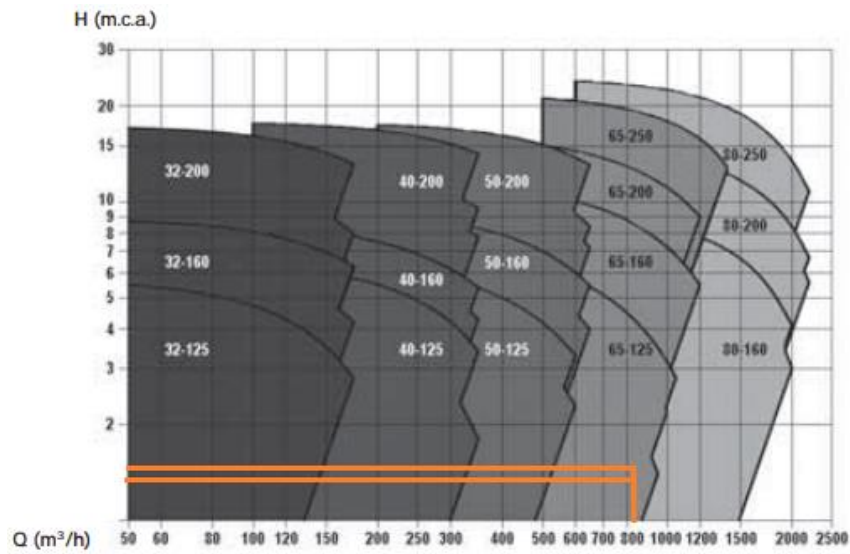


Figura 57. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie MXO 65-125 (HASA, 2021)

Las características y el precio de la bomba se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 47. Características de la bomba serie MXO 65-125

Modelo	rpm	Potencia (kW)	Potencia (CV)	H total (m)	Precio (€)
MXO L 4 65-125/7.5	1450	7.5	10.20	5.5	1,500.00

Para los tramos de recirculación de fango, se ha seleccionado el mismo tipo de electrobomba anterior pero diferente modelo. Observando la figura 58, se puede apreciar como se ha seleccionado el modelo correspondiente a 40-125 para las tres alternativas.

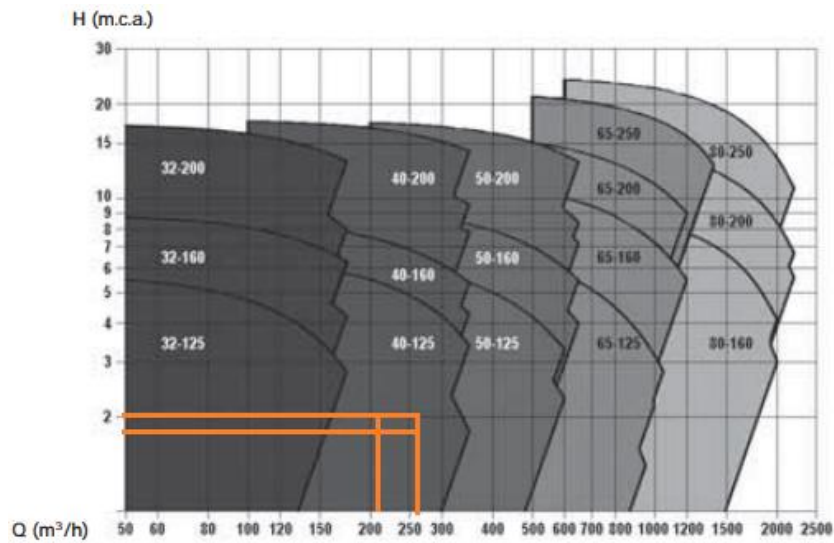


Figura 58. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie MXO 40-125 (HASA, 2021)

Las características y el precio de la bomba se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 48. Características de la bomba serie MXO 40-125

Modelo	rpm	Potencia (kW)	Potencia (CV)	H total (m)	Precio (€)
MXO L 4 40-125/4	1450	4	5.43	5.8	1,020.00

Para los tramos de envío de fango del decantador secundario al espesador y del espesador al digestor anaerobio (solo alternativa 5), se ha seleccionado una electrobomba **centrífuga monobloc serie 3D4** normalizada según EN 733 en Hierro fundido del fabricante EBARA. A continuación, se presenta una ilustración de este tipo de bomba.



Figura 59. Electro bomba centrífuga monobloc serie 3D4 (EBARA, 2021)

Observando la figura 60, se puede apreciar como se ha seleccionado el modelo correspondiente al 32-125/0.25 para las tres alternativas.

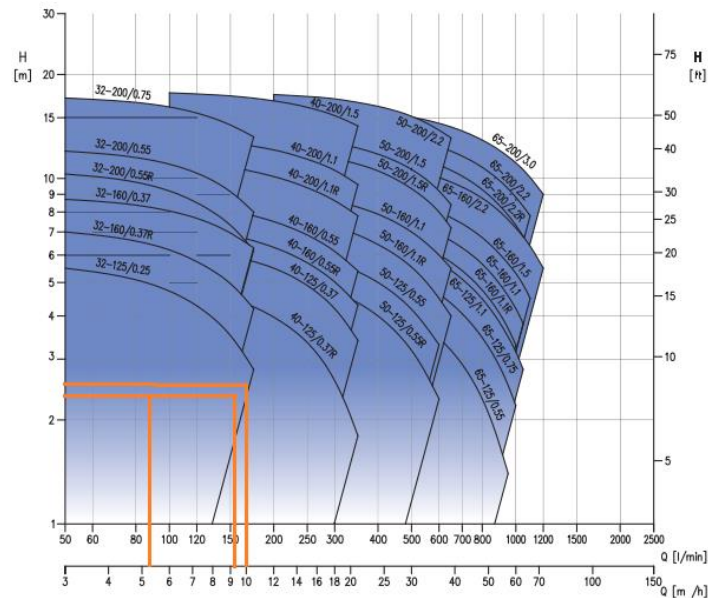


Figura 60. Catálogo de electrobombas centrífugas monobloc serie 3D4 (EBARA, 2021)

Las características y el precio de la bomba se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 49. Características de la bomba serie 3D4

Modelo	rpm	Potencia (kW)	Potencia (CV)	Q (m ³ /h)	H total (m)	Precio (€)
32-125/0.25	1450	0.25	0.33	10.5	2.8	828.00

Por otra parte, en la tabla 50 se resumen de los costes de implantación en las bombas. Cabe mencionar, que para el coste se tiene en cuenta la bomba de reserva aparte de la bomba de funcionamiento.

Tabla 50. Coste total de las bombas

Tuberías	Alternativa 2		Alternativa 3		Alternativa 5	
	Coste (€/Ud.)	Inversión (%)	Coste (€/Ud.)	Inversión (%)	Coste (€/Ud.)	Inversión (%)
R. Interna	3,000.00	44.8%	-	-	3,000.00	35.9%
R. Fango	2,040.00	30.5%	2,040.00	55.2%	2,040.00	24.4%
Dec. II - espesador	1,656.00	24.7%	1,656.00	44.8%	1,656.00	19.8%
Espesador - digestor anaerobio	-	-	-	-	1,656.00	19.8%
TOTAL (€)	6,696.00	100%	3,696.00	100%	8,352.00	100%

Como se puede observar, en las alternativas 2 y 5 la mayor inversión del coste de bombas deriva en la recirculación interna, seguido de la recirculación de fango. En la alternativa 3, al no existir la recirculación interna la mayor inversión corresponde a la recirculación de fango del decantador secundario al reactor biológico.

7.1.5 Agitadores mecánicos sumergidos

Estos equipos son necesarios para los reactores anóxicos y anaerobios con objeto de reducir la posibilidad de sedimentación de sólidos en el fondo de las cámaras. En este caso, las alternativas 2 y 5 tienen reactor anóxico, y la alternativa 5 un digestor anaerobio. A continuación, en la tabla 51 se resume el número de agitadores y su coste para cada una de las alternativas.

Tabla 51. Agitadores requeridos en las alternativas propuestas

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Reactor anóxico	4 ¹	-	2
Reactor anaerobio	-	-	-
Digestor anaerobio	-	-	1
Coste unitario ² (€)	700.00	-	700.00
TOTAL (€)	2,800.00	-	2,100.00

¹Dos agitadores mecánicos por reactor

²Obtenido de Oquendo, V. S. (2019)

Los costes totales de implantación son los obtenidos al sumar el desglose de cada uno de los costes calculados anteriormente. A continuación, en la tabla 52 se muestra el resumen de estos costes.

Tabla 52. Costes totales de implantación

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Difusores	24,458.80	51,943.68	14,308.56
Soplantes	55,600.00	55,600.00	9,082.00
Tuberías	13,613.44	3,280.67	8,820.38
Bombas	6,696.00	3,696.00	8,352.00
Agitadores	2,800.00	-	2,100.00
Reactores¹	1,124,638.87	1,163,128.68	377,905.19
Decantadores¹	379,518.48	379,518.51	281,712.90
Digestor anaerobio²	-	-	86,712.78
Total (€)	1,607,325.59	1,657,167.51	788,993.81

¹ Anexo I

² Anexo II

Para obtener el coste anual correspondiente a los costes de implantación, se hace uso de la ecuación [32] siendo el periodo de amortización 20 años y el interés del 4%. En la figura 61, se puede observar la evolución de las tres alternativas.

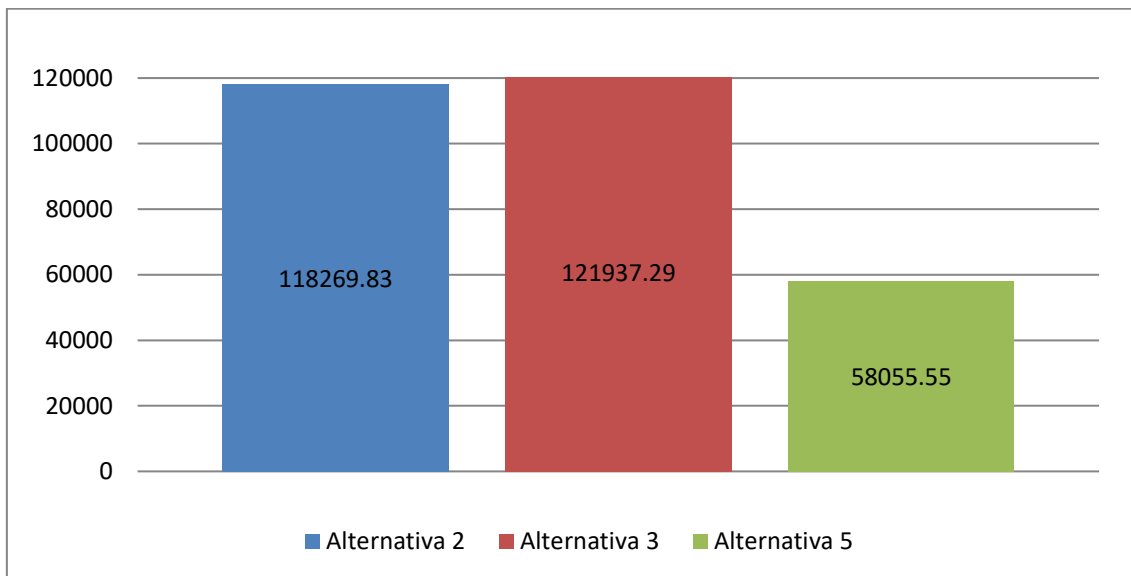


Figura 61. Cuotas anuales de los costes de implementación

La alternativa 5 es la más barata debido al volumen total de reactor. Las alternativas 2 y 3 son similares ya que el volumen de reactor total es prácticamente el mismo entre ambas y las dimensiones del decantador secundario no difieren.

7.2 Costes de explotación

Los costes de explotación se dividen en gastos fijos y variables. Los gastos fijos no dependen del caudal a tratar mientras que los gastos variables sí. Entre los gastos fijos se encuentran:

- Gastos de personal
 - Personal directivo
 - Personal técnico
 - Personal de explotación
 - Personal de mantenimiento

- Gastos de mantenimiento y conservación
 - Mantenimiento de uso
 - Mantenimiento preventivo
 - Mantenimiento correctivo
 - Mantenimiento modificativo
 - Mantenimiento energético y ambiental

- Otros gastos fijos
 - Gastos administrativos
 - Consumo de agua potable
 - Coste de laboratorio
 - Mantenimiento de vehículos
 - Seguros de responsabilidad civil

Estos costes no se han tenido en cuenta en la valoración económica de las alternativas ya que, no aportan una diferencia notable puesto que son comunes en todas ellas.

Por su parte, los costes derivados de los gastos variables si se tienen en cuenta en la comparación económica ya que difieren en cada una de las alternativas. Entre los gastos variables se encuentran:

- Consumos energéticos
- Gestión de fangos
- Consumo de reactivos
- Generación de biogás

7.2.1 Consumos energéticos

El coste de la energía para la EDAR del Valle de la Orotava ha sido fijado según la fuente bibliográfica en 0.174 €/kWh (ENDESA, 2021). A continuación, se muestran los resultados obtenidos.

7.2.1.1 Agitación

Los agitadores mecánicos son necesarios en las alternativas 2 y 5 ya que poseen reactores anóxicos, y digester anaerobio para el caso de la alternativa 5. La potencia adsorbida por los agitadores mecánicos ha sido fijada en 20 W/m³ (Linuesa, 2015). En la tabla 53, se muestra el coste de estos equipos.

Tabla 53. Coste energético de los agitadores mecánicos (€/año)

	Equipo	Volumen (m ³)	Potencia ads. (kW)	Energía (kWh/d)	Coste anual (€/año)
Alternativa 2	Reactor anóxico 1	1 875	37.50	900	51,159.00
	Reactor anóxico 2	750	15.00	360	22,863.60
	TOTAL (€/año)				74,022.60
Alternativa 5	Reactor anóxico 1	375	7.50	180	11,431.80
	Reactor anóxico 2	750	15.00	360	22,863.60
	Digestor anaerobio	2,242.80	44.86	1,076.54	68,371.31
	TOTAL (€/año)				102,666.71

7.2.1.2 Aireación

El consumo energético por las soplantes que generan aire en los reactores aerobios se obtiene de las simulaciones en Desass. En la siguiente tabla, se muestran los consumos diarios de energía y su respectivo coste anual (€/año).

Tabla 54. Coste energético de las soplantes (€/año)

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Energía (kWh/d)	1,226.40	1,423.20	724.80
Coste (€/año)	77,888.66	90,387.43	46,032.05

7.2.1.3 Bombeo

Haciendo uso de la potencia adsorbida por las bombas calculada anteriormente, y del coste energético proporcionado por ENDESA, se obtienen los costes de bombeo para: recirculación interna, recirculación de fango, envío de fango del decantador secundario a espesador, y envío de fango del espesador a digester anaerobio. Cabe mencionar, que los costes energéticos debido a la dosificación de cloruro férrico son mínimos y por ello, no se han considerado en los cálculos. A continuación, en la tabla 55 se presentan estos resultados.

Tabla 55. Coste energético de las bombas (€/año)

Alternativas	Bombeo	q_{imp} (m ³ /s)	ρ_{licor} (Kg/m ³)	P. ads. (kW)	Energía (kWh/d)	Coste (€/año)	Coste %
Alternativa 2	R. Interna	0.234	1 000	3.96	94.99	6,209.53	67.4
	R. Fango del Dec. II	0.072	1 020	1.83	43.84	2,782.88	31.1
	Fango del Dec. II a espesador	0.003	1 020	0.09	2.17	137.85	1.5
	TOTAL					141.01	8,950.26
Alternativa 3	R. Fango del Dec. II	0.059	1 020	1.06	25.56	1,622.23	92.8
	Fango del Dec. II a espesador	0.003	1 020	0.08	1.99	126.59	7.2
	TOTAL					27.55	1,748.83
Alternativa 5	R. Interna	0.230	1 000	3.63	87.21	5,535.60	66.8
	R. Fango del Dec. II	0.074	1 020	1.74	41.65	2,643.40	31.9
	Fango del Dec. II a espesador	0.001	1 020	0.05	1.08	68.83	0.8
	Fango espesado a digestor anaerobio	0.001	1 020	0.02	0.54	34.54	0.4
	TOTAL					130.49	8,282.37

Como se puede observar, en un sistema de fangos activados la recirculación interna representa el mayor coste energético por bombeo, seguido de la recirculación de fango del decantador secundario a los reactores.

A continuación, la figura 62 muestra una comparativa de los costes energéticos (€/año) requeridos en las alternativas 2, 3 y 5.

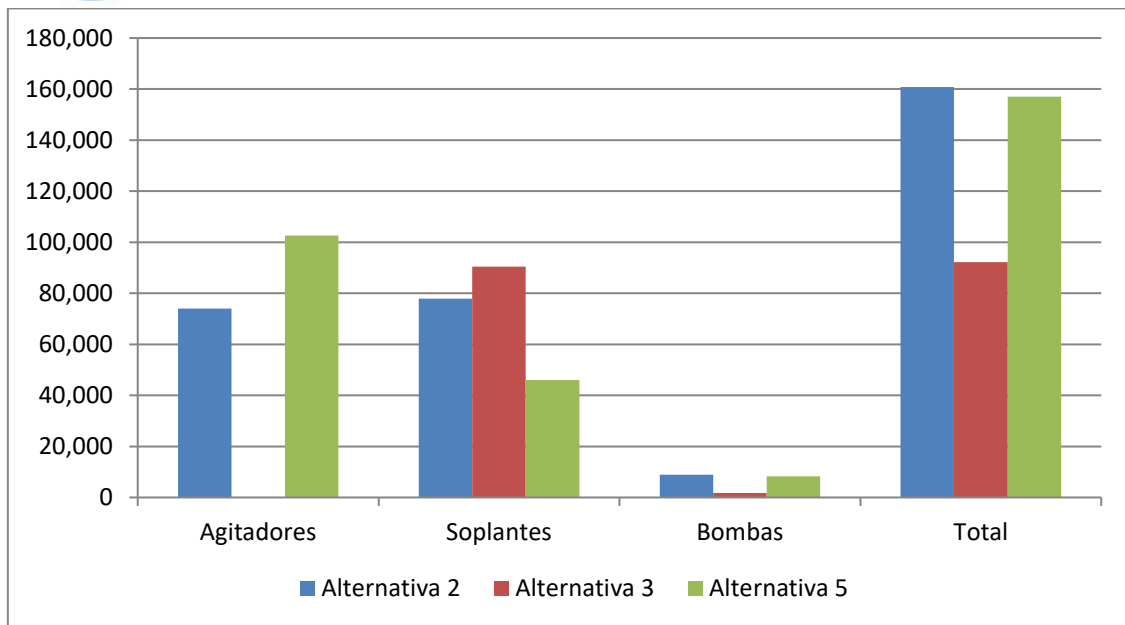


Figura 62. Comparativa del coste energético anual total en las diferentes alternativas

El gráfico muestra que el mayor coste energético lo representa los agitadores de la alternativa 5 ya que, el volumen del digestor anaerobio es mucho mayor que el de los reactores anóxicos. La diferencia notable entre las alternativas 2 y 3 deriva en el coste de agitación ya que, la alternativa 3 no tiene reactores anóxicos. Por su parte, la alternativa 5 representa ligeramente un menor coste energético frente a la alternativa 2 ya que, el volumen de reactor total es mucho menor, lo que se traduce en menor consumo de aire por parte de las soplantes.

7.2.2 Gestión de fangos

Para el coste en la gestión de fangos se ha calculado la producción de fangos (Kg/d) con ayuda del porcentaje de sequedad (25%), la densidad del fango (1,020 Kg/m³) y el caudal de fango deshidratado (m³/d) obtenido de las simulaciones en Desass. El coste de la gestión de fangos se ha fijado en 5 €/Tn. En la tabla 56, se presentan los resultados.

Tabla 56. Coste en la gestión de fangos (€/año)

	q fango (m ³ /d)	Producción de fango (Kg/d)	Gestión de fango (€/Tn)	Coste anual (€/año)
Alternativa 2	6.66	1,698.30		3,099.40
Alternativa 3	6.63	1,690.65	5	3,085.44
Alternativa 5	5.90	1,504.50		2,745.71

Como se puede observar, los resultados no difieren notablemente entre sí, por tanto, la gestión de fangos no será un factor decisivo en la alternativa seleccionada, pero si se incluye en los costes de explotación.

7.2.3 Consumo de reactivos

El consumo de reactivos en la EDAR del Valle de la Orotava es empleado en los siguientes procesos:

- Precipitación química
- Deshidratación de fango

7.2.3.1 Precipitación química

Para llevar a cabo la precipitación química se ha empleado cloruro férrico (FeCl_3). Para el cálculo del coste se ha fijado el precio de cloruro férrico en 200 €/Tn. La densidad del cloruro férrico es $1,400 \text{ Kg/m}^3$. En la tabla 57, se resumen los costes obtenidos en este proceso.

Tabla 57. Coste en la dosificación de cloruro férrico (€/año)

	q_{reactivo} (m^3/d)	Consumo (Tn/d)	Coste de reactivo (€/d)	Coste anual (€/año)
Alternativa 2	0.6	0.84	168.0	61,320.00
Alternativa 3	0.6	0.84	168.0	61,320.00
Alternativa 5	0.9	1.26	252.0	91,980.00

Las alternativas 2 y 3 son las que presentan un menor coste de cloruro férrico ya que la dosificación necesaria para la eliminación de fósforo es menor que en la alternativa 5.

7.2.3.2 Deshidratación de fango

Para el cálculo del coste de polielectrolito, primero se debe hallar el consumo de éste al día (Kg/d). El coste se ha fijado en 2,500.00 €/Tn (Puga, 2016).

Para el cálculo del consumo diario se hace uso de la siguiente expresión:

$$\text{Consumo (g/d)} = D_{\text{Polielectrolito}} * \text{Producción fango (Kg/d)} \quad [40]$$

donde:

- $D_{\text{Polielectrolito}}$: Dosificación de polielectrolito (g/Kg MS). Para proceso de oxidación total [3-6] y para proceso convencional con fango digerido [2.5-5.5] (Dasí, s. f.)

En la tabla 58, se presentan los costes del polielectrolito.

Tabla 58. Coste en la dosificación de polielectrolito (€/año)

	D_p (g/Kg MS)	Producción de fango (Kg/d)	Consumo (g/d)	Coste (€/Tn)	Coste anual (€/año)
Alternativa 2		1,698.30	6,793.20		6,198.80
Alternativa 3	4	1,690.65	6,762.60	2,500.00	6,170.87
Alternativa 5		1,504.50	6,018.00		5,491.43

El coste anual de polielectrolito es muy similar en todas las alternativas, por tanto, no será un factor determinante en la elección final.

7.2.4 Generación de biogás

En el caso de la alternativa 5, cuyo proceso de digestión es anaerobio, se obtiene metano como producto a la salida del digestor. Según varias fuentes bibliográficas, Oquendo (2019) y Linuesa (2015), el rendimiento en electricidad de la turbina se fija en un 30%. Además, ambos consideran que por cada metro cúbico de metano se produce 38,000 KJ. A continuación, se presenta los resultados obtenidos.

Tabla 59. Beneficio de biogás para la alternativa 5

	Digestor anaerobio
Q (m ³ /d)	666.55
CH ₄ (%)	76.12
CH ₄ (m ³ /d)	507.37
CH ₄ útil (m ³ /d)	152.21
Producción de biogás (KJ/d)	5,784,073.00
Producción de biogás (kWh/d)	1,606.82
Coste de la energía (€/kWh)	0.174
Beneficio anual (€/año)	102,048.85

En la tabla 60, se muestran los costes de explotación calculados anteriormente para todas las alternativas propuestas.

Tabla 60. Resumen de los costes de explotación (€/año)

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Costes energéticos	160,861.52	92,136.26	156,981.13
Gestión de fangos	3,099.40	3,085.44	2,745.71
Costes de reactivos	67,518.80	67,490.87	97,471.43
Generación de biogás			-102,048.85
TOTAL (€/año)	231,479.71	162,712.56	155,149.42

7.3 Justificación de la alternativa seleccionada

Una vez se han valorado los costes de implantación y explotación de todas las alternativas posibles, se procede a la elección de la alternativa más económica en base a los resultados obtenidos anteriormente. En la tabla 61, se resumen los costes de implantación y explotación de las alternativas estudiadas.

Tabla 61. Resumen total de costes (€/año)

	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 5
Costes de implantación (€/año)	118,269.83	121,937.29	58,055.55
Costes de explotación (€/año)	231,479.71	162,712.56	155,149.42
TOTAL (€/año)	349,749.54	284,649.85	213,204.96

En vista de los resultados obtenidos, se concluye que la **alternativa 5** (Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo) supone la solución más económica de las tres alternativas propuestas. Además, en esta alternativa aparte de mejorar la calidad del efluente, se obtiene un subproducto que produce un beneficio anual.

8 CONCLUSIONES

- La EDAR del Valle de la Orotava no cumple límites de vertido establecidos por la Directiva 98/15/CE de la comisión del 27 de febrero de 2008 en cuanto a nitrógeno y fósforo se refiere.
- Las características del agua de entrada a la EDAR han sido proporcionadas por el área de infraestructura hidráulica del Cabildo Insular de Aguas de Tenerife. La DQO y la DBO₅ han sido reportes correspondientes al año 2019 mientras que los demás parámetros hacen referencia al año 2020.



- Las alternativas propuestas para la eliminación de nutrientes no modifican el pretratamiento contemplado actualmente en la EDAR del Valle de la Orotava. Además, en su planteamiento se ha contemplado la ocupación territorial debiendo ser ésta inferior a 17,057 m².
- Durante las simulaciones en Desass, se han optimizado parámetros como el tiempo de retención celular (TRC), volumen total de reactor, porcentajes de volúmenes en los reactores, dosificación de cloruro férrico para llevar a cabo la precipitación química, recirculación interna, recirculación de fango, concentraciones de oxígeno disuelto en los reactores, entre otros.
- Se ha observado que sin la adición de reactivo químico no se cumplen límites de vertido en fósforo total.
- Solamente las alternativas 2, 3 y 5 que cumplieron límites de vertido en nitrógeno y fósforo. Alternativa 2: Oxidación total con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo. Alternativa 3: Oxidación total con nitrificación-desnitrificación simultánea y precipitación química de fósforo. Alternativa 5: Proceso convencional con eliminación biológica de nitrógeno y precipitación química de fósforo.
- En cuanto a los tramos de tubería, se han supuesto distancias en relación a los valores de longitudes de los reactores obtenidas en las simulaciones de Desass. En las cotas entre puntos de impulsión y aspiración se han supuesto 2 m para el envío de fango del decantador secundario al espesador ya que, la altura de alimentación del espesador se sitúa en torno a los 2 m. En las demás, se han supuesto valores en relación a otras fuentes bibliográficas.
- Una vez realizada la valoración económica de los costes de implantación y explotación, se selecciona la alternativa 5 como la solución más adecuada, puesto que la generación de metano supone un beneficio anual para la EDAR.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Balmer, P. (2004). Phosphorus recovery. *An overview of potentials and possibilities. Water Science and Technology*, 49 (10). , 185-190.
2. Consulta sobre tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE). Recuperado de <https://tigrecombr-prod.s3.amazonaws.com/tigre.com.bo/files/catalogos-tecnicos/2019-09/Polietileno.pdf>
3. Consulta de la densidad del cloruro férrico al 40%. Recuperado de http://manuelriesgo.com/docstecnicas/seguridad/FS_HH016_5000.pdf
4. Dasí, E. J. A. (s. f.). *Tratamientos F-Q de Aguas Tratamientos F-Q de fangos*. 24.
5. Dávila J. I. & Gueorguiev V. T (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Comisión nacional del agua. Libro 31.
6. *Estudio económico de gastos de explotación y mantenimiento de la estación depuradora de aguas residuales de Losar de la Vera (Cáceres)*. 36. Recuperado de <http://www.chtajo.es/Servicios/InformPub/Documents/LosarDeLaVera/19%20Anejo%20n%C2%BA%2019.-%20Estudio%20de%20explotaci%C3%B3n.pdf>
7. Gandarillas L., J. (2016). *Fundamentos lodos activados y tipo de reactores*. Módulo gestión de aguas residuales. 32.
8. Garzón-Zúñiga, M. A., Buelna, G., & Moeller-Chávez, G. E. (2012). *La biofiltración sobre materiales orgánicos, nueva tecnología sustentable para tratar agua residual en pequeñas comunidades e industrias*. 10.
9. Gisbert, L. M. (2011). *Estación depuradora de aguas residuales*. 159.
10. Linuesa, A. V. (2015). *Estudio de alternativas para la eliminación de fósforo en la EDAR de Crispijana*. 157.
11. López, J. S., Burgos, A. J., & Rodríguez, P. U. (2015). *Biofiltros aireables. (FT-BIO-006)*. 21.
12. López, J. S., Burgos, A. J., & Rodríguez, P. U. (2014). *Decantación primaria convencional (FT-PRI-002)*.

13. López, J. S., Burgos, A. J., & Rodríguez, P. U. (2014). *Desarenadores (FT-PRE-003)*. 21.
14. López, J. S., Burgos, A. J., & Rodríguez, P. U. (2014). *Sistemas de desbaste (FT-PRE-001)*. 37.
15. López, J. S., Burgos, A. J., & Rodríguez, P. U. (2015). *Tecnologías de deshidratación de fangos (FT-FNG-002)*. 27.
16. Marrero D., M. A. & Menéndez M., M. A (2003). *Filtros biológicos sumergidos y aireados*. Vol. 24. Nº 1. 6
17. *Memoria valorada para la mejora de las soplantes del reactor biológico de la EDAR de Torre de Juan Abad, Almedina y Villamanrique*. 19. (2018). Recuperado de <https://contrataciondelestado.es/wps/wcm/connect/ff65dc03-e92b-4a5a-bc2c-d3b2291eb064/memoria02418.pdf?MOD=AJPERES>
18. Metcalf-Eddy (2002). *Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales*. Ed. Labor, Barcelona.
19. Ministerio de Industria y Energía (1981). *Características dinámicas y resistentes de las formaciones volcánicas*. 49.
20. Morales B., G. R. (2014). *Evaluación de la estabilidad de un sistema de lodos activados mediante indicadores fisicoquímicos y biológicos*. 83.
21. Oquendo, V. S. (2019). *Análisis de alternativas para la eliminación de nutrientes en la EDAR "La Poveda" (Rivas-VaciaMadrid, Madrid)*. 87.
22. Peñate, B., Martel, G., Vera, L., & Márquez, M. (s. f.). *Instituto tecnológico de Canarias, S.A. (ITC)*. 30.
23. Pilato S., M. A. (2017). *Diseño del tratamiento biológico de fangos activados para la eliminación de materia orgánica y nutrientes para una población de 6000 habitantes equivalentes*. 75.
24. Puga, E. V. (2016). *Evaluación técnica-económica de alternativas para eliminación de los nutrientes fósforo y nitrógeno de la EDAR Camp de Turia II-Comunidad Valenciana*. 128.

25. Rigola, M. (1989). *Tratamiento de aguas residuales industriales: aguas de proceso y residuales*. Ed. Productica, España, 11-13, 32-41.
26. Romero, A. L. (2016). *Proyecto constructivo de la estación depuradora de aguas residuales de Cangas de Morrazo*. 433.
27. Romero, L. Y. (2008). *Estación depuradora de aguas residuales de Algeciras*. 383.
28. Sáez, J. R. (2017). *Diseño de un reactor anaerobio para la digestión de fangos*. 71.
29. Saez de Asteasu, G. M. (2012). *Estudio de soluciones para los problemas de precipitación incontrolada en la línea de fangos de la EDAR Murcia-Este*. 212.
30. Torres, N. J. (2014). *Diseño de un reactor biológico de fangos activados*. 38.
31. UN-WATER. (2015). *Informe de las Naciones Unidas sobre los recursos hídricos en el mundo*.
32. Urcola, L. L. (2012). *Pasado, presente y futuro de tecnologías para la eliminación de nutrientes en EDAR*. 12.
33. Valencia, M. S. (2014). *Estudio de la recuperación de fósforo en la EDAR de Arazuri-Pamplona*. 194.

Consultas de precios

1. *Consulta de precios sobre soplantes y difusores de membrana*. Recuperado de <http://fricaval89.com/descargas/pdf/aguas-industriales/dosificacion/2019%20Soplantes.pdf>
2. Consulta sobre electrobomba centrífuga monobloc Serie 3D4 modelo 32-125/0.25. Catálogo proporcionado por el fabricante EBARA (2021). pg. 283 - 285. Recuperado de http://ebara.es/wp-content/uploads/2015/01/tarifa_catalogo.pdf
3. Consulta de precios electrobomba centrífuga monobloc horizontal serie MXO. Catálogo de tarifas proporcionado por el fabricante HASA (2021). 60. Recuperado de <https://www.bombahasa.com/imag/cat-tarifa/tarifa.pdf>



4. Consulta de aspectos técnicos para realizar el presupuesto de reactores biológicos y decantadores. Gálvez, L. G. (2007). *Estudio comparativo de un proceso biológico convencional y un proceso mediante biomembranas para el tratamiento de aguas residuales*. 195-199 Recuperado de <http://rodin.uca.es/xmlui/bitstream/handle/10498/6556/33727259.pdf?sequence=1>

5. Consulta de precios orientativos según potencia (kW) y volumen de digestor anaerobio (m³).
Recuperado de <http://www.arc.cat/es/altres/purins/guia/pdf/ficha6.pdf>



ANEXO I. DESCRIPCIÓN DEL PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL EN EL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Los precios se han obtenido del CYPE Ingenieros, S. A. y siguiendo la guía de Gálvez, L. G. (2007).

ALTERNATIVA 2

REACTORES BIOLÓGICOS

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y debroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoñado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	2 960.10 m ²	1.05 €/m ²	3,108.11
1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	 1 875 m ³ 4 500 m ³ 750 m ³ 375 m ³	1.52 €/m ³	 2,850.00 6,840.00 1,140.00 570.00
2. Cimentación				
2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	 1 875 m ³ 4 500 m ³ 750 m ³ 375 m ³	69.30 €/m ³	 129,937.50 311,850.00 51,975.00 25,987.50
2.2	Hormigón para armado Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa,			



	fabricado en central, vertido con cubilote. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	1 875 m ³ 4 500 m ³ 750 m ³ 375 m ³	76.88 €/m ³	144,150.00 345,960.00 57,660.00 28,830.00
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón. R. anóxico (1)..... 12.5 x 5 30 x 5 R. aerobio (1)..... 30 x 5 30 x 5 R. anóxico (2)..... 30 x 5 5 x 5 R. aerobio (2)..... 8.67 x 5 8.67 x 5	62.5 m ² 150 m ² 150 m ² 150 m ² 25 m ² 43.35 m ²	17.80 €/m ²	1,112.50 2,670.00 5,340.00 2,670.00 445.00 1,543.26
TOTAL PRESUPUESTO REACTORES BIOLÓGICOS				1,124,638.87

DECANTACIÓN SECUNDARIA

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y debroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	281 m ²	1.05 €/m ²	295.05 2 Ud. (590.01)



1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados.	1066.01 m ³	1.52 €/m ³	1,620.34 2 Ud. (3,240.67)
2. Cimentación				
2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.	1066.01 m ³	69.30 €/m ³	73,885.15 2 Ud. (147,770.31)
2.2	Hormigón para armado Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa, fabricado en central, vertido con cubilote.	1066.01 m ³	76.88 €/m ³	81,954.85 2 Ud. (163,909.70)
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie curva, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón.	786.73 m ²	17.80 €/m ²	14,003.85 2 Ud. (28,007.71)



3.2	Mecanismo rasquetas Rasquetas curvas, diámetro 20 m, altura del tanque 4 m, tipo oscilante, campana deflectora, vertedero y accesorios.	1 unidad por decantador	18,000.00 €/Ud.	18,000.00 2 Ud. (36,000.00)
TOTAL PRESUPUESTO DECANTADORES SECUNDARIOS		Importe 1 decantador circular		189,759.24
		Importe 2 decantadores circulares		379,518.48

ALTERNATIVA 3

REACTOR BIOLÓGICO

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y debroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	1 559.38 m ²	1.05 €/m ²	1,637.35
1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados.	7 800 m ³	1.52 €/m ³	11,856.00
2. Cimentación				
2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.	7 800 m ³	69.30 €/m ³	540,540.00
2.2	Hormigón para armado			



	Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa, fabricado en central, vertido con cubilote.	7 800 m ³	76.88 €/m ³	599,664.00
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón. 88.3 x 5 17.67 x 5	441.50 88.35	17.80 €/m ²	7,858.70 1,572.63
TOTAL PRESUPUESTO REACTORES BIOLÓGICOS				1,163,128.68

DECANTACIÓN SECUNDARIA

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y debroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	281 m ²	1.05 €/m ²	295.05 2 Ud. (590.01)
1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados.	1066.01 m ³	1.52 €/m ³	1,620.34 2 Ud. (3,240.67)
2. Cimentación				
2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza			



	y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.	1066.01 m ³	69.30 €/m ³	73,885.15 2 Ud. (147,770.31)
2.2	Hormigón para armado Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa, fabricado en central, vertido con cubilote.	1066.01 m ³	76.88 €/m ³	81,954.85 2 Ud. (163,909.70)
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie curva, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón.	786.73 m ²	17.80 €/m ²	14,003.85 2 Ud. (28,007.71)
3.2	Mecanismo rasquetas Rasquetas curvas, diámetro 20 m, altura del tanque 4 m, tipo oscilante, campana deflectora, vertedero y accesorios.	1 unidad por decantador	18,000.00 €/Ud.	18,000.00 2 Ud. (36,000.00)
TOTAL PRESUPUESTO DECANTADORES SECUNDARIOS		Importe 1 decantador circular		189,759.24
		Importe 2 decantadores circulares		379,518.48

ALTERNATIVA 5

REACTORES BIOLÓGICOS

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y desbroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoñado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	828.92 m ²	1.05 €/m ²	870.36
1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	375 m ³ 1 249.80 m ³ 750.20 m ³ 125 m ³	1.52 €/m ³	570.00 1,899.70 1,140.30 190.00
2. Cimentación				
2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	375 m ³ 1 249.80 m ³ 750.20 m ³ 125 m ³	69.30 €/m ³	25,987.50 86,611.14 51,988.86 8,662.50
2.2	Hormigón para armado Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa, fabricado en central, vertido con cubilote. R. anóxico (1)..... R. aerobio (1)..... R. anóxico (2)..... R. aerobio (2).....	375 m ³ 1 249.80 m ³ 750.20 m ³ 125 m ³	76.88 €/m ³	28,830.00 96,084.62 57,675.38 9,610.00
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón			



	Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón.		17.80 €/m ²	
	R. anóxico (1).....			
	15.81 x 5	79.05 m ²		1,407.09
	4.74 x 5	23.70 m ²		421.86
	R. aerobio (1).....			
	15.81 x 5			
	15.81 x 5	79.05 m ²		2,814.18
	R. anóxico (2).....			
	15.81 x 5	79.05 m ²		1,407.09
	9.49 x 5	47.45 m ²		844.61
	R. aerobio (2).....			
	5 x 5	25 m ²		890.00
	5 x 5			
		43.35 m ²		
TOTAL PRESUPUESTO REACTORES BIOLÓGICOS				377,905.19

DECANTACIÓN SECUNDARIA

Nº Orden	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1. Movimiento de tierras				
1.1	Despeje y desbroce Despeje y desbroce de la vegetación, desarbolado, destocoado y retirada de productos a vertedero. Completamente terminado.	199.81 m ²	1.05 €/m ²	209.80 2 Ud. (419.60)
1.2	Excavación de zanjas, pozos y cimientos Excavación en zanjas, pozos y cimientos en cualquier clase de terreno, incluso entibaciones, agotamientos, perfilado de fondos y laterales, así como acopio de la capa vegetal para su posterior reposición, incluso carga y transporte de los productos sobrantes de la excavación a vertederos apropiados. Completamente terminados.	759.27 m ³	1.52 €/m ³	1,154.09 2 Ud. (2,308.17)
2. Cimentación				



2.1	Hormigón limpieza Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.	759.27 m ³	69.30 €/m ³	52,617.41 2 Ud. (105,234.82)
2.2	Hormigón para armado Hormigón para armar en muros de contención 3<H<6 m, HA-25/B/20/IIa, fabricado en central, vertido con cubilote.	759.27 m ³	76.88 €/m ³	58,372.68 2 Ud. (116,745.36)
3. Estructuras				
3.1	Encofrado para muro de hormigón Sistema de encofrado a dos caras con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 105 usos, para formación de muro de hormigón armado, entre 3 y 6 m de altura y superficie curva, para elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón.	590.03 m ²	17.80 €/m ²	10,502.47 2 Ud. (21,004.94)
3.2	Mecanismo rasquetas Rasquetas curvas, diámetro 20 m, altura del tanque 4 m, tipo oscilante, campana deflectora, vertedero y accesorios.	1 unidad por decantador	18,000.00 €/Ud.	18,000.00 2 Ud. (36,000.00)
TOTAL PRESUPUESTO DECANTADORES SECUNDARIOS		Importe 1 decantador circular		140,856.45
		Importe 2 decantadores circulares		281,712.90

ANEXO II. DESCRIPCIÓN DEL PRESUPUESTO PARA EL DIGESTOR ANAEROBIO

Para llevar a cabo el presupuesto del digestor anaerobio se deben hallar las pérdidas de calor, y para ello, se deben realizar una serie de cálculos previos (Sáez, 2017).

Las características obtenidas de la simulación en Desass son las siguientes:

- TRC: 20 d.
- Caudal de entrada el digestor: 112.14 m³/d
- Volumen del digestor: 2,242.80 m³
- Temperatura de entrada al digestor: 23 °C
- Temperatura interior del digestor: 35 °C
- Diámetro del digestor: 10.0 m
- Altura del digestor: 1.0 m
- Espesor del digestor: 0.41 m
- Caudal másico de la disolución: 114,382.80 Kg/d

Los datos necesarios para realizar los cálculos de pérdidas de calor son los siguientes (Sáez, 2017):

Coefficientes de transferencia de calor

- Suelo seco en toda la superficie: $U = 0.68 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Solera del digestor en presencia de agua: $U = 0.85 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Cubierta expuesta al aire: $U = 0.91 \text{ W/m}^2\text{°C}$

Temperaturas:

- Terreno bajo la solera: 15 °C
- Tierra que rodea la pared: 18 °C

Densidad de la disolución: 1,020.0 Kg/m³

Calor específico de la disolución: 4,200.0 J/Kg °C

A continuación, se exponen las ecuaciones (Sáez, 2017) y los cálculos realizados.

- Calor necesario para calentar la disolución de fango:

$$Q = m * C_e * (T_f - T_i)$$

donde:

- Q es el calor necesario (J/d)
- m es el caudal másico (Kg/d)



- C_e es el calor específico en $J/Kg\ ^\circ C$
- T_f es la temperatura final en $^\circ C$
- T_i es la temperatura inicial en $^\circ C$

$$Q = 114,382.8 \frac{Kg}{d} * 4,200.0 \frac{J}{Kg\ ^\circ C} * (35 - 23)^\circ C = 57.65 \cdot 10^8 J/d$$

$$Q = 57.65 \cdot 10^8 \frac{J}{d} * \frac{2.778 \cdot 10^{-7} kWh}{1 J} * \frac{1 d}{24 h} = 66.73 kW$$

- Superficie de las paredes, solera y cubierta
 - Paredes: $2 * \pi * \text{radio} * \text{espesor} = 12.88 \text{ m}^2$
 - Solera: $\pi * \text{radio} * \text{lado cono} = 16.40 \text{ m}^2$
 - Cubierta: $\pi * \text{radio}^2 = 78.54 \text{ m}^2$

- Pérdidas de calor por conducción

$$q = U * A * \Delta T$$

donde:

- q es la pérdida de calor (W)
- A es el área de sección transversal a través de la cual se produce la pérdida de calor (m^2).
- ΔT es la diferencia de temperatura entre el interior y el exterior del digestor ($^\circ C$)

- Paredes

$$q = 0.68 * 12.88 * (35 - 18) = 148.89 W$$

- Solera

$$q = 0.85 * 16.40 * (35 - 15) = 278.80 W$$

- Cubierta

$$q = 0.91 * 78.54 * (35 - 23) = 857.66 W$$

- Pérdidas de calor totales:

$$q = 148.89 + 278.80 + 857.66 = 1,285.35 W$$

- Capacidad necesaria de calentamiento

Capacidad = Calor necesario para calentar la disolución + pérdidas de calor

$$Capacidad = 66.73 + 1.29 = 68.02 kW$$



1. Coste de obra civil e instalaciones			
	Medición	Precio (€/m³)	Importe (€)
Volumen total del digester anaerobio	2,242.80 m ³	356.39 € para un volumen de 1,200.00 m ³	712.78
2. Coste del motor de cogeneración			
	Medición	Precio (€/m³)	Importe (€)
Potencia requerida (kW)	68.02 kW	86,000.00 € para motor de 70 kW	86,000.00
TOTAL PRESUPUESTO DIGESTOR ANAEROBIO			86,712.78