

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO FIN DE GRADO

***DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE
AGUAS RESIDUALES EN EL MUNICIPIO DE
OROZKO (BIZKAIA).***

DOCUMENTO Nº1 – MEMORIA DESCRIPTIVA

Alumno/Alumna: González Pérez, Oier

Director/ Directora: Aranguiz Basterrechea, Itziar

Curso: 2018-2019

Fecha: 22 de julio de 2019

DOCUMENTO N°1

MEMORIA DESCRIPTIVA

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	11
2.	CONTEXTO	12
3.	OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO.....	16
4.	CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE PROYECTO	17
4.1	SITUACIÓN OROZKO	17
4.2	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO DEL MUNICIPIO	17
4.3	DEMOGRAFÍA.....	18
4.4	SITUACIÓN SOCIOECONÓMICA.....	18
4.5	CLIMATOLOGIA E HIDROLOGÍA.....	19
4.5.1	CLIMA	20
4.5.2	TEMPERATURAS	20
4.5.3	PRECIPITACIONES	21
4.5.4	VIENTO	22
4.6	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR.....	24
4.7	SANEAMIENTO EXISTENTE	26
4.8	RED DE SANEAMIENTO ACTUAL.....	27
5.	SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO	29
6.	ANÁLISIS DE LA POBLACIÓN.....	32
6.1	EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA POBLACIÓN	32
6.2	POBLACIÓN DE DISEÑO	33
7.	ESTUDIO DE LAS AGUAS RESIDUALES A TRATAR	34
7.1	CAUDALES DE DISEÑO.....	34
7.1.1	DATOS DE PARTIDA.....	34
7.1.2	CAUDAL ACTUAL (Q_{ACTUAL})	34
7.1.3	CAUDAL MEDIO (Q_M)	35
7.1.4	CAUDAL PUNTA (Q_P)	35
7.1.5	CAUDAL MÁXIMO ($Q_{MÁX}$).....	36
7.1.6	CAUDAL MÍNIMO ($Q_{MÍN}$).....	37
7.1.7	CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO.....	37
7.2	CARACTERIZACIÓN Y CONDICIONES EXIGIBLES AL VERTIDO	38
7.2.1	TIPOS DE CONTAMINANTES.....	38
7.2.2	PARAMETROS LÍMITES DE LOS VERTIDOS.....	41

7.2.3	ESTUDIO DE CARGAS CONTAMINANTES	43
8.	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	48
8.1	SISTEMAS DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	48
8.1.1	PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO	49
8.1.2	TRATAMIENTO SECUNDARIO O BIOLÓGICO	50
8.2	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS	52
8.3	ALTERNATIVAS TRATAMIENTO PRIMARIO	53
8.3.1	FOSA SÉPTICA	53
8.3.2	TANQUE IMHOFF.....	54
8.3.3	DECANTADOR PRIMARIO	56
8.4	ALTERNATIVAS TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	57
8.4.1	LAGUNAJE	57
8.4.2	HUMEDADES ARTIFICIALES	61
8.4.3	LECHOS BACTERIANOS	64
8.4.4	AIREACIONES PROLONGADAS	66
8.4.5	CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS (CBR)	67
8.5	VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	68
8.5.1	ALTERNATIVAS TRATAMIENTO PRIMARIO.....	69
8.5.2	ALTERNATIVAS TRATAMIENTO SECUNDARIO	71
8.5.3	CUADRO RESUMEN DE VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	75
8.6	ALTERNATIVA ADOPTADA	76
9.	DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO DE LA EDAR.....	79
9.1	ESQUEMA DE LA EDAR	79
9.2	LLEGADA DEL INFLUENTE A LA EDAR.....	80
9.3	PRETRATAMIENTO	81
9.4	REGULACIÓN DE CAUDAL PRETRATADO.....	82
9.5	TRATAMIENTO DE PLUVIALES	83
9.6	REACTOR BIOLÓGICO	83
9.7	DECANTADOR SECUNDARIO	84
9.8	TRATAMIENTO DE FANGOS.....	85
10.	ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS.....	86
10.1	ACCESOS	86

10.2	SERVICIOS, INFRAESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES DE LA PLANTA	88
10.2.1	FIRME.....	89
10.2.2	EDIFICACIÓN.....	89
10.2.3	ILUMINACIÓN	89
10.2.4	SEGURIDAD	89
10.2.5	VEGETACIÓN	90
10.2.6	SERVICIOS	90
10.3	SISTEMA DE SANEAMIENTO.....	90
11.	PLANIFICACIÓN TEMPORAL DE LA EJECUCIÓN DE LA EDAR	92
11.1	DIAGRAMA DE GANTT	93
12.	RESUMEN DEL PRESUPUESTO	94
13.	NORMATIVA.....	95
13.1	NORMATIVA EUROPEA.....	95
13.2	NORMATIVA ESTATAL	96
13.3	NORMATIVA AUTONÓMICA.....	97
14.	BIBLIOGRAFÍA.....	98
15.	ANEJOS A LA MEMORIA	102

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Situación del municipio de Orozko</i>	17
<i>Figura 2: Localización de la estación meteorológica de Orozko</i>	19
<i>Figura 3: Evolución de los diferentes valores de temperatura en Orozko para el año 2017</i>	21
<i>Figura 4: Precipitación acumulada en Orozko en el año 2017 distribuida en meses</i> ...	22
<i>Figura 5: Precipitación acumulada en Orozko en el año 2017</i>	22
<i>Figura 6: Rosa de los vientos</i>	23
<i>Figura 7: Intensidades de los vientos en Orozko</i>	23
<i>Figura 8: Diagnóstico de estado ecológico de la Unidad Hidrológica Ibaizabal (Campaña 2018)</i>	25
<i>Figura 9: Red de saneamiento existente</i>	28
<i>Figura 10: Situación final de la EDAR</i>	29
<i>Figura 11: Situación final de la EDAR</i>	29
<i>Figura 12: Evolución histórica del número de habitantes de Orozko desde 1998</i>	32
<i>Figura 13: Evolución diaria del caudal de aguas residuales</i>	35
<i>Figura 14: Evolución del pH y conductividad</i>	44
<i>Figura 15: Evolución de concentración de DQO, DBO5 y la materia en suspensión</i> ...	45
<i>Figura 16: Evolución de concentración de nitrógeno y fósforo</i>	45
<i>Figura 17: Posibles etapas de depuración en las EDAR</i>	48
<i>Figura 18: Esquema de una fosa séptica</i>	54
<i>Figura 19: Esquema de un Tanque Imhoff</i>	55
<i>Figura 20: Sección de un decantador primario</i>	56
<i>Figura 21: Tipos de lagunas</i>	57
<i>Figura 22: Esquema de sistema de lagunaje</i>	58
<i>Figura 23: Esquema de una laguna anaeróbica profunda</i>	59
<i>Figura 24: Esquema de una laguna facultativa</i>	59
<i>Figura 25: Esquema de HAFS</i>	62
<i>Figura 26: Esquema de HAFSSH</i>	63
<i>Figura 27: Esquema de HAFSSV</i>	63
<i>Figura 28: Esquema de FMF</i>	64
<i>Figura 29: Esquema partes filtro percolador</i>	64
<i>Figura 30: Esquema de lechos bacterianos</i>	65
<i>Figura 31: Esquema funcionamiento filtro percolador con decantación secundaria</i> ...	65
<i>Figura 32: Esquemas de procesos de aireaciones prolongadas</i>	67
<i>Figura 33: Esquema de contactor biológico rotativo</i>	68
<i>Figura 34: Nomenclatura diferentes alternativas de tratamiento</i>	75
<i>Figura 35: Análisis multicriterio</i>	76
<i>Figura 36: Planta de la EDAR de Orozko</i>	79
<i>Figura 37: Esquema de la EDAR de Orozko</i>	80
<i>Figura 38: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento</i>	80

<i>Figura 39: Esquema del pozo de gruesos con cuchara bivalva</i>	81
<i>Figura 40: Cuchara bivalva seleccionada</i>	82
<i>Figura 41: Tamiz rotativo</i>	82
<i>Figura 42: Esquema del proceso de aireaciones prolongadas seleccionado</i>	83
<i>Figura 43: Esquema del decantador secundario</i>	84
<i>Figura 44: Conexión actual con el terreno seleccionado</i>	86
<i>Figura 45: Conexión propuesta con el terreno seleccionado</i>	87
<i>Figura 46: Disposición actual de la zona de conexión</i>	88
<i>Figura 47: Disposición actual de la Plaza Gernika</i>	88

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Valores de las temperaturas en Orozko en el año 2017</i>	20
<i>Tabla 2: Número de habitantes Orozko</i>	32
<i>Tabla 3: Caudales de diseño</i>	37
<i>Tabla 4: Requisitos para los vertidos procedentes de EDAR</i>	42
<i>Tabla 5: Parámetros límites de vertidos para la EDAR a diseñar</i>	43
<i>Tabla 6: Concentraciones por HEQ</i>	46
<i>Tabla 7: Resumen parámetros de diseño</i>	46
<i>Tabla 8: Parámetros contaminantes</i>	46
<i>Tabla 9: Tratamiento exigido según el real decreto ley 11/1995 para vertidos en aguas residuales</i>	49
<i>Tabla 10: Rendimiento esperado mediante lagunas anaeróbicas</i>	58
<i>Tabla 11: Rendimiento esperado mediante lagunas facultativas</i>	60
<i>Tabla 12: Rendimiento esperado mediante HAFSSH y HAFSSV</i>	62
<i>Tabla 13: Programa de trabajos</i>	93

ACRONIMOS

B

BOE *Boletín Oficial del Estado.*

C

CAPV *Comunidad Autónoma del País Vasco.*

CBR *Contactores biológicos rotativos.*

CHC *Confederación hidrográfica del Cantábrico.*

CHN *Confederación Hidrográfica del Norte de España.*

CVEA *Catálogo Vasco de Especies Amenazadas.*

D

DBO *Demanda Biológica de Oxígeno.*

DBO₅ *Demanda Biológica de Oxígeno a los cinco días.*

DFB *Diputación Foral de Bizkaia – Bizkaiko Foru Aldundia.*

DQO *Demanda Química de Oxígeno.*

E

EDAR *Estación depuradora de aguas residuales.*

EUSTAT *Instituto Vasco de Estadística - Euskal Estatistika Erakundea.*

EVE *Ente Vasco de la energía.*

F

FMF *Humedades artificiales de macrófitos en flotación.*

G

GV *Gobierno Vasco.*

H

HAFS *Humedades artificiales de flujo superficial.*

HAFS_S *Humedades artificiales de flujo subsuperficial.*

HAFS_SH *Humedades artificiales de flujo subsuperficial horizontal.*

HAFS_SV *Humedades artificiales de flujo subsuperficial vertical.*

HEQ *Habitantes equivalentes.*

I

INE *Instituto Nacional de Estadística.*

M

MOPU *Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.*

N

NTK *Nitrógeno total Kjeldahl.*

O

OD *Oxígeno disuelto.*

S

SD *Sólidos disueltos.*

SF *Sólidos filtrables.*

SS *Sólidos en suspensión.*

R

RD *Real Decreto.*

U

UE *Unión Europea.*

UTE *Unión temporal de empresas.*

1. INTRODUCCIÓN

La presente memoria define el diseño de la instalación y equipamientos correspondientes al proyecto “DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES EN EL MUNICIPIO DE OROZKO (BIZKAIA)” propuesto como trabajo fin de grado por el alumno Oier González Pérez.

El objeto del estudio es recoger, en el ámbito de un trabajo fin de grado, las actuaciones necesarias en el municipio de Orozko (Bizkaia) para el diseño y dimensionamiento de una EDAR (estación depuradora de aguas residuales). Las distintas instalaciones de la EDAR se han diseñado de tal forma que, valiéndose de una red de saneamiento existente, sea capaz de tratar las aguas residuales del municipio mediante diversos procesos físicos y biológicos, permitiendo reducir así la carga contaminante existente en las aguas hasta los mínimos de calidad exigidos.

2. CONTEXTO

Durante los últimos 35-40 años se ha buscado trazar una solución que permita paliar los problemas ecológicos ligados a la calidad de las aguas del río Altube, que atraviesa el municipio de Orozko, y en general al estado de las aguas de toda la cuenca del alto Nervión. Sin embargo, la dificultad para llegar a acuerdos entre las diversas instituciones involucradas junto con un incremento de los vertidos de aguas residuales, tanto de origen urbano como industrial, ha provocado que la situación de la cuenca empeore paulatinamente.

Los grandes avances en materia ambiental, así como una normativa cada vez más exigente en este aspecto, implican una necesidad de puesta al día en muchos servicios que pueden estar obsoletos o ser, incluso, inexistentes. Por este motivo, y en el caso concreto que se estudia, se propone el diseño de un sistema de depuración con el fin de generar un vertido más riguroso y apropiado al que se realiza actualmente, de modo que se permita el vertido de las aguas residuales depuradas al cauce del río y que contribuya con ello a la preservación de los recursos naturales del entorno.

El saneamiento y depuración del alto Nervión es una obra declarada de interés general, por lo que su ejecución corresponde al estado. Figura en el Anexo II de la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional y también está recogida en el Programa de Medidas del Plan Hidrológico de la Demarcación Cantábrico Oriental 2009-2015. El ámbito pertenece a los territorios históricos de Álava/Araba y Bizkaia.

La comarca del alto Nervión ha sido profundamente estudiada durante los últimos treinta años, con el fin de poder definir la solución óptima del saneamiento y depuración de sus vertidos urbanos e industriales. En este apartado se hace una breve síntesis de estos trabajos previos a la elaboración del presente proyecto.

En el año 1976 la empresa INTECSA redactó el "PROYECTO DE SANEAMIENTO DE LLODIO" por contrato del ayuntamiento de Llodio/Llodio. Este proyecto, aprobado por el pleno del ayuntamiento el 29 de octubre de 1976, fue sometido a información pública en el Boletín Oficial de Álava de 4 de junio de 1977 y aprobado definitivamente por la CHN (Confederación Hidrográfica del Norte de España) el 18 de octubre de 1977. En el mismo se plantea una estación de depuración para Llodio/Llodio que se ubica en la orilla derecha del río Nervión en la confluencia con el río Altube, junto al límite con la provincia de Bizkaia. Los terrenos necesarios para la implantación de la depuradora, definidos en el proyecto anterior, se identifican para tal misión en el "PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA DE LLODIO" de 1984. [13]

En el año 1984 la Viceconsejería de Medio Ambiente del Departamento de Política Territorial y Transportes del GV (Gobierno Vasco) redactó el "PLAN DIRECTOR DE SANEAMIENTO DE LA CUENCA ALTA DEL RÍO NERBIOI". Este Plan fue realizado por la empresa de ingeniería ICOP y situaba la planta de tratamiento de aguas en el emplazamiento denominado de Anuncibai, en la margen izquierda del río Altube y

recogido en el “PLAN DE ORDENACIÓN URBANA DE LLODIO” de 1989, por ser insuficiente la superficie reservada en el Plan de Ordenación de 1984.

Posteriormente, con fecha de febrero de 1992, la Dirección de Planificación y Obras Hidráulicas del Departamento de Transportes y Obras Públicas del GV redactó el “ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DEL SANEAMIENTO DEL ALTO NERVIÓN”, en el que se concluía que el sistema de saneamiento debería contar con una única EDAR, localizada en Laudio/Llodio, para tratar los vertidos del alto Nervión desde Orduña y de la cuenca del río Altube desde Orozko. Afecta el desarrollo de este sistema, por tanto, a los municipios de Amurrio, Aiara/Ayala, Laudio/Llodio, Urduña/Orduña y Orozko, con una población actual aproximada de 35.000 habitantes.

En el año 1994, la Ley 42/1994 de 30 de diciembre declara de interés general del Estado las obras de la EDAR del alto Nervión, en el término municipal de Laudio/Llodio. Previamente, el 31 de mayo de 1994, se suscribió un acuerdo de colaboración entre Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente y el Departamento de Transportes y Obras Públicas de la CAPV (Comunidad Autónoma del País Vasco) por el que el Estado se responsabilizaba de la contratación y ejecución de las obras de la EDAR.

En julio de ese mismo año, 1994, se redacta un proyecto de saneamiento para la cuenca alta del río Nervión “PROYECTO DE SANEAMIENTO DE LA CUENCA ALTA DEL RÍO NERBIOI - PROYECTO DE COLECTORES”. Este proyecto desarrolla un esquema de saneamiento para los diversos municipios implicados.

El 20 de mayo de 1997 se convoca por parte de la CHN el “CONCURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA EDAR DE ANUNCIBAI”. A finales de ese mismo año se resuelve adjudicar a la UTE (unión temporal de empresas) compuesta por las empresas Fomento de Construcciones y Contratas S.A., FCC: Construcción S.A. y Servicios y Procesos Ambientales, S.A., la ejecución de dichas obras. En esas fechas se crea la Plataforma Unitaria de Vecinos de Areta (barrio de Laudio/Llodio) que se posicionan en contra de la ubicación de la EDAR.

La persistencia de los problemas con esta ubicación y la retirada de los terrenos aportados por parte del Ayuntamiento motivó al GV el replanteo del citado esquema de saneamiento.

En septiembre del año 2001, la Fundación Gezia estudia para el Ayuntamiento de Laudio/Llodio el "DIAGNÓSTICO AMBIENTAL Y PROPUESTA DE CRITERIOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE LAUDIO". En este documento se desestima la solución comarcal conjunta por problemas medioambientales de caudal que no tienen un excesivo rigor de cálculo y se centra en una EDAR exclusiva para Laudio/Llodio, desestimando incluso la posibilidad de conexión con Orozko. El documento plantea seis emplazamientos posibles dentro del Término Municipal de Laudio/Llodio. Aunque el documento no se posiciona, por las ventajas e inconvenientes que indica, parece existir una tendencia de colocar la EDAR en Basaurbe o en Anuncibai.

En junio del 2002, se redacta por parte de la Dirección de Aguas del GV, el “ESTUDIO DE SANEAMIENTO DE LAS CUENCAS DEL ALTO NERBIOI” con el fin de fijar la solución de la depuración más adecuada en la comarca.

Un año más tarde y como resultado final de los estudios anteriores, la Dirección de Aguas del GV redacta el “PLAN DE SANEAMIENTO DE LA CUENCA DEL ALTO NERBIOI”, en donde se propone como esquema finalista de saneamiento una EDAR en Markijana para los vertidos de agua residual de Orduña, Amurrio, Valle de Izoria y Luiaondo y una EDAR en Laudio/Llodio para los vertidos de Laudio/Llodio y Orozko.

Posteriormente, la DFB (Diputación Foral de Bizkaia), junto con el GV, decide la construcción de la EDAR de Urduña/Orduña, ante la falta de decisión en el esquema de saneamiento de la comarca. Esta obra fue adjudicada en mayo del 2006, encontrándose en servicio hoy en día. Las obras de dicha EDAR comenzaron en agosto del año 2007. En julio del 2011, con dos años de retraso de la fecha proyectada, se puso en marcha la depuradora de Urduña/Orduña que trata desde entonces las aguas residuales de la localidad vizcaína y de las juntas administrativas de Lendoño de Arriba, Lendoño de Abajo, Mendeika y Belandia, pertenecientes todas ellas al municipio de Amurrio. La EDAR está proyectada para dar respuesta a una población equivalente de 6.400 personas [50] y se pretende que en un futuro recoja las aguas fecales de los cerca de 300 residentes de Delika, Tertanga y Aloria, pertenecientes también a la localidad alavesa de Amurrio.

Con fecha 31 de agosto de 2004, el Departamento de Medio Ambiente de la DFB, adjudicó a Idom el Contrato de Consultoría y Asistencia Técnica para la “REDACCIÓN DE LOS PROYECTOS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE OROZKO”. En el marco de este trabajo, en julio de 2005 se redactó el “ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE CONEXIÓN ENTRE BARRIOS”. Así pues, después de estudiar varias alternativas donde se definían distintas opciones de mejora de la red de saneamiento de estos barrios, se optó por diseñar un colector desde Ugalde hasta Zubiaur, a la que básicamente se irían incorporando los diferentes barrios por los que pasa.

A su vez, la CHC (Confederación hidrográfica del Cantábrico) adjudicó en 2009 la redacción del “ANTEPROYECTO DE LAS DEPURADORAS DE MARKIJANA Y BASAURBE”. De nuevo, problemas con las plataformas vecinales impidieron desarrollar los proyectos de las dos infraestructuras.

La incapacidad para la puesta en marcha de las distintas infraestructuras de saneamiento queda reflejada en el persistente mal estado ecológico del Nervión, cuya evidencia se puede constatar en el *Apartado 4.6 “Caracterización del medio receptor”* del presente documento y en el *Anejo 3 “Caracterización de la cuenca del Nervión”*.

Esta deficiente gestión del saneamiento ha provocado el inicio por parte de la UE (Unión Europea) de un procedimiento por incumplimiento de la Directiva 91/271/CEE de 21 de mayo de 1991, sobre Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas [49]. Este procedimiento se abre en base a los resultados de los controles realizados por la administración hidráulica (URA y CHC) y que posteriormente fueron reportados a la UE, constituyendo una de las

bases de la sanción (EU Pilot 6734/14/ENVI) a España por incumplimiento en materia de saneamiento, debido a vertidos al cauce sin depuración.

Tras años de inacción, con el objetivo de solucionar el retraso histórico que sufre el Nervión en la resolución de su saneamiento y tratando de evitar sanciones millonarias por incumplimiento de la directiva 91/271/CEE, desde las distintas administraciones públicas se ha tratado de impulsar en las últimas fechas la resolución para la proyección de las instalaciones que permitan definitivamente el saneamiento del río Nervión.

En este sentido, el 26 de abril de 2019 El Consejo de Ministros desbloqueó el proyecto de saneamiento del Alto Nervión, sacando a licitación la construcción de la red de colectores de Laudio/Llodio, Orozko, Aiara/Ayala y Amurrio. La licitación de las obras del proyecto de colectores fue anunciada el 11 de junio de 2019 y contará con un presupuesto estimado de 33 millones de euros y un plazo de ejecución máximo de 36 meses. El mismo trámite se tiene que hacer aún para la construcción de las dos plantas depuradoras, cuyo presupuesto se prevé que cuente con otros 37 millones de euros aproximadamente.

Por su parte, el GV aprobó a fecha de 14 de mayo de 2019 la disposición de 2,5 millones de euros previstos en los Presupuestos para el pago de las expropiaciones de los terrenos afectados por las dos depuradoras y la red de colectores que integran el Plan de Saneamiento del Alto Nervión. Esta partida de 2,5 millones de euros se realiza en cumplimiento del acuerdo de 1994 en el que se establecía que la administración autonómica facilitaría la puesta a disposición de los terrenos a la administración central.

3. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO

En el momento de la redacción del presente proyecto, en el alto Nervión, con una población aproximada de 40.000 habitantes en cinco municipios, solo la localidad de Uduña/Orduña (Bizkaia), situada en la cabecera del citado río y con 4.200 habitantes, dispone de una estación depuradora de aguas residuales urbanas en explotación [32]. El resto de las localidades, que representan casi el 90% de la población del alto Nervión, vierte sus aguas residuales a este eje fluvial y afluentes sin efectuar ningún tipo de tratamiento o con tratamientos ineficientes (en su mayoría fosas sépticas) [13].

Alejándose de la idea inicial de construir una única EDAR en Laudio/Llodio que se tenía hace décadas, tal y como se ha detallado en el *Apartado 2 “Contexto”*, se entiende que la mejor solución al problema ecológico de la zona es la realización de cuatro estaciones depuradoras de aguas residuales que sean independientes entre sí y que estén situadas en los cuatro grandes núcleos de población existentes en la zona. Una de ellas es la situada en el municipio de Urduña/Orduña, estación que ya se encuentra en funcionamiento, y las otras tres se situarían en los municipios de Amurrio, Laudio/Llodio (ambas en fase previa a su licitación) y Orozko.

A lo largo del presente proyecto se han trazado las bases del diseño de la estación depuradora de aguas residuales de Orozko, definiendo las instalaciones y elementos necesarios que permitan su óptimo funcionamiento desde su puesta en servicio, hasta el año horizonte de proyecto. El diseño de este tipo de instalaciones se suele efectuar para un período de vida útil de normalmente 25 años, de modo que el dimensionamiento de esta ha sido previendo las posibles exigencias que pueden darse en el año 2044, siendo este año por tanto el año horizonte de proyecto de la depuradora.

A lo largo de su vida útil, la EDAR deberá ser capaz de tratar las aguas residuales recogidas por la red de saneamiento, con el objetivo final de corregir los actuales vertidos, unificándolos y eliminando la contaminación que los mismos producen sobre los ecosistemas hídricos de la zona. Dicho objetivo permite que los costes de construcción y mantenimiento de la EDAR se vean ampliamente compensados por la funcionalidad que se ha de conseguir.

4. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE PROYECTO

Las características del municipio influyen en el diseño de la EDAR. Mientras que la disposición del terreno puede condicionar la construcción de la EDAR, el resto de los factores (presencia de industria, situación socioeconómica de la población, climatología, etc.) son responsables del volumen de aguas residuales que llegarán a la depuradora y de la composición de estas.

A lo largo del presente apartado de la memoria se han analizado ciertos factores del municipio de Orozko, con el objeto de caracterizar la zona de proyecto de la forma más real posible, permitiendo un diseño idóneo de la EDAR.

4.1 SITUACIÓN OROZKO

Orozko, ubicado al pie de la sierra del Gorbea y regado por el río Altube, es un municipio perteneciente al territorio histórico de Bizkaia, en la CAPV. Se encuentra enmarcado en el extremo suroeste de Bizkaia, en su límite con la provincia de Araba. Orozko está rodeado por los municipios vizcaínos de Arrankudiaga, Arakaldo, Zeberio, Artea, Areatza y Zeanuri y por las localidades alavesas de Laudio/Llodio, Amurrio, Zuia y Aiara/Ayala. [39]

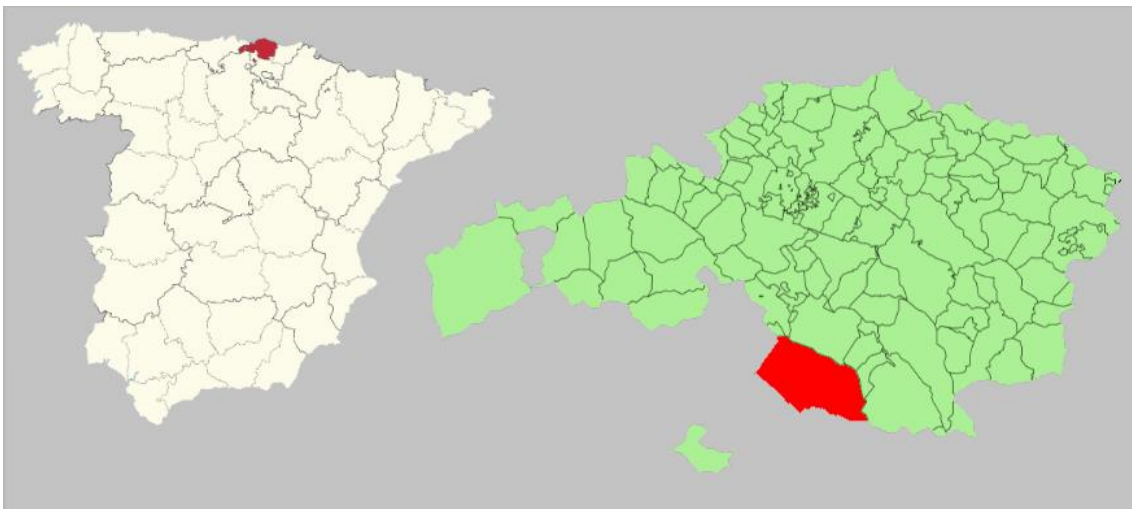


Figura 1: Situación del municipio de Orozko. (Propia)

4.2 DESCRIPCIÓN DEL TERRENO DEL MUNICIPIO

La localidad de Orozko cuenta con una extensión de entorno a los 120 km², lo que lo convierte en la segunda localidad en extensión de Bizkaia. Se trata de un fondo de valle con forma de V, en el que se presentan escasas áreas llanas como consecuencia de su cercanía a la sierra del Gorbea. Las laderas presentan fuertes pendientes y su relieve es, por lo general, muy abrupto. La red hidrográfica, muy tupida, está formada por innumerables arroyos que desembocan a los cauces principales. El fondo del valle llega a superar los 500 m de anchura en los lugares más amplios, como el casco urbano de Zubiaur, el cual se encuentra en las proximidades del punto de confluencia de los ríos Altube y Arnauri. [51]

El suelo residencial se encuentra dividido en dos como consecuencia de las infraestructuras viarias, contando con un núcleo central en el que se concentra la mayor parte de la población, una zona industrial en la parte norte del municipio y un número elevado de núcleos rurales y viviendas diseminadas a lo largo de su superficie.

4.3 DEMOGRAFÍA

El INE (Instituto Nacional de Estadística) cifra la población de Orozko en 2.651 personas para el año 2018 [29]. Analizando el municipio desde el punto demográfico, este se caracteriza por un perfil adulto-anciano, en el que un 20,2% de la población son mayores de 65 años y un 21,4% se encuentran en un rango de edad que va desde los recién nacidos hasta los 19 años [17]. La composición por sexo es muy similar, siendo algo mayor la población femenina que la masculina. Para el año 2018, el 50,8% de la población estaba formada por mujeres, siendo el restante 49,2% hombres.

La población es estable a lo largo del año, y no sufre significativas variaciones estacionales debidas a turismo, industrias y comercios. Esto otorga un carácter constante al municipio de Orozko, por lo que el volumen de aguas residuales generado en los diferentes meses del año no variará en exceso.

Respecto a la distribución de la población, el barrio de Zubiaur es el más importante del municipio y en él se encuentran situados el Ayuntamiento y los servicios públicos más importantes, junto con la mayor parte de la población. El resto de los habitantes de Orozko viven en diversos barrios diseminados a lo largo de toda el área de Orozko. En el [Apartado 6 “Análisis de la población”](#) se ha analizado en detalle la situación demográfica actual y futura.

La localidad ha conocido otras épocas con una población entorno a los 3.000 habitantes, pero epidemias, el cierre de las ferrerías y sobre todo el desarrollo de la cuenca del Nerbioi-Ibaizabal ha provocado la emigración de la juventud hacia urbes mayores con el consiguiente descenso poblacional. Estos tres factores han ocasionado que la población descienda desde los 3.000 hacia los 2.000 habitantes. Sin embargo, observando la evolución desde 1998 (descrita en el [Apartado 6.1 “Evolución histórica de la población”](#)), apoyado por la fuerte oferta urbanística existente y por un aumento de la población extranjera (6,2% de la población actual [17]), se puede decir que la tendencia actual es la de ir creciendo. [42]

4.4 SITUACIÓN SOCIOECONÓMICA

Orozko es una localidad predominantemente dormitorio, teniendo sus habitantes sus empleos repartidos en localidades cercanas como Laudio/Llodio, Ugao-Miraballes o Arrigorriaga.

La estructura económica del municipio de Orozko, al igual que en la mayoría del resto de municipios de Bizkaia, está basada fundamentalmente en el sector servicios. Tanto la hostelería como el turismo son a fecha de hoy las actividades dominantes. El porcentaje

de población que trabaja en el sector servicios ha aumentado en los últimos años en detrimento de quienes lo hacían en los sectores secundario y primario [42]. En los últimos datos aportados por EUSTAT (Euskal Estatistika Erakundea-Instituto Vasco de Estadística), que datan del año 2016, se fija la tasa de paro del municipio en un 12,4%. [17]

Cuenta a su vez con un importante sector primario basado principalmente en la ganadería, aunque se presenta como un sector estancado y sin relevo generacional. El sector agrícola de la zona, menos importante que el ganadero, se encuentra también en una mala situación habiendo pasado la mayor parte de las hectáreas fértiles a ser pastos.

Cuenta con un pequeño sector industrial donde se destaca las canteras de piedra caliza, talleres de madera y fábricas de embutidos o productos cárnicos. Desde el punto de vista socioeconómico las industrias de mayor relevancia del municipio son Artiach, Canteras y Seyce.

El municipio de Orozko tiene un PIB per cápita de 62.433€ en 2016 (último año del que se tienen registros), más de un 30% que el PIB medio de Euskadi.

4.5 CLIMATOLOGIA E HIDROLOGÍA

El objetivo de este apartado es el estudio climatológico e hidrológico del área de estudio a fin de dimensionar los elementos de la EDAR, para que su funcionamiento sea lo más eficiente posible.

Los datos de temperaturas, precipitaciones y vientos, mostrados en el presente apartado de la memoria, han sido obtenidos de la estación de aforo de Orozko, la cual se encuentra en la carretera BI-2522 aguas arriba de Orozko, a una altitud de 190 m (Figura 2).

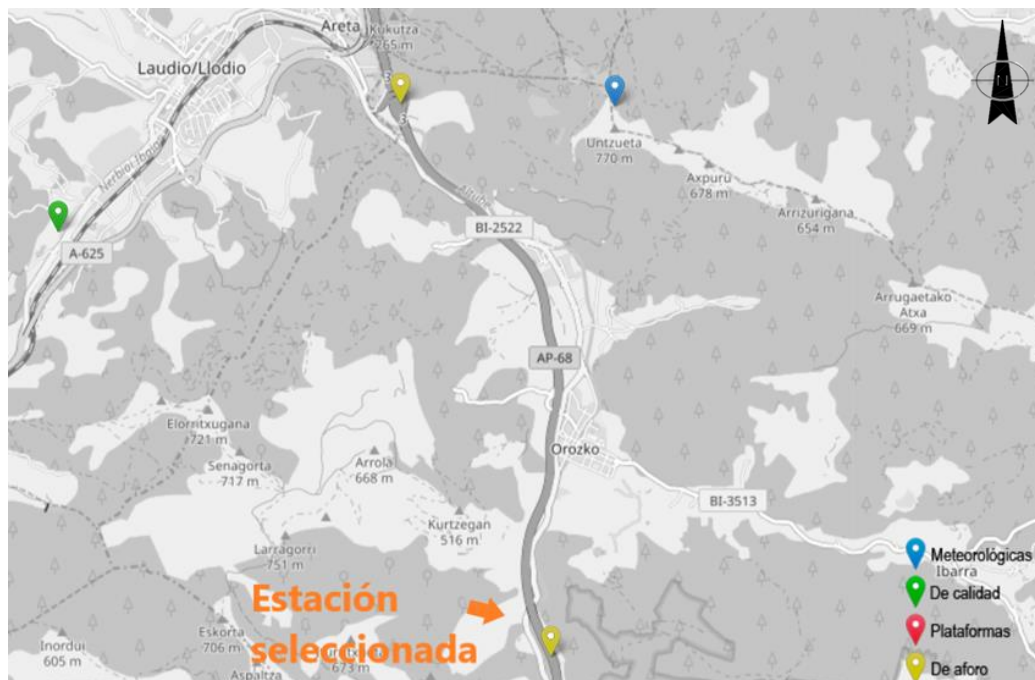


Figura 2: Localización de la estación meteorológica de Orozko. (Propia mediante Euskalmet)

4.5.1 CLIMA

El clima es uno de los factores más relevantes para la caracterización y estudio de una determinada región ya que incide en procesos tan relevantes como la formación del suelo o la evolución de la vegetación. Esta importancia es incluso mayor a la hora del diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, puesto que las precipitaciones existentes influirán en los caudales de entrada a la EDAR y los requerimientos que esta necesite. El clima depende principalmente de tres características geográficas: latitud, proximidad o lejanía del mar y la configuración del relieve.

La franja de estudio está ubicada en la zona de clima holohúmedo que, desde Asturias, atravesando los Pirineos Orientales, abarca la mitad norte-noroeste de Europa. En definitiva, el estudio se integra dentro del clima templado-oceánico con la característica fundamental de la abundancia de precipitaciones, inviernos frescos y húmedos y veranos suaves con carencia de meses secos a lo largo del año. [14]

La influencia del Mar Cantábrico en la zona norte del País Vasco de la que, aunque el municipio de Orozko no se encuentra muy cercano, sin embargo, sí se hace latente y se observa en los elevados grados de humedad ambiental, principalmente en verano. La cercanía al mar asimismo determina un clima suave con abundantes precipitaciones.

En cuanto a la orografía, el relieve montañoso ejerce de obstáculo al paso de las corrientes de aire, que cuando provienen desde el noroeste, contienen un elevado grado de humedad. Estas barreras implican que el aire cargado de humedad se comprima y genere precipitaciones en las laderas norte y llegue a las laderas sur mucho más seco.

4.5.2 TEMPERATURAS

Al igual que el resto de los municipios del valle del alto Nervión, Orozko presenta rasgos típicos del clima oceánico con veranos calurosos e inviernos suaves. Cuenta a su vez, con una escasa amplitud térmica que va desde los 8,5°C de media mínima en el mes más frío (enero) a los 19,2°C de media en el mes más caluroso (agosto).

Tabla 1: Valores de las temperaturas en Orozko en el año 2017. (Propia en base a los valores de la estación de aforo de Orozko)

Orozko GOB4	Temperatura (°C)			
Año	Media	Máxima media	Mínima media	Máxima absoluta
2017	13,2	19,2	8,5	37,6

En la *Figura 3* se han representado los valores de cuatro temperaturas interesantes y su evolución a lo largo de los meses del año 2017. Los valores recogidos por la tabla son la temperatura máxima absoluta, la temperatura máxima media, la temperatura mínima media y la temperatura mínima absoluta. Queda registrado también los días de heladas, que tal y como puede apreciarse se dieron en su mayoría en el mes de enero.

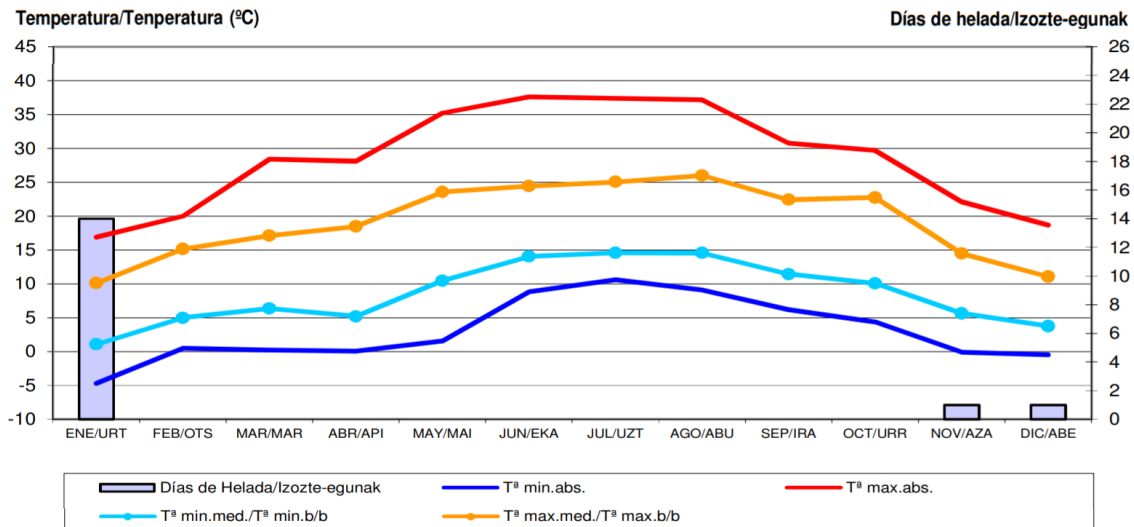


Figura 3: Evolución de los diferentes valores de temperatura en Orozko para el año 2017. [15]

4.5.3 PRECIPITACIONES

Al igual que para los valores registrados de temperaturas e intensidades de viento, para la representación de las precipitaciones se han usado los datos recogidos por la estación de aforo de Orozko.

Las precipitaciones en forma de lluvia suelen medirse en l/m^2 (litros por metro cuadrado) que equivale a los litros de agua de lluvia caídos en una superficie cuadrada de una longitud de un metro por cada lado con paredes verticales. Las precipitaciones también pueden registrarse en mm, existiendo una correspondencia entre 1 mm y $1 l/m^2$, porque un litro en un cubo de un metro de ancho y un metro de largo ocupa en volumen exactamente un milímetro de altura.

La cantidad de montañas forman un efecto fachada que modifica la circulación de las masas húmedas creando sombras de precipitaciones. Esto provoca que las precipitaciones sean abundantes, con un valor de precipitación total de $1.132,9 l/m^2$ para el año 2017 [15], repartidas uniformemente a lo largo del año, aunque con algo más de escasez en los meses de verano.

La Figura 4 muestra el registro de las precipitaciones acumuladas en cada mes del año 2017, y su relación con la temperatura media a lo largo del año. Los valores registrados concuerdan con las precipitaciones que suelen darse en municipios con el clima de la zona.

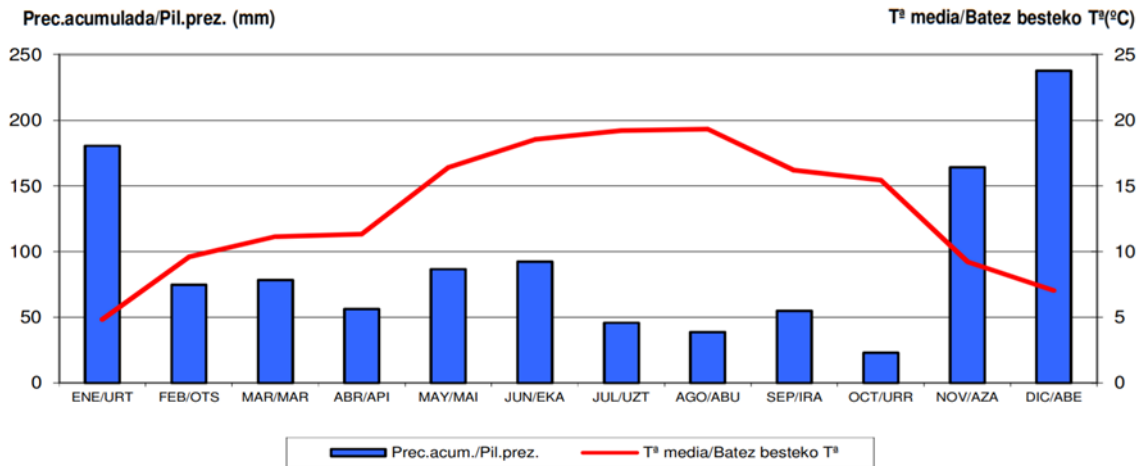


Figura 4: Precipitación acumulada en Orozko en el año 2017 distribuida en meses. [15]

De forma más precisa, en la *Figura 5* pueden verse los valores diarios de las precipitaciones registradas a lo largo del año 2017, y su correlación con el nivel del agua.

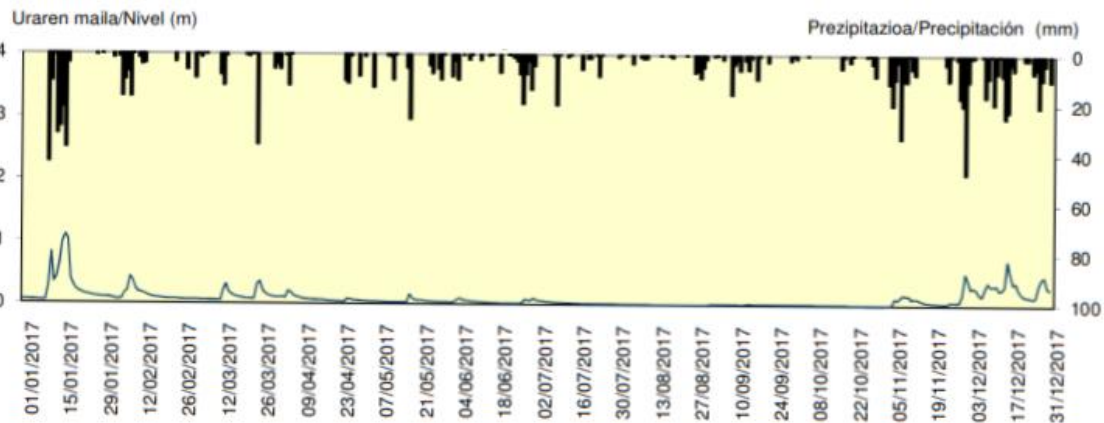


Figura 5: Precipitación acumulada en Orozko en el año 2017. [16]

4.5.4 VIENTO

Para el diseño de la EDAR es importante conocer las posibles direcciones que pueden adquirir los vientos, con el objetivo de conocer que zonas del municipio pueden sufrir molestias por los posibles olores generados en la EDAR.

La rosa de los vientos, presentada en la *Figura 6*, muestra para el año 2017 el porcentaje de tiempo al año que el viento sopla en una dirección concreta. Puede resumirse, para el caso de Orozko, que la zona cuenta con un predominio del viento en las direcciones norte y sureste.

Rosa de los vientos / Haize arrosa

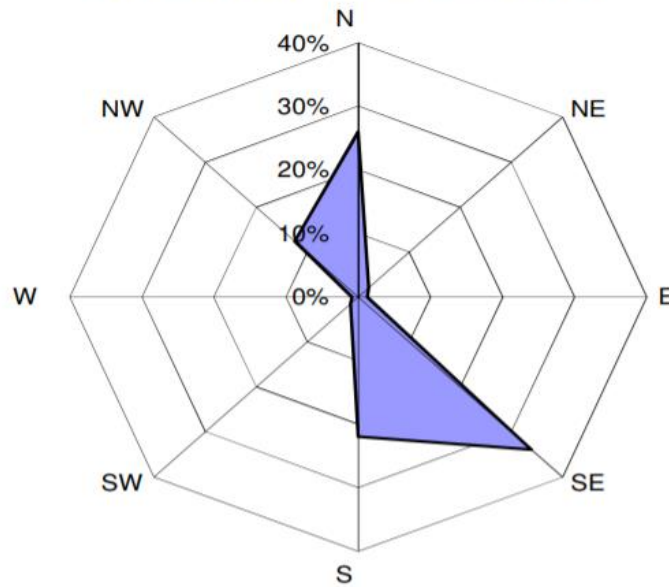


Figura 6: Rosa de los vientos. [15]

A su vez, la [Figura 7](#) muestra las intensidades mayoritarias que se dieron a lo largo del año 2017 en el municipio. Orozko, debido a la protección que tiene al estar rodeado de montañas, no sufre de vientos de gran intensidad.

Por intensidades / Abiaduraren arabera

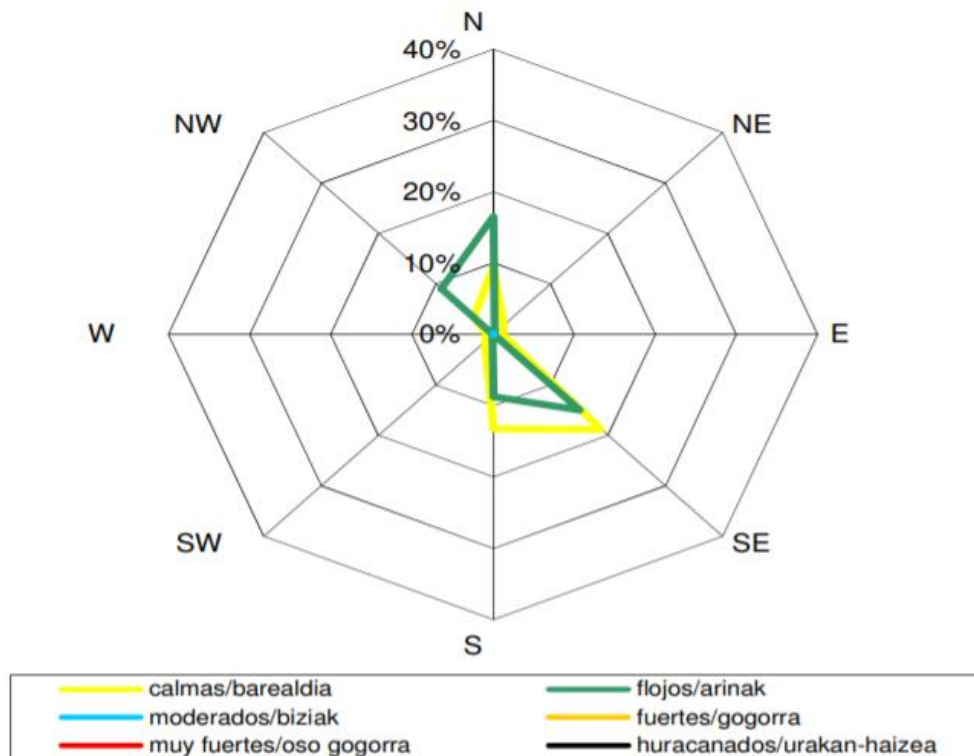


Figura 7: Intensidades de los vientos en Orozko. [15]

Durante el año 2017, la velocidad de la racha máxima de viento registrada es de 137,5 km/h, mientras que la velocidad media del viento es de 5 km/h. [15]

La caracterización de la intensidad y dirección del viento ha sido un factor clave a la hora de la elección de la ubicación de la EDAR, siendo reflejado en el *Apartado 5 “Situación y emplazamiento”*.

4.6 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR

Durante años de continuo desarrollo socioeconómico en los diferentes núcleos que comprenden a la cuenca del alto Nervión, se han producido numerosas muestras de agresiones medioambientales. El eje de la comarca lo configura el Nervión, río sometido a una elevada presión antrópica, caracterizada sobre todo por el vertido de aguas residuales sin tratar y por las tomas de agua que se realizan en el río, impidiendo así que se mantenga el caudal ecológico en el mismo.

La cuenca del Nervión tiene una extensión aproximada de 517 km² en dirección SO-NO, y el río que le da nombre tiene un recorrido de unos 56,7 km desde su origen en la división entre la provincia de Araba/Álava y Burgos, a escasos kilómetros del enclave vizcaíno de Urduña/Orduña [32]. Al comienzo atraviesa terrenos kársticos por los que discurre en parte de forma subterránea para precipitarse, cuando lleva caudal, desde las peñas de Urduña/Orduña hasta Delika, donde el cauce suele ser ya continuo. Posteriormente atraviesa la llanura de Urduña/Orduña, y sigue a continuación por una zona más encajada hasta su desembocadura en el mar Cantábrico, en los municipios de Santurtzi, Getxo y Zierbena.

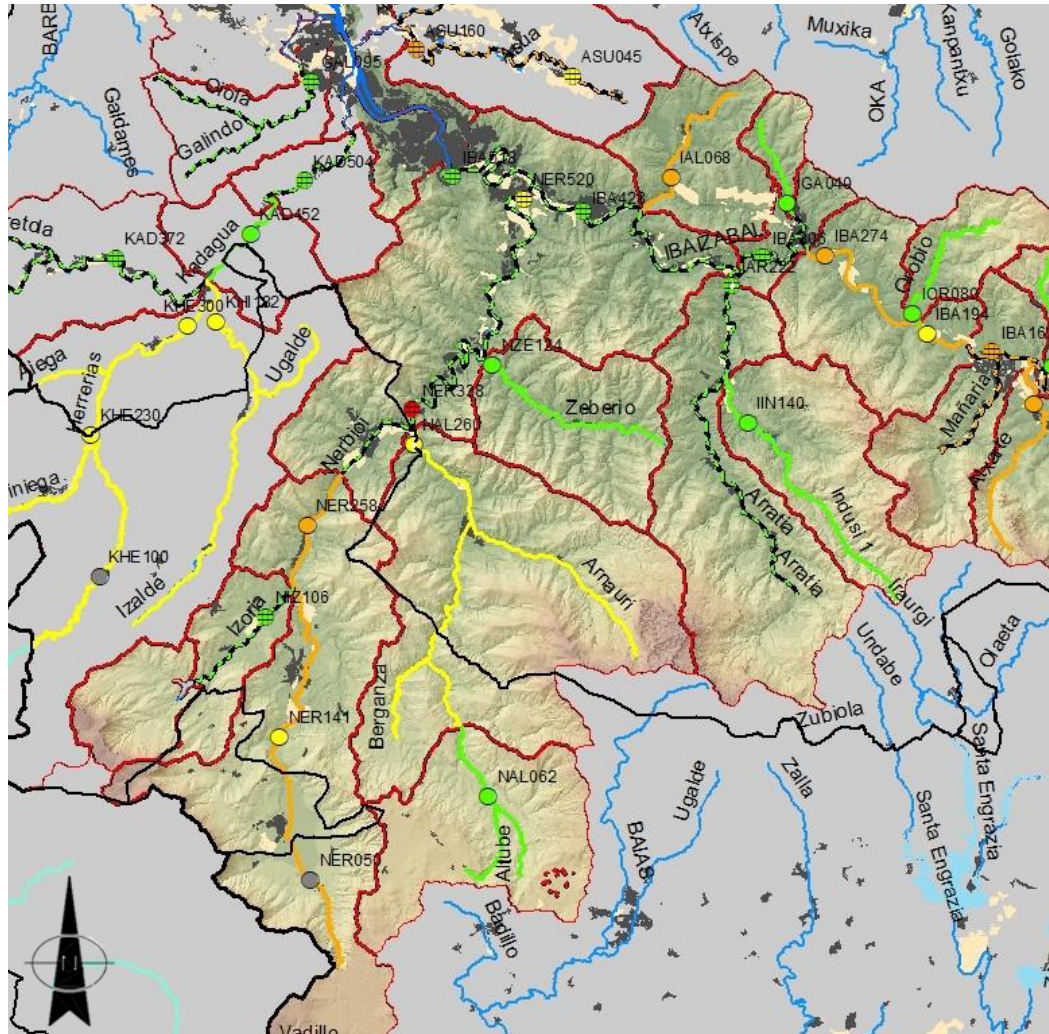
El Nervión cuenta con una acusada falta de caudal en su cabecera, especialmente durante los meses de verano donde las precipitaciones no son tan abundantes. Esta falta de caudal viene provocada porque la mayoría de los ríos cantábricos del País Vasco son de corto recorrido y cuentan con cuencas hidrográficas pequeñas, lo que les da un carácter torrencial, que se traduce en caudales de estiaje muy bajos llegando a secarse parcialmente en verano. Esta situación provoca que en el periodo estival el río además de verse contaminado no sea capaz de ejercer como medio depurador de los agentes contaminantes de las aguas residuales, provocando graves problemas de olores y dificultades para el desarrollo de vida de los organismos acuáticos.

Los afluentes más importantes del río Nervión son el río Altube, río principal del ámbito de estudio del presente proyecto, el Zeberio y el Izoria. El río Altube es el principal tributario del Nervión, y se incorpora a la altura de Areta. Desciende desde el puerto homónimo, recogiendo a su paso las aguas de innumerables arroyos que bajan desde la sierra de Gijibo y del Gorbea, como son el Arbaitza y Ardanabi. [1]

Tal y como puede apreciarse en la *Figura 8*, recogida del estudio del estado biológico de los ríos de la CAPV en la campaña 2017, el río Altube se encuentra en un estado “Bueno” en su cabecera, antes de recibir los vertidos residuales de las distintas localidades de la

zona. El resto del río Altube y la totalidad del río Arnauri se encuentran en un estado de calidad de las aguas de clase “Moderado”.

Por su parte, el río Nervión se encuentra en un estado deficiente prácticamente desde su cabecera hasta la llegada al municipio de Laudio.



UH Ibaizabal: Ibaizabal-Nerbioi

Estaciones

- Estado Ecológico
- ⊕ Potencial Ecológico

Masas

- Estado Ecológico
- Potencial Ecológico

Clase

- Muy Bueno / Máximo
- Bueno
- Moderado
- Deficiente
- Malo

- ▭ Cuenca Vertiente
- ▭ Masa de Agua

Figura 8: Diagnóstico de estado ecológico de la Unidad Hidrológica Ibaizabal (Campaña 2018). [1]

El río Altube cuenta con unos 30 km de recorrido y procede del macizo del Gorbea (altitud, 1.484 m). El área de la cuenca del río Altube es de 197,6 km². Antes de su paso

por Orozko, debido a su escasa intervención humana, se encuentra en condiciones excelentes, es más, la cabecera del río Altube ha sido declarada Reserva Natural Fluvial en virtud de su alto grado de naturalidad y conservación por el ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente.

A su paso por Orozko, tanto el río Altube como el río Arnauri sufren vertidos de aguas residuales sin tratar, empeorando de forma drástica el buen estado de salud que disponían aguas arriba. Esta situación se agrava aún más cuando ambos ríos confluyen con el río Nervión a su paso por Areta (Araba/Alava). En dicho punto se juntan los vertidos de aguas residuales del municipio de Orozko con los vertidos de aguas residuales que acarrea el río Nervión desde los distintos municipios de la cuenca sin tratamiento previo. Esta situación provoca la necesidad de implantación urgente de las diversas estaciones de saneamiento de aguas residuales con el objetivo de paliar estas nefastas condiciones del agua fluvial lo antes posible.

En el *Anejo 3 “Caracterización de la cuenca del Nervión”* del presente proyecto se detalla con una mayor profundidad el grado de contaminación actual del río Nervión y de la cuenca de estudio.

4.7 SANEAMIENTO EXISTENTE

Durante las últimas décadas, debido al incremento de población de la comarca, se han aumentado los vertidos de aguas residuales a la cuenca del alto Nervión. Estos vertidos no contaban con ningún tipo de tratamiento de saneamiento o depuración, o en caso de contar con ellos eran muy precarios (en su mayoría fosas sépticas), lo que ha provocado que se supere la capacidad autodepuradora del río, mermando así la calidad del agua.

En diciembre del 2010 se llevó a cabo un estudio realizado por la DFB denominado “PROYECTO DE SANEAMIENTO DE OROZKO. TRAMO: ZUBIAUR – EDAR”. El objetivo de este proyecto era el diseño de una red de saneamiento desde Orozko hasta la EDAR de Basurbe, que se incluía dentro del proyecto de dicha EDAR.

El proyecto caracterizaba tres tipos diferentes de núcleos urbanos en función del saneamiento con el que contaban. Por una parte, barrios con sistema de depuración, que representan un 17,23% de la población total del municipio. Estas evacuaciones cuentan con fosas sépticas comunitarias que a duras penas logran mitigar la contaminación en las aguas. [13]

Otro tipo de núcleo, de los que se mencionaban en el párrafo anterior, es el entorno de Zubiaur, núcleo principal con una población del 58,22%. El núcleo de Zubiaur posee en la actualidad una red de colectores que recoge todas sus aguas fecales conduciéndolas finalmente a un colector que discurre por la margen izquierda del río Altube. No obstante, este colector finaliza a unos 350 m aguas abajo de la confluencia de los ríos Altube y Arnauri, realizando un vertido directo al río Altube, por lo que no dispone de sistema de depuración.

Por último, un total del 24,56% de la población reside en barrios sin sistema de depuración alguno.

Esta situación refleja la necesidad imperiosa de implantar un sistema óptimo de tratamiento, dado que únicamente el 17,23% de la población de Orozko cuenta con sistemas de tratamiento de aguas residuales, siendo estos a su vez bastante ineficaces.

4.8 RED DE SANEAMIENTO ACTUAL

La EDAR a diseñar deberá formar parte de la red existente en la zona, la cual será la encargada de transportar las aguas residuales hasta la propia depuradora. Por este motivo, es vital la caracterización de la red de saneamiento actual. Una buena disposición de la EDAR de diseño, en el que esta se ubique en una zona cercana a la red de saneamiento, puede permitir reducir la ampliación de la red de saneamiento actual con el consiguiente ahorro económico.

Tal y como se explica en el *Apartado 4.7 “Saneamiento existente”* de la presente memoria, únicamente el barrio céntrico de Zubiaur y zonas cercanas cuentan en la actualidad con una red de saneamiento. En la *Figura 9* se puede ver en detalle como exclusivamente los barrios de Zubiaur y de Zabale, junto con la zona norte de Orozko están conectados en la actualidad con la red de saneamiento existente.

Desde las diferentes instituciones se han elaborado diversos proyectos para ampliar esa red de saneamiento, antes de la puesta en marcha de la futura EDAR de Basurbe (en Laudio/Llodio), con el objetivo de que todas las viviendas e industrias de la zona viertan sobre la depuradora sus aguas residuales.

En la *Figura 9* se aprecia el entramado de tuberías de saneamiento de la zona de proyecto. Se puede intuir, por las características del terreno, que el agua residual seguirá el desnivel existente, transcurriendo desde los puntos de mayor cota hasta las zonas de menor altitud, siguiendo así un sentido similar al de los ríos Altube y Arnauri, de Sur a Norte.

Los colectores recogen actualmente aguas residuales y aguas pluviales, existiendo tramos únicamente de aguas residuales y tramos de carácter unitario. Los diámetros de las principales tuberías presentes son de 400 mm.

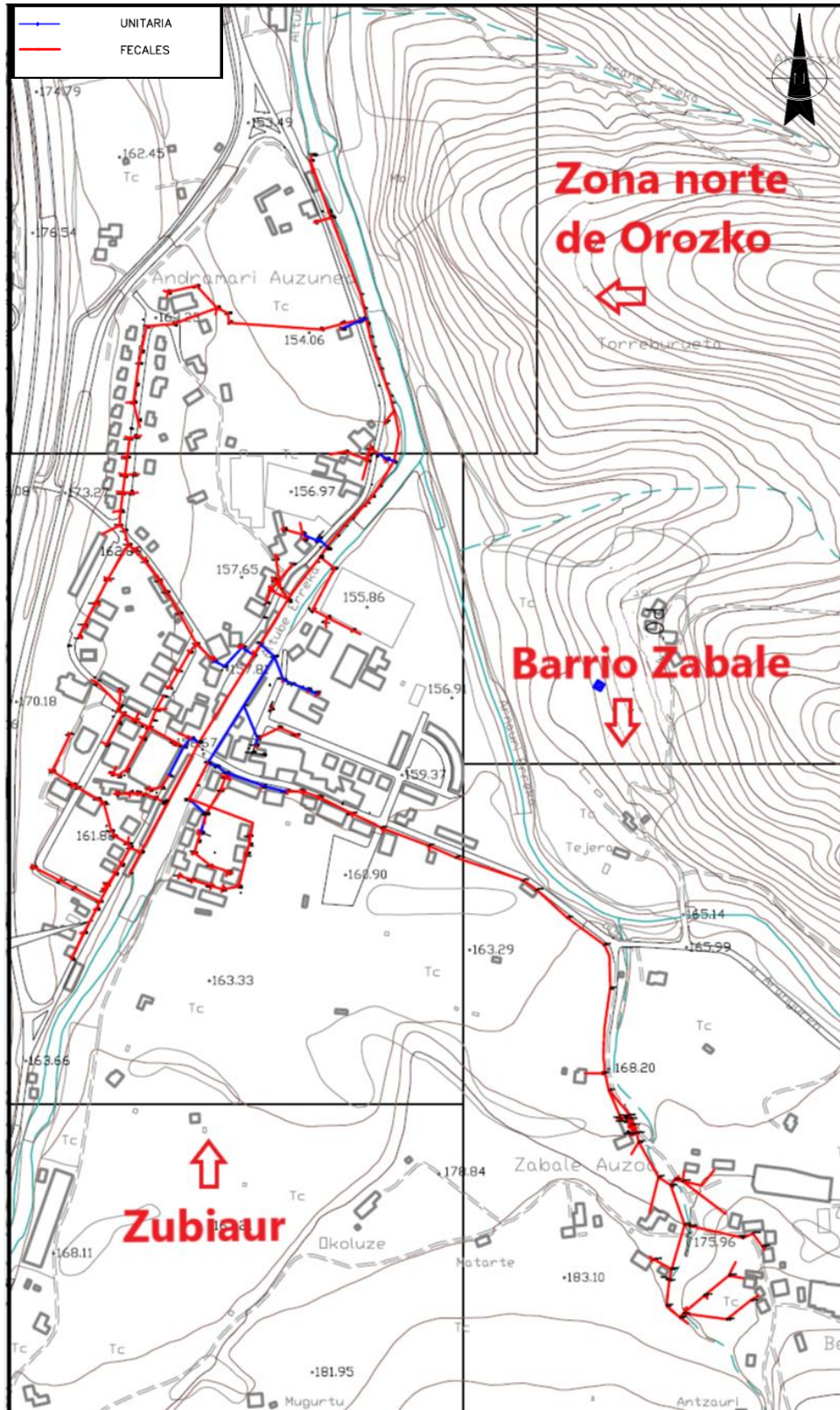


Figura 9: Red de saneamiento existente. [13]

5. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriores, la parcela en la que se decide situar la EDAR objeto de este trabajo se encuentra situada al norte del barrio de Zubiaur, barrio que corresponde al núcleo poblacional más importante del municipio de Orozko. La parcela seleccionada (*Figura 11*) se ubica en una pradera situada entre el campo municipal de fútbol de Ibaiondo y el punto donde confluyen los ríos Altube y Arnauri.



Figura 10: Situación final de la EDAR. (Propia mediante Geoenskadi)



Figura 11: Situación final de la EDAR. (Propia mediante Geoenskadi)

La razón para la selección de esta ubicación reside principalmente en su cercanía al río Altube, afluente del Nervión, en el cual se pretende hacer la devolución al medio del agua depurada sin necesidad de construir grandes infraestructuras de canalización. Además, la parcela elegida coincide con la llegada del colector de la red de saneamiento existente en el municipio de Orozko, tal y como se puede observar en la *Figura 9* del *Apartado 4.8 “Red de saneamiento actual”* de la presente memoria. La red actual pasa por el lateral del campo de fútbol anexo a la superficie elegida, por lo que en este sentido se evitarían modificaciones en la red existente y se podrá disponer la llegada del influente a la EDAR mediante la toma directa del colector.

Además, existen otros condicionantes que fijan el emplazamiento de la EDAR dentro de la parcela seleccionada, los cuales se exponen seguidamente.

Uno de los puntos importantes en la selección de la ubicación de la EDAR era que la población de la zona sufriese lo menos posible los efectos molestos derivados de la actividad de la instalación, es decir, que la depuradora pasase lo más desapercibida que se pudiese. En relación con lo anterior, al situar la depuradora entre el campo de fútbol municipal, la colina norte del municipio y los cauces de los ríos Altube y Arnauri, se consigue que no se encuentren viviendas colindantes a la depuradora, y con ello que se vea afectada un menor número de la población.

Una de las principales molestias producidas por las estaciones de aguas residuales son la generación de malos olores. Este factor ha influido de forma importante en la elección de la ubicación de la EDAR. Tal y como se detalla en el *Apartado 4.5.4 “Viento”* de la presente memoria, el sureste y el norte son las direcciones principales afectadas por el viento para este municipio. La *Figura 10* muestra que tanto en la dirección norte como en la dirección sureste de la ubicación no se encuentran viviendas ni servicios cercanos que puedan ser afectados por malos olores, de modo que se paliarán de forma importante los posibles problemas que podían acarrear la generación de malos olores en la depuradora.

Al ser un terreno de propiedad municipal se evitarán expropiaciones, lo que supondrá un ahorro de dinero y de tiempo [6]. En la actualidad el terreno seleccionado tiene un uso lúdico como parque público, denominado “Makaldi parkea”, y cuenta con una extensión estimada en torno a una hectárea (10.315 m² exactamente). Siguiendo las indicaciones del *Anejo 2 “Riesgos geológicos”*, de la superficie disponible, solo se prevé utilizar la zona Sureste del terreno, con el objetivo de evitar la inundación de la zona. En total, el área disponible para la implantación de la depuradora será de 4.900m².

Aun así, la EDAR diseñada no precisará de toda la superficie de terreno disponible, de modo que se podrá destinar el terreno restante a futuras ampliaciones o almacenamiento de vehículos y material. Además, existen terrenos colindantes a la situación elegida, por los que pasará el vial de acceso a la EDAR, que también son de propiedad municipal, lo que permitirá construir en ellos equipamiento municipal, sistemas complementarios a la

EDAR o incluso reconvertirlos como lugares de ocio como compensación del espacio utilizado para la depuradora.

Se ha valorado como factor importante a la hora de seleccionar la ubicación que esta fuese lo más regular y llana posible. Esto mejorará la ejecución de la obra, sin requerir de excesivos movimientos de tierra y, por lo tanto, minimizando la alteración del medio existente. Hay que mencionar, la importancia de haber logrado localizar un terreno llano adecuado en un municipio como Orozko, teniendo en cuenta que este se caracteriza por estar ubicado al pie de la Sierra de Gorbea y contar con grandes laderas de pendientes pronunciadas.

Desde el punto de vista de la accesibilidad, el emplazamiento ya cuenta con un vial de acceso por el que los viandantes llegan al parque y por el que se realizan las labores de mantenimiento del campo de fútbol municipal. Aun así, será necesario la construcción de nuevos accesos o vías para facilitar la llegada a la EDAR de vehículos pesados. Por la disposición del municipio, tal y como se explica en el *Apartado 10 “Actuaciones complementarias”*, la construcción de un nuevo vial de acceso que una el terreno seleccionado con el municipio será relativamente sencillo.

Otro aspecto beneficioso respecto a su situación es que se encuentra en la zona de menor cota del núcleo poblacional de Orozko, evitando así tener que recurrir a bombeos o similares, ya que el agua a tratar podrá ser conducida a la entrada de la EDAR valiéndose de la gravedad y la orografía.

Complementariamente, como se puede observar en la *Figura 11*, el terreno elegido se encuentra rodeado por árboles y por la grada del campo de fútbol municipal. Esto permitirá paliar el impacto visual que pudiese provocar la instalación de la depuradora en la zona, ya que la existencia de los diferentes equipos de depuración quedará disimulada.

Teniendo en cuenta todos los factores comentados, se comprende la situación elegida como la mejor ubicación posible dentro del municipio para la instalación de la EDAR.

6. ANÁLISIS DE LA POBLACIÓN

El objetivo del presente apartado de la memoria es el de establecer una de las principales variables del diseño de la EDAR. La población juega un papel muy importante en el diseño de una EDAR, ya que aparece en la determinación de los caudales de diseño a los que la depuradora tendrá que hacer frente.

Una correcta valoración y estimación de la evolución que sufrirá el municipio, en este caso Orozko, permitirá que el diseño final de la misma responda de la forma más ajustada posible a la realidad, evitándose sobredimensionados o necesidades de ampliaciones futuras de la depuradora.

Por tanto, en el presente apartado se desarrolla toda la temática relacionada con la estimación de la población futura, así como de su estacionalidad, utilizando para ello los datos censales recogidos en el INE. Los diferentes cálculos necesarios para la determinación de la población futura, mediante la normativa o normas de uso correspondientes, han sido recogidos en el *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*.

6.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA POBLACIÓN

Para el cálculo de la población de diseño ha sido necesario el estudio de los datos poblacionales del municipio de Orozko, recopilando para ello los datos de las dos últimas décadas.

Al tratarse de una población estable, sin significativas variaciones estacionales, no ha sido necesario determinar las variaciones de población durante el año, ya que las exigencias de agua a tratar serán similares a lo largo de toda la temporada.

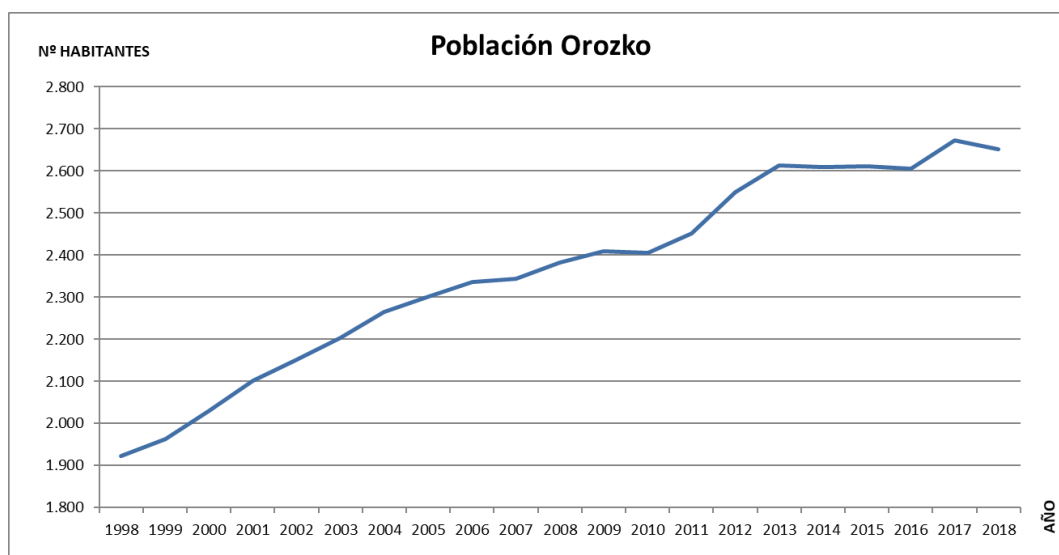


Figura 12: Evolución histórica del número de habitantes de Orozko desde 1998. (Propia)

En la *Figura 12* se muestra la evolución de la población de la localidad de Orozko en los últimos 20 años, basándose en los datos aportados por el INE [29]. El número de habitantes censados en el municipio, para cada año de las dos últimas décadas, queda reflejado en la *Tabla 2*.

Tabla 2: Número de habitantes Orozko. (Propia)

AÑO	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
HABITANTES	1.922	1.963	2.031	2.101	2.151	2.204	2.265	2.302	2.336	2.344
	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
	2.382	2.409	2.405	2.451	2.549	2.613	2.610	2.611	2.606	2.673
										2.651

Tal y como se observa en la *Figura 12*, la población de la localidad de Orozko no ha hecho más que incrementarse a lo largo de toda la serie histórica, aunque la tendencia se ha visto reducida en la última década, especialmente desde el año 2013.

6.2 POBLACIÓN DE DISEÑO

Sin embargo, no se puede dimensionar la EDAR usando únicamente el valor de la población actual del núcleo, se tiene que estimar el crecimiento de esta misma población durante los primeros 25 años de puesta en marcha de la depuradora. Este cálculo permite, dada la tendencia poblacional en Orozko, cuantificar el verdadero valor del volumen de aguas a tratar para el año horizonte del proyecto (2044).

A lo largo del *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*, se ha estimado la población prevista para el año horizonte de proyecto (2044). El cálculo de la población en el año horizonte se ha realizado teniendo en cuenta la variación de la población del municipio de Orozko a lo largo de las últimas dos décadas, tomando para ello una tasa de crecimiento del 1,26%. De esta forma, se prevé que la población del municipio será de 3.626 habitantes para el año 2044.

En base a lo expresado en el *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*, únicamente se ha tenido en cuenta la contaminación aportada por los habitantes, de modo que, para el presente proyecto, el número de HEQ (habitantes equivalentes) será la cantidad de habitantes futuros estimados.

En resumen, mediante los diferentes cálculos recogidos en el *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*, se estima que la población del municipio de Orozko en el año 2044 será de 3.626 HEQ.

7. ESTUDIO DE LAS AGUAS RESIDUALES A TRATAR

Con la estimación del número de habitantes al que debe servir la depuradora, representada en el [Apartado 6.2 “Población de diseño”](#), se ha tratado de conocer dos variables clave para el diseño de la EDAR, como son los caudales de llegada a la planta y los datos de contaminación del agua bruta.

Son estos parámetros los que influirán en el diseño, tanto de las dimensiones del colector de entrada a la depuradora, como de cada uno de los depósitos y tanques que conformen los tratamientos de la planta en cuestión, así como de los tratamientos necesarios para la depuración.

Con este objetivo, a lo largo del presente apartado se ha estimado, en base a aproximaciones obtenidas de documentos oficiales y estudios, los caudales de abastecimiento a los que tendrá que dar respuesta la EDAR diseñada una vez entre en funcionamiento y la concentración de contaminantes que se darán en los mismos.

7.1 CAUDALES DE DISEÑO

En el presente apartado de la memoria se han definido cada uno de los caudales, aportando el valor estimado para cada uno de ellos. Los diversos cálculos de los caudales de diseño se encuentran detallados en el [Anejo 5 “Cálculos hidráulicos”](#).

7.1.1 DATOS DE PARTIDA

Junto con el valor de la población futura, para la estimación de los diferentes caudales de diseño se ha necesitado conocer la dotación del municipio, entendiéndose dotación como la cantidad de aguas residuales generadas que se le asigna a cada habitante, expresado en litros/habitante·día.

El cálculo de la dotación futura para el año 2044 queda reflejada en el [Anejo 5 “Cálculos hidráulicos”](#). Para el cálculo de la dotación futura se ha partido de la estimación de la dotación actual, la cual se ha supuesto como un 10% menor que la dotación de abastecimiento establecida [33]. A su vez, para la determinación de la evolución de la dotación hasta el año de diseño se ha usado una tasa de crecimiento del 0,6%.

En modo resumen, se estima que Orozko pueda contar con una dotación actual de diseño igual a $D_{\text{actual}} = 198$ l/hab·día, esperándose una dotación futura en el año 2044 de $D_{\text{diseño}} = 230$ l/hab·día.

7.1.2 CAUDAL ACTUAL (Q_{actual})

Con el único objetivo de establecer la base para los diferentes caudales que llegarán a la EDAR, se ha estimado el caudal de aguas residuales que llegaría en la actualidad a la depuradora si esta estuviese ya en servicio y con la red de saneamiento dando servicio a todas las viviendas del municipio, tal y como está previsto.

Con la estimación de la dotación de diseño actual, y conocido el número de habitantes con los que contaba el municipio en el año 2018 (2.651 habitantes), ha sido posible la

estimación del valor del caudal de aguas residuales que se está generando en la actualidad, el cual es igual a $Q_{\text{actual}} = 21,89 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.1.3 CAUDAL MEDIO (Q_m)

El Caudal Medio (Q_m) se define como el caudal diario total al que tendrá que hacer frente la EDAR. Se calcula aplicando a la población de diseño la dotación prevista, repartido uniformemente en las 24 horas del día.

Para la depuradora de aguas residuales a diseñar en Orozko, con los datos de población para el año de proyecto y la dotación de diseño estimada, el caudal medio calculado es igual a $Q_m = 34,75 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.1.4 CAUDAL PUNTA (Q_p)

Contempla el incremento de caudal sobre el caudal medio, que se recibe de manera puntual en la planta a determinadas horas del día. Los caudales de aguas residuales siguen una variación diaria que es fiel reflejo de la actividad de la población del lugar (*Figura 13*).

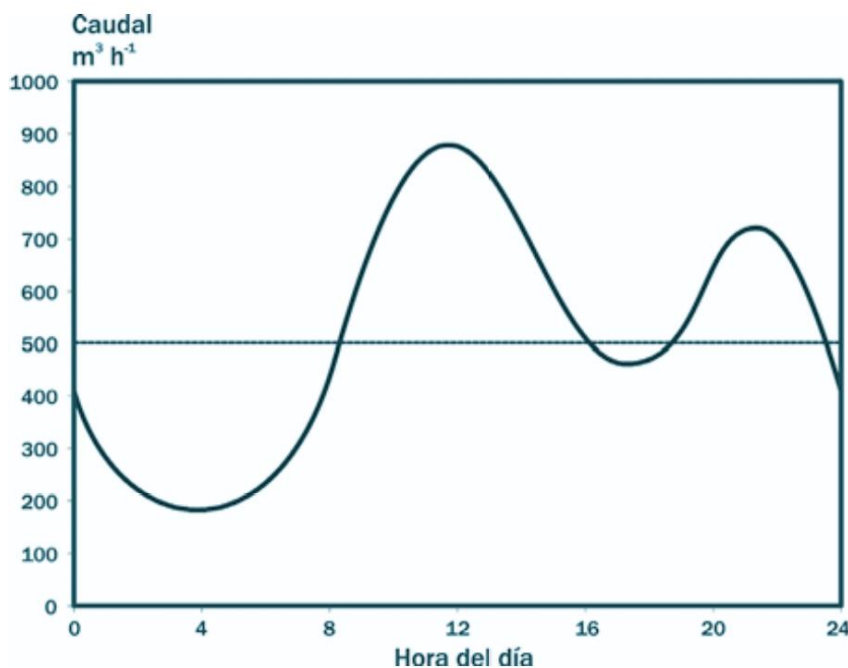


Figura 13: Evolución diaria del caudal de aguas residuales. [30]

Por lo general, las curvas que representan las oscilaciones diarias del caudal de aguas residuales que llega a las estaciones de tratamiento son similares a las curvas de consumo de agua de abastecimiento, pero con un cierto retraso, como consecuencia del discurrir de las aguas por las conducciones de saneamiento, y que será tanto mayor cuanto más lejos se encuentre la EDAR de la aglomeración urbana a la que da servicio.

Durante la noche y primeras horas del día, en las que los consumos de agua son mínimos, también son mínimos los caudales de aguas residuales, estando estos caudales

compuestos fundamentalmente por aguas infiltradas y por pequeñas cantidades de aguas residuales domésticas.

La primera punta de caudal se alcanza cuando llega a la estación depuradora el agua correspondiente al consumo punta, aproximadamente a media mañana. La segunda punta de caudal suele tener lugar a últimas horas de la tarde, entre las 19 y las 21 horas. [13]

Se han seguido las indicaciones aportadas por el antiguo MOPU (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo) en 1983 por no disponer de datos más fiables (proceso detallado en el *Anejo 5 “Cálculos hidráulicos”*), obteniendo con ello un valor de caudal punta de $Q_p = 76,81 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.1.5 CAUDAL MÁXIMO ($Q_{\text{máx}}$)

Orozko, tal y como aparece en el *Apartado 4.8 “Red de saneamiento actual”*, cuenta con un sistema de saneamiento en el que parte de su red tiene carácter unitario, y el resto de la red recoge únicamente aguas fecales. En el *Apartado 10.3 “Sistema de saneamiento”* de la presente memoria, se recomienda la elaboración de un proyecto que unifique toda la red (existente y futura) en un sistema de saneamiento de carácter unitario.

En la red de carácter unitario discurren conjuntamente, por un mismo conducto, las aguas residuales y pluviales. Teniendo en cuenta que se ha supuesto una red unitaria para la llegada de aguas a la EDAR, ha sido necesaria la valoración de las aguas procedentes de las precipitaciones meteorológicas. Esto se debe a que en condiciones en las que existan precipitaciones abundantes, acarrearán un alto volumen de caudales a la entrada de la depuradora.

Aun así, no es recomendable tener en cuenta todo el caudal adicional aportado por la lluvia, ya que se tendría una instalación infrautilizada gran parte del año y podrían generarse problemas en la explotación ocasionados por los cambios bruscos de caudales y cargas contaminantes, deteriorando seriamente el proceso normal de la EDAR.

Por ello, para calcular el caudal máximo que puede llegar a la planta debido a lluvias prolongadas se ha utilizado un coeficiente de seguridad. Mediante este coeficiente se establece un incremento en el caudal de diseño para alcanzar un valor que se entienda que no va a ser sobrepasado a lo largo de la vida útil del proyecto.

En contadas excepciones, cuando las precipitaciones en periodos reducidos de tiempo sean extremadamente abundantes, se podría llegar a una situación en la que el caudal que llega a la planta sobrepase la capacidad y las aguas no puedan ser tratadas por la depuradora ni retenidas en el tanque de tormentas. En dichas ocasiones, con el objetivo de que no se dañen los equipos de la infraestructura, el caudal entrante sería desviado al río sin tratar hasta que se pudiera volver a unas condiciones de normalidad, en las que la integridad de la planta no se viera en peligro.

El caudal máximo que puede llegar a planta se puede estimar como la mayoración del caudal punta en 1,5 a 2,5 veces [41]. Para este proyecto se considera un caudal máximo 2,5 veces superior al caudal punta, de modo que se estará trabajando del lado de la seguridad. Se ha decidido usar un coeficiente con un gran margen de seguridad para que las ocasiones en las que se supere la capacidad de la EDAR sean mínimas, y se permita reducir las ocasiones en las que sea necesario verter las aguas residuales al medio acuático sin tratar.

Se ha obtenido por tanto un caudal máximo 2,5 veces mayor que el valor estimado de caudal punta, es decir, el caudal máximo será igual a $Q_{\text{máx}} = 192,03 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.1.6 CAUDAL MÍNIMO ($Q_{\text{mín}}$)

Se define como el caudal mínimo necesario para el funcionamiento de la EDAR. Es importante durante los primeros años dado que se suele trabajar con caudales inferiores a los proyectados y se pueden producir retenciones.

Si no se disponen de datos suficientes de los caudales del municipio, para localidades pequeñas se puede estimar el caudal mínimo como un 30% del caudal medio. De la misma forma, para comunidades grandes, donde este efecto de caudal mínimo no es tan crítico, se puede trabajar suponiendo un caudal mínimo del 50% del caudal medio diario. [41]

Al no tenerse datos suficientes de caudales se ha estimado como un 30% del caudal medio diario. Al igual que con el caudal máximo, se ha realizado esta estimación para estar del lado de la seguridad dentro de los márgenes recomendados, de forma que se prevea que la EDAR no trabaje, en la medida de lo posible, con caudales inferiores a los calculados.

En conclusión, se ha calculado un caudal mínimo correspondiente al 30% del volumen del caudal medio, de modo que el valor del caudal mínimo estimado es de $Q_{\text{mín}} = 10,42 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.1.7 CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO

En la *Tabla 3* se reúnen los diferentes caudales de diseño, calculados en el *Anejo 5 “Cálculos hidráulicos”*, que a su vez han sido resumidos en el presente apartado de la memoria.

Tabla 3: Caudales de diseño. (Propia)

CAUDALES	
Caudal medio (Q_m)	34,75 m^3/h
Caudal punta (Q_p)	76,81 m^3/h
Caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$)	192,03 m^3/h
Caudal mínimo ($Q_{\text{mín}}$)	10,42 m^3/h

7.2 CARACTERIZACIÓN Y CONDICIONES EXIGIBLES AL VERTIDO

La calidad del medio acuático deberá propiciar el desarrollo y propagación de la flora y fauna acorde con los ecosistemas típicos de la misma latitud y mismas características físicas. Para ello, se proyectará la planta de depuración de forma que permita cumplir con los parámetros exigidos por la normativa vigente.

Este apartado, por tanto, trata el cálculo de las concentraciones de los contaminantes de las aguas que llegarán a la EDAR diseñada, en función de los caudales de abastecimiento calculados en el *Apartado 7.1 “Caudales de diseño”*, y en base a aproximaciones obtenidas de documentos oficiales y estudios.

A su vez, se establece también la limitación exigida por la normativa vigente respecto a la calidad de las aguas vertidas tras su paso por la EDAR. De este modo, se ha podido determinar la intensidad del tratamiento necesario que permita llegar hasta dichos valores.

7.2.1 TIPOS DE CONTAMINANTES

Se considera que el agua está contaminada cuando su composición o su estado natural se ve modificado de tal modo, que pierde las condiciones aptas para los usos a los que estaba destinada, o su función ecológica, presentando alteraciones físicas (temperatura, color, radioactividad...) y químicas (composición).

Se entiende por contaminación de las aguas, cualquier cambio químico, físico o biológico respecto a un nivel base natural de las aguas. En este sentido, cualquier aporte de materias o formas de energía de una manera directa o indirecta que impliquen una alteración o modificación del estado original podría ser definido como contaminación.

Dado que no es factible llegar a un nivel de contaminación cero, la normativa estatal marca unos límites de concentración y calidad sobre ciertos parámetros que no deben ser sobrepasados por el agua vertida al cauce del río, de modo que se asegure la salud del agua tratada. El diseño de la presente EDAR deberá garantizar que no se sobrepasen ninguno de los valores que establece la normativa.

Son cinco los parámetros cuyas concentraciones quedan delimitadas por la normativa estatal; DBO (demanda biológica de oxígeno o demanda bioquímica de oxígeno), DQO (demanda química de oxígeno), SS (sólidos en suspensión), fósforo y nitrógeno totales.

Los tipos de contaminantes se clasifican como físicos o químicos según el factor ecológico que alteren, aunque por lo general, estos suelen afectar a más de un factor a la vez. Dentro de los denominados contaminantes físicos se encuentran los SS. Se les considera contaminantes físicos porque, pudiendo no ser tóxicos en sí mismos, modifican las características físicas de las aguas, afectando así al ecosistema acuático.

Respecto a la contaminación química, algunos efluentes cambian la concentración de los componentes químicos naturales del agua causando niveles anormales de los mismos. Otros, generalmente de tipo industrial, introducen sustancias extrañas al medio acuático,

muchos de los cuales pueden actuar en detrimento de los organismos acuáticos y de la calidad del agua en general. La presencia de materia orgánica (biodegradable o no biodegradable), de fósforo y de nitrógeno se engloba dentro de este segundo tipo de contaminantes.

7.2.1.1 SÓLIDOS

Se puede definir como sólido todo aquel elemento o compuesto presente en el agua y que no es el agua. Se clasifican en SF (sólidos filtrables) o SS según queden retenidos o no por una membrana filtrante de un tamaño determinado (generalmente 0,45 µm).

Los SD (sólidos disueltos) provocan un aumento de la salinidad de las aguas y varían la solubilidad del oxígeno en el medio. Además, aunque no sean tóxicos, pueden inducir la toxicidad de otros compuestos.

La mayoría de los SS son de naturaleza orgánica. Los valores de concentración que podemos encontrar se sitúan en el intervalo entre 100 y 500 mg/l. Dentro de los SS hay que distinguir los sólidos sedimentables o decantables que generalmente se encuentran entre unos valores de 5 a 15 ml/l. [41]

La presencia de SS en el medio acuático suele provocar la modificación del color aparente de las aguas y la disminución de la fotosíntesis, debido al aumento de la turbidez. Por otra parte, los SS sedimentables generan depósitos de partículas sobre plantas y branquias de peces, a la vez que crean una capa de sedimentos en el fondo de los cauces receptores.

7.2.1.2 MATERIA ORGÁNICA

Desde el punto de vista de la contaminación, y dentro de los procesos de tratamientos de aguas residuales, se pueden considerar como contaminantes a las sustancias orgánicas que se oxidan fácilmente. Dichos compuestos provocan un consumo del oxígeno presente en el medio al que se vierten, generando una disminución del oxígeno disponible en el medio acuático. Si el consumo de oxígeno se alarga en el tiempo, se puede llegar a una situación de anoxia (falta de oxígeno), lo que da lugar a la mortandad de los peces y seres vivos que habitan en el medio acuático. En el *Anejo 3 “Caracterización de la cuenca del Nervión”*, se ha analizado el mal estado del río Nervión debido a la falta de oxígeno provocada por la presencia abundante de materia orgánica.

Para la cuantificación de estos compuestos se usan principalmente los parámetros de DBO y DQO.

7.2.1.2.1 DEMANDA BIOLÓGICA DE OXÍGENO (DBO)

Se define como DBO al parámetro que mide la cantidad de oxígeno consumido al degradar la materia orgánica de una muestra líquida.

Por lo general, el cálculo de la demanda de oxígeno se mide transcurridos cinco días desde la reacción (DBO₅) y se expresa en miligramos de oxígeno diatómico por litro (mg O₂/l). Es un método aplicable en aguas continentales (ríos, lagos o acuíferos), aguas negras,

aguas pluviales o agua de cualquier otra procedencia que pueda contener una cantidad apreciable de materia orgánica.

El objeto del ensayo consiste en medir la cantidad de oxígeno diatómico disuelto en un medio de incubación al comienzo y al final de un período de cinco días, durante el cual la muestra se mantiene al abrigo del aire, a 20°C y en la oscuridad, para inhibir la eventual formación de oxígeno por las algas mediante fotosíntesis. Las condiciones de la medida, en las que el agua a estudiar está en equilibrio con una atmósfera cuya presión y concentración en oxígeno permanecen constantes, se acercan así a las condiciones reales de la autodepuración de un agua residual.

7.2.1.2.2 DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)

La DQO es un parámetro que mide la cantidad de sustancias susceptibles de ser oxidadas por medios químicos que hay disueltas o en suspensión en una muestra líquida. Se utiliza para medir el grado de contaminación y se expresa en miligramos de oxígeno diatómico por litro (mg O₂/l).

El procedimiento se basa en la oxidación de la materia utilizando dicromato de potasio como oxidante en presencia de ácido sulfúrico e iones de plata como catalizador. La disolución acuosa se calienta bajo reflujo durante dos horas a 150 °C. Luego se evalúa la cantidad del dicromato sin reaccionar titulando con una disolución de hierro (II). La demanda química de oxígeno se calcula a partir de la diferencia entre el dicromato añadido inicialmente y el dicromato encontrado tras la oxidación.

Como la DQO oxida toda la materia orgánica mientras que la DBO oxida sólo la biodegradable, la relación DBO₅/DQO será siempre menor de la unidad. Así, la relación DBO₅/DQO da una idea de la biodegradabilidad de un agua residual. Para un efluente predominantemente doméstico, esta relación está generalmente comprendida entre 0,3 y 0,5. Para los efluentes de industrias alimentarias es superior, del orden de 0,55 a 0,65 que indica una mejor biodegradabilidad. Una relación inferior a 0,2 indica la existencia de un fuerte aporte industrial al efluente lo que lo hace poco biodegradable. [41]

7.2.1.3 FÓSFORO Y NITRÓGENO

Ambos elementos en forma de sales son esenciales para la vida, ya que entran a formar parte en la estructura de las proteínas. Su presencia en los procesos biológicos es de 45 gramos de Nitrógeno y 5 gramos de Fósforo por cada kilogramo de DBO eliminada. En las aguas residuales urbanas ambos elementos son muy abundantes, proceden de las heces humanas y de los detergentes.

7.2.1.3.1 NITRÓGENO

El nitrógeno es un elemento importante en las aguas residuales ya que es necesario para el crecimiento de los microorganismos. Debido a esto, si el agua residual no contiene una cantidad de nitrógeno suficiente se pueden dar problemas por déficit de nutrientes durante el proceso secundario. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, en exceso, se trata de un contribuyente para el agotamiento de oxígeno y la eutrofización.

Si las aguas urbanas son frescas, el nitrógeno se encuentra en forma de nitrógeno orgánico (urea y compuestos proteínicos), pasando posteriormente a forma amoniacal por descomposición bacteriana. A medida que el agua se estabiliza por oxidación, se obtendrán primero nitritos, y a continuación, éstos pasarán a nitratos. [41]

El NTK (nitrógeno total Kjeldahl) es un indicador utilizado en química analítica cuantitativa. Refleja la cantidad total de nitrógeno en el agua analizada, suma del nitrógeno orgánico en sus diversas formas (proteínas y ácidos nucleicos en diversos estados de degradación, urea, aminas, etc.) y el ion amonio NH_4^+ . También se utiliza para determinar proteínas en alimentos. Es un parámetro importante en estaciones depuradoras de aguas residuales ya que mide el nitrógeno capaz de ser nitrificado a nitritos y nitratos y, posteriormente y en su caso, desnitrificado a nitrógeno gaseoso. No incluye, por tanto, los nitratos ni los nitritos.

El nombre procede del método creado por el químico danés Johan Kjeldahl en 1883 que, en esencia, digiere el agua en condiciones ácidas energéticas con peroxodisulfato hasta pasar todas las especies a amonio, el cual se mide por valoración del NH_3 producido por destilación, o por fotometría.

7.2.1.3.2 FÓSFORO

Su presencia en el agua de vertidos urbanos es debida a detergentes, principalmente en forma de fosfatos orgánicos y polifosfatos. Puede encontrarse tanto disuelto como en suspensión. Al igual que las formas nitrogenadas, su determinación se realiza mediante métodos espectrofotométricos.

7.2.2 PARAMETROS LÍMITES DE LOS VERTIDOS

Tal y como se ha expresado en el [Apartado 7.2.1 “Tipos de contaminantes”](#), existen unos límites de concentración y calidad sobre cinco parámetros, impuestos por la normativa estatal, que deben ser respetados por las aguas vertidas de la EDAR al medio acuático.

Las características de calidad del vertido vienen reguladas en la legislación vigente por la Directiva del Consejo de las Comunidades Europeas sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (91/271/CEE) y su transposición a la normativa española en RD 11/1995 de 28 de diciembre y posterior RD 509/1996 de 15 de marzo.

En la [Tabla 4](#) se muestran los Cuadros 1 y 2 del Anexo I del RD 509/1996, relativos a los requisitos de contaminación de los vertidos de aguas residuales para cada parámetro a estudiar. En ellos, quedan reflejados los valores de concentración máximos permitidos en los vertidos para cada parámetro, junto con el porcentaje mínimo de reducción que debe darse en cada uno de los casos. Por último, también se establece el método de referencia con el que se debe medir las muestras salientes de la depuradora para comprobar que se están cumpliendo las condiciones exigidas.

Tabla 4: Requisitos para los vertidos procedentes de EDAR. (Propia mediante RD 509/1996)

Cuadro 1

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO 5 a 20 °C) sin nitrificación (2).	25 mg/l O ₂	70-90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D.L. (3).	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto antes y después de cinco días de incubación a 20 °C ± 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO).	125 mg/l O ₂	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión.	35 mg/l (4) 35 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 60 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	90 (4) 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje. Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2.800 a 3.200 g), secado a 105 °C y pesaje.

- (1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
 (2) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO 5 y el parámetro sustituto.
 (3) Se refiere a los supuestos en regiones consideradas de alta montaña contemplada en el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre.
 (4) Este requisito es optativo.
 Los análisis de vertidos procedentes de sistemas de depuración por lagunaje se llevarán a cabo sobre muestras filtradas; no obstante, la concentración de sólidos totales en suspensión en las muestras de aguas sin filtrar no deberá superar los 150 mg/l.

Cuadro 2

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total.	2 mg/l P (de 10.000 a 100.000 h-e). 1 mg/l P (más de 100.000 h-e).	80	Espectrofotometría de absorción molecular.
Nitrógeno total (2).	15 mg/l N (de 10.000 a 100.000 h-e). 10 mg/l N (más de 100.000 h-e) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular.

- (1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
 (2) Nitrógeno total equivale a la suma del nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico + NH₃), nitrógeno en forma de nitrato (NO₃) y nitrógeno en forma de nitrito (NO₂).
 (3) Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/l N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12 °C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales. Se aplicará esta alternativa en caso de que pueda demostrarse que se cumple el apartado A).1 del anexo III.

Para la concentración de SS, la *Tabla 4* muestra diferentes valores de concentración y porcentaje de reducción a seleccionar, en función de si la EDAR a estudiar se encuentra en regiones consideradas de alta montaña (contemplada según el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre), o no. Esto se debe a que en regiones de alta montaña puede resultar difícil la aplicación de un tratamiento biológico eficaz, debido a las bajas temperaturas. En cuanto a las concentraciones máximas permitidas de fósforo y nitrógeno, la *Tabla 4* diferencia entre poblaciones inferiores a los 100.000 habitantes equivalentes y el resto.

Por ello, teniendo en cuenta que la EDAR diseñada se encuentra en Orozko, la calidad del vertido será la correspondiente a poblaciones inferiores a 100.000 habitantes y que no se encuentran en zonas de alta montaña, tal y como se representa en la *Tabla 5*.

Tabla 5: Parámetros límites de vertidos para la EDAR a diseñar. (Propia mediante datos obtenidos de la Tabla 4)

Parámetro	Concentración máxima	% mínimo de reducción
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	25 mg/l	70-90
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/l	75
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l	90
Fósforo total	2 mg/l	80
Nitrógeno total	15 mg/l	70-80

7.2.3 ESTUDIO DE CARGAS CONTAMINANTES

La producción de residuos generados por las actividades humanas es inevitable, terminando una parte significativa de estos residuos en las aguas residuales. La cantidad y composición de las aguas residuales es determinada por varios factores, ya que no todos los seres humanos o industrias generan la misma cantidad de residuos. En el presente proyecto, en el que solo se han tenido en cuenta los vertidos de los hogares de Orozko, la cantidad y tipo de residuos que se producen se ve influenciada por el comportamiento, estilo y nivel de vida de los habitantes.

El objeto del presente apartado de la memoria es la caracterización de las aguas residuales generadas en el núcleo de Orozko, que permita obtener las conclusiones necesarias para la definición de las bases de diseño. Para ello, se han estudiado las posibles cargas contaminantes que pueden presentarse en el agua residual.

Los parámetros que estudiar, y de los cuales se ha tratado de conocer su concentración, son los analizados en el [Apartado 7.2.1 “Tipos de contaminantes”](#) (SS, DBO₅, DQO, nitrógeno y fósforo). Se ha procedido a la caracterización de estos parámetros por ser los que cuentan con restricciones a la hora del vertido de las aguas por parte de la EDAR al medio pluvial.

7.2.3.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES

Como para la realización de este proyecto no se ha podido contar con mediciones reales de los niveles de estos parámetros, se han obtenido los datos a partir de mediciones reales de otro proyecto, en un área similar a la zona de estudio.

Para ello, se han utilizado los estudios realizados para el “ANTEPROYECTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DE MARKIJANA EN AYALA (ALAVA)”. Dicho anteproyecto fue rechazado por problemas entre los vecinos de la localidad y los distintos organismos, pero cuenta con una campaña de caracterización que se ha aprovechado como base para este estudio. Orozko y Amurrio son dos municipios muy próximos geográficamente (menos de 10 km de separación) y que cuentan con características parecidas, por lo que los datos obtenidos mediante el muestreo de Amurrio pueden dar una visión muy acertada de las características de las aguas objeto del proyecto.

La campaña de caracterización e informe de las muestras fueron realizados por las empresas LABAQUA S.A. y AQUAPLAN S.A. las cuales realizaron el servicio de

recogida de muestras y de análisis de estas en laboratorio. Para la campaña de caracterización realizaron dos fases de muestreo, la primera desarrollada entre los días 26 de abril y el día 3 de mayo del 2010 y la segunda realizada entre los días 17 y 21 de mayo del mismo año. Así pues, la campaña fue de 11 días enteros.

Se llevo a cabo íntegramente en temporada seca, exceptuando el día 3 de mayo, en que se registró una precipitación de 29,1 l/m² (dato obtenido en la estación de Saratxo de Euskalmet). Para el estudio se realizaron tomas de muestras en 18 puntos distintos, los cuales habían sido determinados con anterioridad por el ayuntamiento con el objetivo de elegir los sitios más representativos.

Durante los once días del muestreo, se recogieron muestras puntuales diarias y se midió el pH de las aguas. Posteriormente, en laboratorio se realizaron mediciones de parámetros como DQO, DQO disuelta, DBO₅, DBO₅ soluble, NTK, nitrógeno amoniacal, nitrógeno nítrico, fósforo total, SS totales y alcalinidad. A partir de todos esos datos obtenidos en los muestreos, se elaboraron diversos gráficos para la caracterización de cada uno de los diferentes parámetros de la contaminación a estudiar.

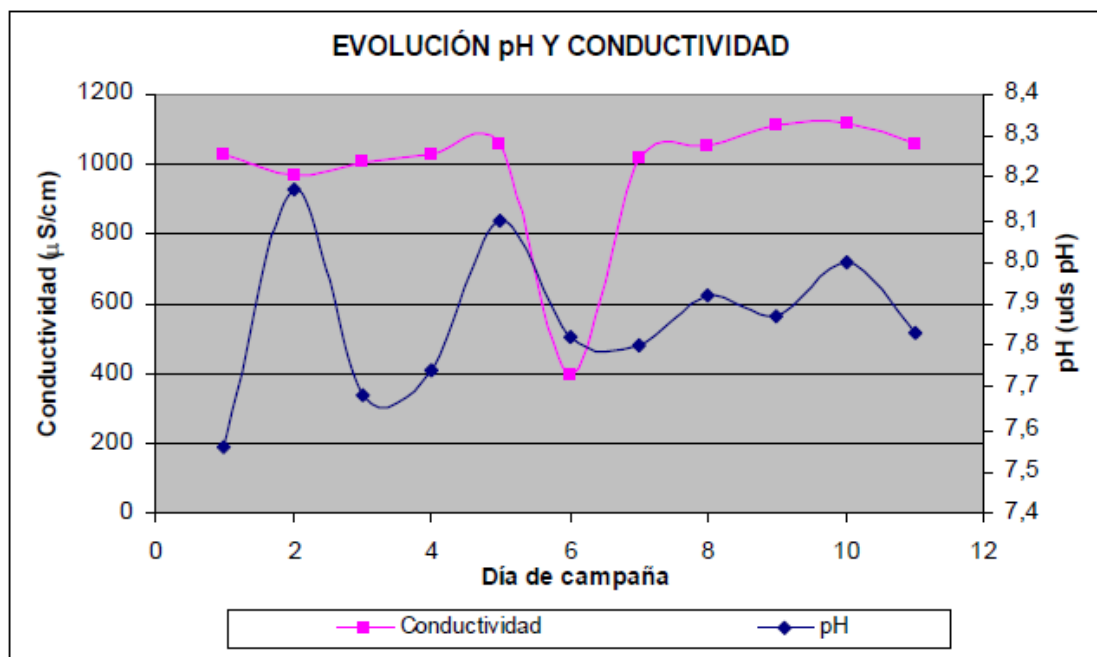


Figura 14: Evolución del pH y conductividad. [28]

La *Figura 14* muestra el gráfico expuesto en el anteproyecto de la estación de aguas residuales de Markijana [28], con relación a la conductividad de las aguas y el pH de estas. A su vez, la *Figura 15* analiza la evolución de las concentraciones de DQO, DBO₅ y SS totales a lo largo de los 12 días del muestreo.

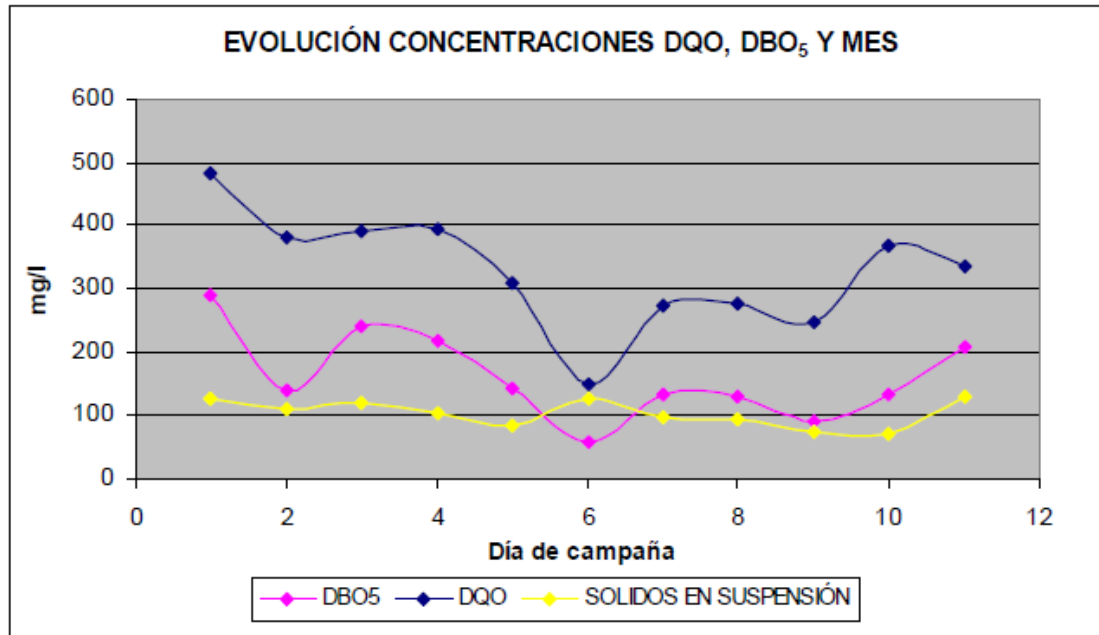


Figura 15: Evolución de concentración de DQO, DBO5 y la materia en suspensión. [28]

Por último, los valores de la evolución de concentraciones de nitrógeno y fósforo, obtenidos a lo largo de los días del estudio, quedan reflejados en la [Figura 16](#).

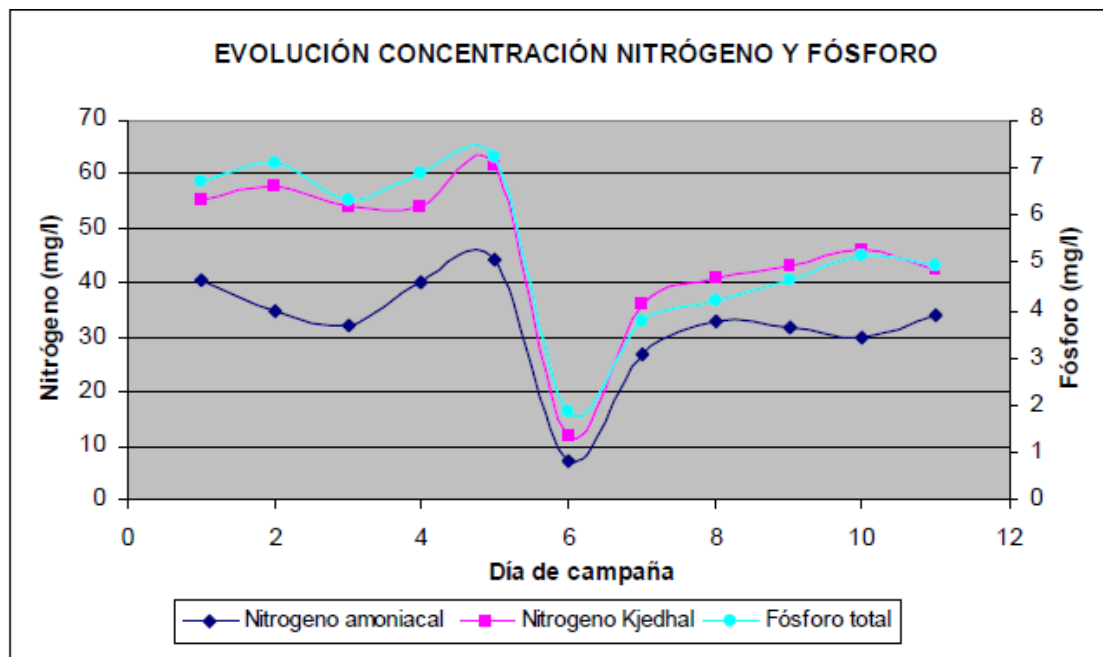


Figura 16: Evolución de concentración de nitrógeno y fósforo. [28]

En este estudio, realizado en el año 2010, se desestimaron los resultados correspondientes al día 03/05, por ser un día de lluvia. En base a los resultados obtenidos, se establecieron las cargas contaminantes por HEQ y día que se muestran en la [Tabla 6](#).

Tabla 6: Concentraciones por HEQ. [28]

MES	(g/h.e.d)	70
DBO ₅	(g/h.e.d)	60
DQO	(g/h.e.d)	150
NTK	(g/h.e.d)	12
N-NH ₄	(g/h.e.d)	9
Pt	(g/h.e.d)	2

La cercanía existente entre Orozko y Amurrio, municipio objeto del estudio recogido en el anteproyecto EDAR Markijana, hace que ambas localidades cuenten con unas características muy similares respecto al nivel socioeconómico, desarrollo industrial, desarrollo del sector primario, etc. Por ello, aunque el número de habitantes del municipio de Amurrio sea superior al de Orozko, se pueden extrapolar los datos de contaminación (por HEQ) representados en la *Tabla 6* para el diseño de la EDAR de Orozko.

7.2.3.2 CARGAS CONTAMINANTES DE DISEÑO

Valiéndose de los datos de las cargas contaminantes, obtenidas del muestreo del municipio de Amurrio (*Tabla 6*), se ha estimado la concentración de contaminantes que va a darse en el municipio de Orozko. Para ello, a las concentraciones por HEQ de las aguas de Amurrio se les han añadido los parámetros de diseño de la EDAR de Orozko (resumidos en la *Tabla 7*).

Tabla 7: Resumen parámetros de diseño. (Propia)

Parámetros	
Dotación de diseño	230 l/HEQ·d
Población futura	3626 HEQ
Caudal medio (Qm)	34,75 m ³ /h
Caudal punta (Qp)	76,81 m ³ /h

La *Tabla 8* establece, en base a las cargas contaminantes estimadas, las concentraciones de los diversos parámetros de contaminación que se darán en la EDAR de diseño. Se ha calculado el valor de estas concentraciones para las situaciones en las que la depuradora esté trabajando con caudal medio y punta.

Tabla 8: Parámetros contaminantes. (Propia)

Parametro contaminante	Carga [g/hab eq·d]	Carga total [mg/s]	Concentración con Qm [mg/l]	Concentración con Qp [mg/l]
SS	70	2.937,73	304,34	137,69
DBO ₅	60	2.518,06	260,86	118,02
DQO	150	6.295,14	652,16	295,05
NKT	12	503,61	52,17	23,60
PT	2	83,94	8,70	3,93

Estos parámetros, resumidos en la *Tabla 8*, dan una idea de las concentraciones de contaminantes que se darán en las aguas a tratar por la depuradora. De este modo, la *Tabla 8* sirve como base para conocer hasta qué punto debe llegar el tratamiento de la EDAR para cumplir con los requisitos de vertidos exigidos.

8. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

No existe una tecnología en la depuración de aguas residuales idónea para cualquier situación. Así, la selección de un esquema de tratamiento debe ser el resultado de un análisis minucioso de necesidades y requerimientos, costes de inversión y explotación, y factores externos y del entorno.

En el presente apartado se han analizado los tratamientos más habituales en el diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, con el objetivo de seleccionar el sistema de tratamiento que aporte una mayor idoneidad en atención a criterios técnicos, económicos y medioambientales para la zona de estudio.

8.1 SISTEMAS DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como finalidad eliminar los contaminantes presentes en el agua debido a la actividad humana, antes de su vertido al cauce natural del río.

La eliminación de los contaminantes se realiza de forma ordenada y secuencial a través de diferentes etapas, que aplicadas de forma sucesiva proporcionan un grado de tratamiento creciente de las aguas. Se diferencian hasta cuatro posibles etapas distintas de depuración de aguas residuales, tal y como se puede ver en la *Figura 17*.



Figura 17: Posibles etapas de depuración en las EDAR. [27]

España, como estado miembro de la UE, está obligada a cumplir la normativa comunitaria. La Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, estableció los requerimientos mínimos para la recogida, el tratamiento y el vertido de las aguas residuales urbanas. Esta Directiva fue traspuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto Ley 11/1995, en el cual se establece el tratamiento exigido según el número de habitantes.

Tabla 9: Tratamiento exigido según el real decreto ley 11/1995 para vertidos en aguas residuales. [27]

Tamaño de población	Tipo de tratamiento
0 -2.000 h-e	Tratamiento adecuado
2.000 – 15.000 h-e	Tratamiento secundario
>15.000 h-e	Tratamiento secundario*

* en poblaciones de más de 10.000 h-e en zonas sensibles se exige tratamiento terciario

La EDAR a diseñar en Orozko, por tener una población de diseño inferior a los 15.000 HEQ, no requerirá un tratamiento terciario de las aguas, tal y como se establece en la [Tabla 9](#). Por ello, en el presente apartado de la memoria se han analizado únicamente las posibles alternativas para el pretratamiento, el tratamiento primario y el tratamiento secundario.

8.1.1 PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

El pretratamiento es la etapa del tratamiento que tiene como objetivo eliminar aquellos contaminantes fácilmente separables mediante procesos físicos y que pueden ocasionar problemas en las sucesivas etapas del tratamiento. Por su parte, se entiende por tratamiento primario a aquel proceso o conjunto de procesos que tienen como misión la separación por medios físicos de las partículas en suspensión no retenidas en el pretratamiento.

Los principales procesos fisicoquímicos que suelen darse en el pretratamiento y en el tratamiento primario son los siguientes: sedimentación, flotación, coagulación-floculación y filtración.

8.1.1.1 PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN

La sedimentación es un proceso físico del tratamiento de aguas usado para asentar los sólidos suspendidos en el agua bajo influencia de la gravedad. Se producen por el descenso de la materia orgánica y/o de los sólidos en suspensión debido a la mayor densidad de éstos con respecto al agua.

La sedimentación se produce en el pretratamiento, así como en los procesos de decantación primaria y secundaria.

8.1.1.2 PROCESOS DE FLOTACIÓN

La flotación es un sistema de separación sólido-líquido o líquido-líquido basado en la diferencia de densidades, es decir, se pretenden separar aquellos elementos sólidos o líquidos que pueden flotar (por su menor densidad respecto al líquido) o son susceptibles de flotar, bajo ciertas condiciones, sobre el líquido.

La flotación natural se da cuando la diferencia en la densidad natural es suficiente para la separación. A los casos en los que se utilizan medios externos para promover la separación de las partículas que están flotando de forma natural se les denomina flotación ayudada. Por último, se denomina flotación inducida cuando la densidad de las partículas

es artificialmente disminuida para permitir que las partículas floten. Esto se basa en la capacidad de ciertas partículas sólidas y líquidas para unirse con las burbujas de gas (normalmente aire) para formar “partícula-gas” con una densidad menor que el líquido.

8.1.1.3 PROCESOS DE COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN

En esta etapa se realiza la adición de productos químicos, floculantes y coagulantes (polímeros inorgánicos, polímeros naturales y sintéticos), que favorecen la unión de la materia orgánica en suspensión produciéndose la sedimentación de ésta.

El objetivo principal es la reducción de los sólidos en suspensión. Como objetivos adicionales se pueden destacar la reducción de materia orgánica (DBO₅ y DQO), y nutrientes (N₂ y P) como alternativa al tratamiento biológico, o como control de la carga de entrada a un proceso biológico. También la reducción de contaminaciones industriales no biodegradables (metales pesados) y la eliminación de Fósforo.

8.1.1.3.1 PROCESOS DE COAGULACIÓN

Se realiza una desestabilización de las partículas coloidales por adición de ciertos reactivos químicos llamados coagulantes. En aguas residuales los coagulantes utilizados normalmente son las sales de hierro y aluminio (cloruro férrico, sulfato de alúmina).

8.1.1.3.2 PROCESOS DE FLOCULACIÓN

Una vez que se han desestabilizado los coloides, ya pueden unirse o agregarse al entrar en contacto, de forma que se formen flóculos mayores que permitan su decantación en un tiempo aceptable.

La formación de flóculos mayores se puede favorecer por la adición de unos productos específicos llamados floculantes. Estos floculantes van a reunir las partículas coloidales desestabilizadas anteriormente, en una red, formando puentes de una superficie a otra, que hacen que las partículas individuales queden formando aglomerados de mayor peso y fácilmente sedimentables en una decantación.

La floculación es estimulada por un mezclado "lento y homogéneo", que aumente las posibilidades de contacto entre partículas. Si la mezcla se realiza de forma rápida se produciría la ruptura de los flóculos que se van formando, impidiéndose la formación de flóculos con la consistencia y tamaño adecuados.

8.1.1.4 PROCESOS DE FILTRACIÓN

La filtración es una operación en la que se hace pasar el agua a través de un medio poroso, con el objetivo de retener la mayor cantidad posible de materia en suspensión. Existen diversos materiales para actuar como medio de filtración, aunque el medio poroso más utilizado es el lecho de arena.

8.1.2 TRATAMIENTO SECUNDARIO O BIOLÓGICO

La mayoría de los procesos mostrados en el [Apartado 8.1.1 “Pretratamiento y tratamiento primario”](#) se dan en cualquier sistema de tratamiento, es en el tratamiento

biológico en el que existe una mayor gama de posibilidades para la eliminación de la materia orgánica.

Con los procesos biológicos se busca una doble acción: una acción metabólica y una acción de floculación de las partículas en suspensión. En realidad, las bacterias reducen metabólicamente la materia orgánica produciéndose, debido al aumento de peso y tamaño de éstas, la sedimentación.

Los diferentes procesos biológicos se pueden clasificar en función de la complejidad de la tecnología usada para la depuración de las aguas residuales.

- *Tecnologías no convencionales o extensivas*: se opera a velocidad natural y por gravedad (sin aporte de energía), desarrollándose los procesos en un único reactor-sistema. El ahorro de energía se compensa con una mayor necesidad de superficie.
- *Tecnologías convencionales o intensivas*: los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas gracias al aporte de energía.

8.1.2.1 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

Los sistemas no convencionales se emplean en algunas poblaciones pequeñas y alejadas de redes de saneamiento. Su principal premisa es la de tener unos costos de mantenimiento bajos y precisar de mano de obra no cualificada. Su grado de tecnificación es muy bajo, necesitando poca o nula energía eléctrica. Lagunaje, lagunas de macrofitas, filtros verdes y lechos de turba son algunos de los sistemas no convencionales más usados.

La simplicidad de estos métodos de depuración hace que el equipamiento sea sencillo y barato, además de contar con una gran facilidad de operación y mantenimiento. Además, cuentan con una buena integración en el medio rural, y son muy adecuados para la reutilización agrícola.

Por otra parte, al estar basadas estas tecnologías en procesos biológicos naturales, los rendimientos de depuración que se alcanzan están muy relacionados con las condiciones climáticas imperantes. Requieren de grandes superficies para su funcionamiento y largos tiempos de respuesta.

Estos procesos biológicos se ven muy afectados por la presencia en el agua residual de sustancias anómalas, procedentes de vertidos industriales que pueden llegar a hacer inviable su tratamiento. Tanto el caudal que pueden tratar, como los niveles de contaminación de las aguas, deben estar bajo unos límites muy estrictos para que estos procesos sean rentables, límites mucho más estrictos que en los sistemas convencionales.

8.1.2.2 SISTEMAS CONVENCIONALES

Los sistemas convencionales se emplean en núcleos de población importantes, utilizando tecnologías que consumen energía eléctrica de forma considerable. Los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas gracias

al aporte de energía. Por la complejidad de los procesos, se precisa mano de obra especializada.

Con los sistemas convencionales se obtienen buenos resultados en la reducción de contaminantes y se reducen los requerimientos de espacio, en comparación con los sistemas no convencionales. Su alto rendimiento y compacidad hacen que estos sistemas sean ampliamente utilizados en todo núcleo urbano con necesidad de tratamiento de sus aguas residuales.

Entre los inconvenientes, los sistemas convencionales utilizan tecnologías que consumen energía eléctrica de forma considerable y necesitan de un control preciso. A su vez, son procesos de poca inercia, por lo que cualquier problema se manifiesta de forma inmediata en los resultados. Tienen además altos costes de explotación y por lo general, una baja integración en el medio rural. Por todo ello, en pequeñas poblaciones (menores de 1.000 HEQ) se tiende a desestimar su implantación en favor de sistemas no convencionales, dado que, para bajas exigencias, estos últimos resultan más rentables.

Durante los últimos años se han desarrollado tecnologías emergentes para el tratamiento biológico de las aguas residuales (reactores biológicos de membranas, procesos electroquímicos, etc.). Sin embargo, estos sistemas suelen implementarse en municipios con una alta población de diseño o con necesidades de depuración específicas, ya que dichos procesos suelen requerir de una alta inversión y de una especialización para su mantenimiento más alta que la del resto de sistemas convencionales. Por ello, dado que Orozko no cuenta con una excesiva población de diseño, y puesto que sus vertidos de aguas residuales son relativamente normales, no requieren de un sistema específico de tratamiento, estos sistemas no han sido analizados como posibles alternativas del tratamiento secundario.

8.2 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

En el estudio de alternativas, se han analizado diversos sistemas para las diferentes etapas del tratamiento de las aguas residuales, con el objetivo de elegir el más idóneo y rentable para el municipio.

En la *Tabla 9* del *Apartado 8.1 “Sistemas de depuración de aguas residuales”* se ha mencionado, para el caso de la depuradora a diseñar, la no necesidad de implementar un tratamiento terciario de depuración. Aun así, la variedad de sistemas de depuración aplicables al tratamiento de las aguas residuales, así como su posible combinación, es muy amplia.

Para reducir el número de combinaciones de tratamientos posibles, se ha decidido que los sistemas en la etapa del pretratamiento sean comunes a todas las alternativas. Por ello, únicamente se han analizado alternativas para el tratamiento primario y secundario de la EDAR.

Para los equipos de pretratamiento se ha seguido el manual de recomendaciones para depuradoras, aportado por el Gobierno de España y referenciado en la bibliografía [27], que establece un equipo mínimo necesario para municipios de más de 1.000 HEQ. En este manual se exige que las depuradoras que den servicio a poblaciones de más de 1.000 HEQ cuenten al menos con unas rejas de desbaste manual o automáticas, y un sistema combinado desarenador-desengrasador.

En cumplimiento con lo establecido anteriormente, la línea de pretratamiento propuesta, común a todas las alternativas, será la siguiente:

- *Pozo de gruesos*
- *Reja para gruesos*
- *Pozo de bombeo*
- *Tamiz de desbaste*
- *Desarenador-desengrasador*

Respecto al análisis de las diferentes alternativas de tratamientos, se han estudiado tres posibles tratamientos primarios, y cinco alternativas para el tratamiento secundario. Se han elegido estas alternativas por ser algunos de los sistemas que mayor implantación tienen en el tratamiento de aguas residuales de localidades de pequeño tamaño que no superan los 10.000 habitantes. [9]

A lo largo del *Apartado 8.3 “Alternativas tratamiento primario”* se describen las diferentes opciones posibles para el tratamiento primario, mientras que en el *Apartado 8.4 “Alternativas tratamiento secundario”* se hace lo propio para las opciones del tratamiento secundario. A continuación, se muestran los diversos tratamientos a analizar.

Tratamiento primario:

- *Alternativa 1: Fosa séptica.*
- *Alternativa 2: Tanque Imhoff.*
- *Alternativa 3: Decantador primario.*

Tratamiento secundario:

- *Alternativa 1: Lagunaje.*
- *Alternativa 2: Humedades artificiales.*
- *Alternativa 3: Lechos bacterianos.*
- *Alternativa 4: Aireaciones prolongadas.*
- *Alternativa 5: Contactores biológicos rotativos (CBR)*

8.3 ALTERNATIVAS TRATAMIENTO PRIMARIO

8.3.1 FOSA SÉPTICA

Este dispositivo realiza un tratamiento primario del efluente. Generalmente está formado por dos compartimientos: un decantador donde tienen lugar los procesos de decantación, y un digestor donde tienen lugar los procesos de fermentación.

En el decantador tiene lugar la decantación y sedimentación, así como el descenso de la velocidad de entrada de las aguas residuales. La materia más pesada se deposita en el fondo y la materia más ligera asciende a la superficie, dando lugar a una capa de espuma.

Tanto los sólidos sedimentados, como la materia orgánica disuelta, se descomponen por la acción de bacterias y hongos. Esta descomposición genera un ligero burbujeo de gases a través del líquido que puede obstaculizar la decantación de los sólidos, por lo que el equipo está dotado de un segundo compartimiento, donde se dan unas mejores condiciones para la decantación.

En el digestor, se producen los procesos de fermentación en unas condiciones anaerobias, es decir, sin presencia de oxígeno las bacterias anaerobias se encargan de metabolizar la materia orgánica, gasificando, hidrolizando y mineralizando.

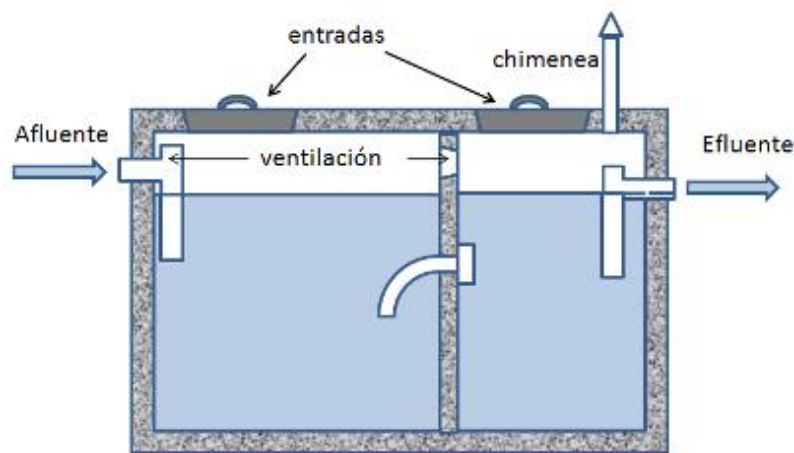


Figura 18: Esquema de una fosa séptica. [27]

La materia orgánica que queda retenida en la parte inferior del tanque sufre un proceso de descomposición anaeróbica y facultativa que desprende dióxido de carbono (CO_2), metano (CH_4) y sulfuro de hidrógeno (H_2S). A pesar de la generación de estos gases, no existen olores, debido a que el sulfuro de hidrógeno se combina con los metales presentes en los sólidos sedimentados, dando lugar a la formación de sulfuros metálicos insolubles.

Normalmente, este sistema de depuración se utiliza como etapa previa a otros sistemas de depuración en rangos de población inferiores a 1.000 HEQ o como tratamiento único en poblaciones menores de 250 HEQ. En la actualidad, este sistema está implantado en varios barrios de la cuenca del alto Nervión, en espera a que se implante un sistema de depuración más completo.

8.3.2 TANQUE IMHOFF

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de SS. El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos: cámara de sedimentación, compartimiento de digestión de lodos y área de almacenamiento de fango.

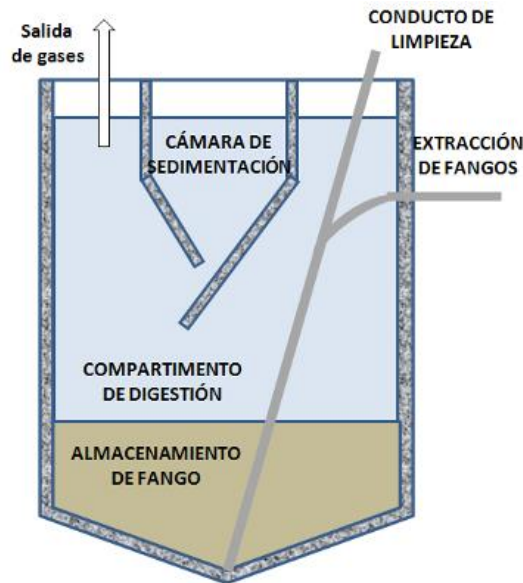


Figura 19: Esquema de un Tanque Imhoff. [27]

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, sean desviados hacia el área de ventilación.

Estas unidades no cuentan con unidades mecánicas que requieran mantenimiento y la operación consiste en la eliminación diaria de espuma, en su evacuación por el orificio más cercano y en la inversión del flujo dos veces al mes, para distribuir los sólidos de manera uniforme en los dos extremos del digestor, de acuerdo con el diseño y retirarlos periódicamente al lecho de secado.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conduce a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y posteriormente se entierran o pueden ser utilizados para el mejoramiento de los suelos.

Para comunidades de 500 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se llama tanques de doble cámara.

Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y de remoción de arenas.

Esta alternativa resulta adecuada en caso de que no se cuente con grandes áreas de terreno para poder construir un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas que requiera mucha superficie, como es el caso de las lagunas de estabilización (*Apartado 8.4.1 “Lagunaje”*). Aun así, el tanque Imhoff deberá estar instalado alejado de la población, debido a los malos olores que produce.

El tanque Imhoff elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce el DBO_5 en un 25-35%. Debido a esta baja reducción de la DBO_5 y de los patógenos, se recomienda enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que se produzca una efectiva eliminación/mineralización de la materia orgánica.

8.3.3 DECANTADOR PRIMARIO

El objetivo principal de este proceso es la eliminación de los sólidos sedimentables que se encuentran en suspensión y que pueden separarse debido a las diferentes densidades. En el proceso se elimina un 65% de los sólidos en suspensión del agua residual de entrada y hasta un 35% de la DBO_5 . Igualmente, con los decantadores se evita la entrada de fangos de alta densidad en el reactor biológico.

Estos decantadores no existen en EDAR de aireación prolongada o en estaciones con sistemas de lagunaje, ya que el mismo reactor biológico hace las funciones de decantador.

El funcionamiento de un decantador se basa en la reducción de la velocidad del caudal, de modo que las partículas suspendidas dentro del agua sedimenten. Estos sistemas se suelen disponer enterrados y pueden ser: estáticos (sin partes mecánicas) o dinámicos (con elementos electromecánicos para recoger flotantes y evacuar fangos).

El decantador primario resulta adecuado en poblaciones superiores a los 1.000 HEQ, siendo óptimo en poblaciones cercanas a los 2.000 HEQ.

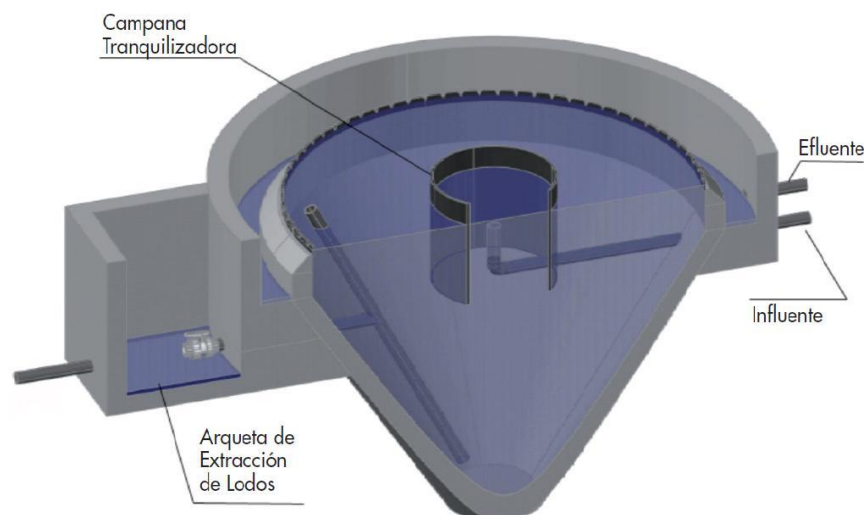


Figura 20: Sección de un decantador primario. [11]

8.4 ALTERNATIVAS TRATAMIENTO SECUNDARIO

8.4.1 LAGUNAJE

La depuración por lagunaje de aguas residuales consiste en el almacenamiento de éstas durante un tiempo variable, en función de la carga aplicada y de las condiciones climáticas, de forma que la materia orgánica resulte degradada mediante la actividad de los microorganismos presentes en el medio acuático. El proceso de depuración tiene lugar gracias a reacciones biológicas, químicas y físicas, que ocurren en las lagunas y que tienden a estabilizar el agua residual. Los fenómenos que se producen tienen relación con la sedimentación, oxidación, fotosíntesis, digestión, aireación y evaporación.

En este tipo de procesos no interviene para nada la acción del hombre en la depuración, quien se limita a proporcionar un emplazamiento adecuado para las balsas. Es por tanto, un método biológico natural de tratamiento, basado en los mismos principios por los que tiene lugar la autodepuración en ríos y lagos, pero de forma controlada.

En función de los tipos de microorganismos, que dependen a su vez de la presencia de oxígeno disuelto, las lagunas, también conocidas como estanques de estabilización, se clasifican en anaerobias, facultativas y aerobias o de maduración. Estos diversos tipos de lagunas de depuración pueden implementarse de forma complementaria, de modo que el agua a tratar pase por los diferentes estanques antes de su vertido (*Figura 21*), o de forma independiente (*Figura 22*).

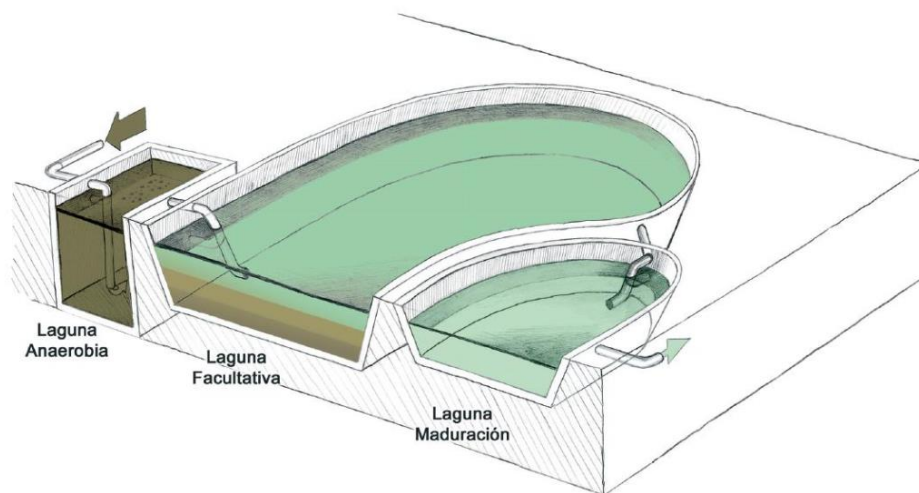


Figura 21: Tipos de lagunas. [11]

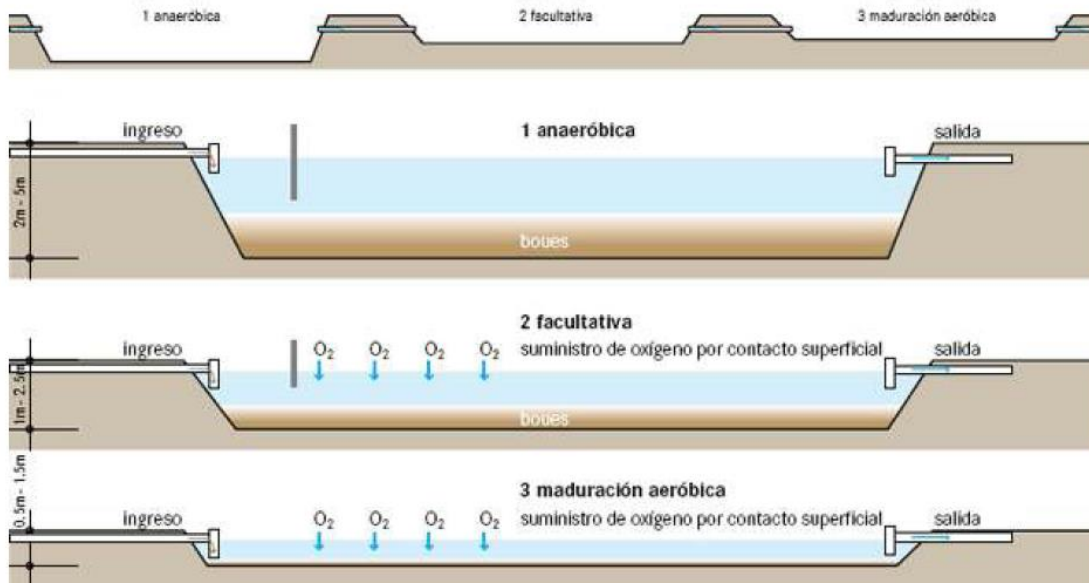


Figura 22: Esquema de sistema de lagunaje. [26]

8.4.1.1 LAGUNAS ANAEROBICAS

La misión principal de estas lagunas de estabilización es la sedimentación de la mayor parte de los sólidos en suspensión y la eliminación de parte de la materia orgánica por medio de las bacterias presentes. El proceso de depuración en este tipo de lagunas tiene lugar mediante una fermentación anaerobia, debido a que la elevada carga orgánica, la profundidad de las aguas, que deberá ser superior a 2 metros, y el corto periodo de retención del agua residual, que será de 2 a 5 días, hace que el contenido en oxígeno disuelto se mantenga bajo o nulo en toda la laguna.

Se pueden alcanzar reducciones en torno al 70% de DBO₅ y SS. En el peor de los casos una laguna anaerobia funciona igual que un decantador primario, alcanzando rendimientos del 30% y 60% en DBO₅ y SS respectivamente.

Tabla 10: Rendimiento esperado mediante lagunas anaeróbicas. [26]

Parámetro	Eliminación (%)
Sólidos de suspensión	50-60
DBO ₅	40-50
N	5-10
P	0-5
Coliformes fecales	30-70

Normalmente estas lagunas son las primeras de una serie, correspondiendo al tratamiento primario en el proceso de depuración. Por otra parte, pueden constituir por sí solas, un

sistema de depuración para poblaciones inferiores a 2.000 HEQ que requieran exclusivamente tratamiento primario.

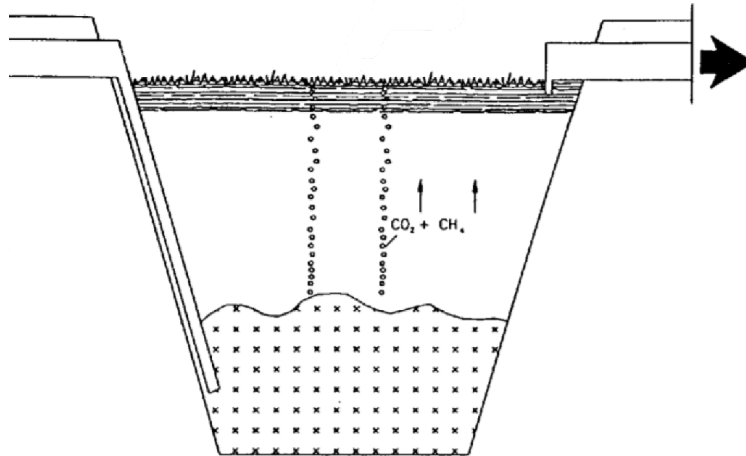


Figura 23: Esquema de una laguna anaeróbica profunda. [30]

8.4.1.2 LAGUNAS FACULTATIVAS

En estas lagunas se distingue una zona aerobia próxima a la superficie, una zona anaerobia en el fondo, donde se dan procesos de fermentación, y una zona intermedia que contiene bacterias facultativas y es la que da el nombre a las lagunas. El principal objetivo que se persigue en esta etapa facultativa es la degradación vía aerobia de la materia orgánica del agua residual.

El proceso aerobio de la materia orgánica hace que el carbono se utilice como fuente de energía para los microorganismos que al ser oxidado produce anhídrido carbónico. Los microorganismos que participan son bacterias fundamentalmente, pero también hay hongos y protozoos. Estos microorganismos utilizan el carbono restante, así como el fósforo y el nitrógeno para formar nuevas células.

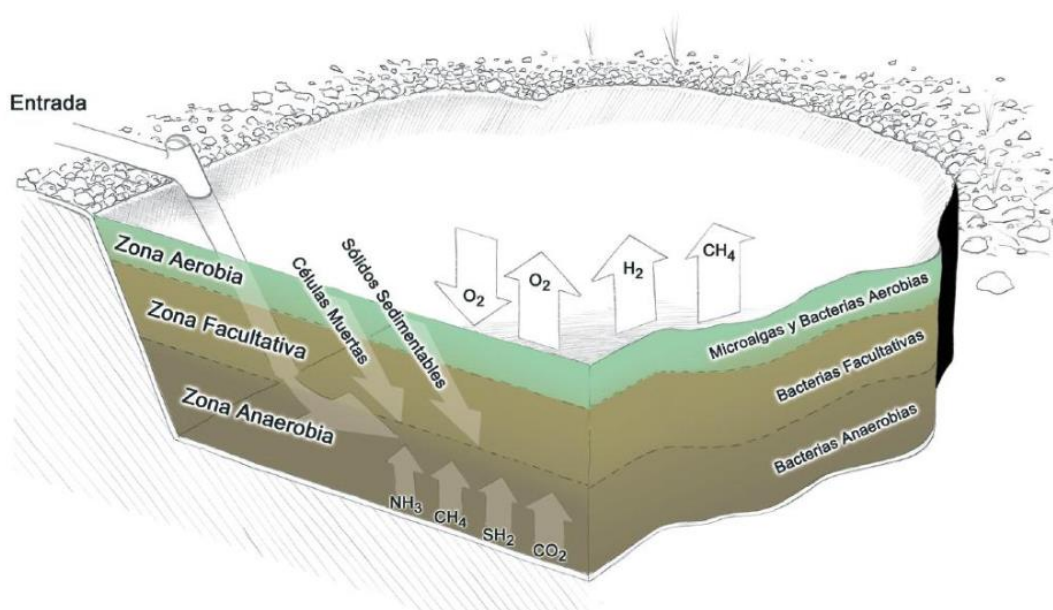


Figura 24: Esquema de una laguna facultativa. [11]

El oxígeno necesario para la estabilización de la materia orgánica proviene de la re-aireación que se produce en la superficie y de la fotosíntesis que se lleva a cabo por medio de las algas presentes en la zona aerobia. En esta zona, las bacterias utilizan el oxígeno producido por las algas y desprenden CO₂ que, a su vez, es utilizado por éstas, cerrando así el ciclo.

La *Tabla 11* muestra los diversos porcentajes de eliminación de los principales parámetros de contaminación que pueden darse mediante esta fase de depuración.

Tabla 11: Rendimiento esperado mediante lagunas facultativas. [26]

Parámetro	Eliminación (%)
Sólidos de suspensión	0-70
DBO ₅	60-80
N	30-60
P	0-30
Coliformes fecales	99,5-99,8

Para darse las condiciones, las lagunas facultativas cuentan con una profundidad que deberá ser superior a 1 metro e inferior a 2,5 metros. Estas pueden ser las primeras de una serie o seguir a las lagunas anaerobias, correspondiendo así a un tratamiento secundario.

8.4.1.3 LAGUNAS DE MADURACIÓN

Las lagunas aerobias o de maduración son estanques de poca profundidad, entre 0,2 y 1 metro, con una producción máxima de algas y en las que se supone que toda la masa de agua está en condiciones aerobias. El grueso de materia orgánica ha debido de ser estabilizado previamente en las lagunas anaerobias y facultativas. Su función fundamental es reducir la DBO₅ a los niveles mínimos y eliminar patógenos gracias a la radiación ultravioleta solar.

Además del efecto desinfectante, estas lagunas cumplen otros objetivos como son la nitrificación, cierta eliminación de nutrientes, y la clarificación y oxigenación del efluente; todo ello para lograr producir un efluente de alta calidad. El inconveniente es la presencia en el efluente de sólidos en suspensión en forma de algas que, en ciertos casos, como son los vertidos a ríos y lagos, puede limitar su uso.

El tiempo de retención de una laguna de maduración, así como el número de lagunas, está condicionado por el grado de depuración bacteriana que se quiere alcanzar. La laguna debe proporcionar un periodo de retención de 7 a 10 días, con una profundidad de un metro.

Las lagunas de maduración constituyen un tratamiento terciario en el proceso de depuración, tanto si se combinan con otras lagunas, como si lo hacen con otros sistemas de tratamiento. Por tanto, solo es necesario instalarlas en los casos en que se requiera un alto grado de depuración, bien sea por los objetivos de calidad del medio receptor o bien para la reutilización del agua para regadío.

8.4.2 HUMEDADES ARTIFICIALES

Los humedales artificiales son sistemas de depuración en los que se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en las zonas húmedas naturales. Los humedales cuentan con dos elementos principales:

- *Sustrato filtrante*: el agua circula a través del sustrato filtrante y/o de la vegetación. El sustrato sirve como soporte de la vegetación y permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula) encargada de la mayoría de los procesos de eliminación de contaminantes.
- *Vegetación*: las plantas emergentes acuáticas (macrófitos) proporcionan superficie también para la formación de películas bacterianas, facilitan los procesos de filtración y adsorción (fijación de partículas) de constituyentes del agua residual y contribuyen fundamentalmente a la oxigenación del sustrato. También favorecen la eliminación de nutrientes y controlan el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

Los humedales artificiales pueden clasificarse en función del modelo de circulación del agua y de la disposición de la vegetación: HAFS (humedades artificiales de flujo superficial), HAFS_s (humedades artificiales de flujo subsuperficial) y FMF (humedades artificiales de macrófitos en flotación).

8.4.2.1 HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL (HAFS)

El humedal está constituido por una excavación con fondo impermeable, sobre el que se dispone un sustrato y vegetación. La profundidad de la lámina de agua debe ser de unos 0,4 m. En este tipo de humedales el agua se encuentra expuesta directamente a la atmósfera y circula a través de los tallos de las plantas. [2]

La alimentación se da de forma continua y la depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada. Tallos, raíces y hojas caídas sirven de soporte para la fijación de la película bacteriana responsable de los procesos de biodegradación, mientras que las hojas que están por encima de la superficie del agua dan sombra a la masa de agua, limitando el crecimiento de microalgas.

La principal fuente de oxígeno para la nitrificación en los humedales es la aireación atmosférica de la superficie del agua. Aunque el humedal es poco profundo, la mayoría del líquido está en condiciones anaerobias. Como resultado, la nitrificación se llevará a cabo en la parte cercana a la superficie del agua y la desnitrificación en el resto del líquido.

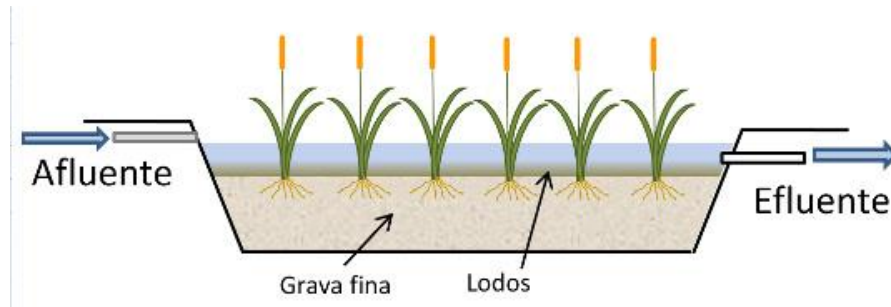


Figura 25: Esquema de HAFS [27]

Esta tipología de humedal necesita un pretratamiento, un tratamiento primario y un tratamiento secundario aguas arriba (fosa séptica con filtro percolador o similares).

8.4.2.2 HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HAFS_S)

Existen dos tipos de humedales artificiales; HAFS_SH (humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal) y HAFS_SV (humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical). La *Tabla 12* muestra los rendimientos alcanzados con el empleo de HAFS_SH y HAFS_SV.

Tabla 12: Rendimiento esperado mediante HAFSSH y HAFSSV. [5]

Parámetro	Vertical		Horizontal	
	Reducción (%)	Efluente (mg/l)	Reducción (%)	Efluente (mg/l)
Sólidos en Suspensión	90-95	13-25	90-95	13-25
DBO5 (mg/l)	90-95	15-25	85-90	15-30
DQO (mg/l)	80-90	60-120	80-90	60-120
N-NH4+ (mg/l)	60-70	9-12	20-25	22-24
N total	60-70	15-20	20-30	35-40
P total	20-30	7-8	20-30	7-8
Coliformes Fecales (UFC/100ml)	1-2 unidades	10 ⁵ -10 ⁶	1-2 unidades	10 ⁵ -10 ⁶

8.4.2.2.1 HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL (HAFS_SH)

Este tipo de sistemas combina la acción de un sustrato determinado (grava principalmente), con la de plantas acuáticas emergentes.

El sustrato retiene los sólidos en suspensión, a la vez que facilita una gran superficie de fijación para las bacterias que descomponen la materia orgánica. Las plantas acuáticas absorben los nutrientes (nitrógeno y fósforo) y aportan oxígeno a través de sus raíces, lo que favorece la descomposición bacteriana.

El agua que entra en el dispositivo atraviesa el lecho horizontalmente, manteniéndose cierto nivel de encharcamiento por debajo del sustrato. En el proceso predominan condiciones de depuración anaeróbicas, produciéndose procesos de desnitrificación.

En los HAFS_SH la alimentación se efectúa de forma continua. El agua residual fluye horizontalmente a unos 10 cm, por debajo de un sustrato filtrante de gravilla/grava de

unos 60 cm de espesor (colocado por encima de una capa impermeable), en el que se fija la vegetación.

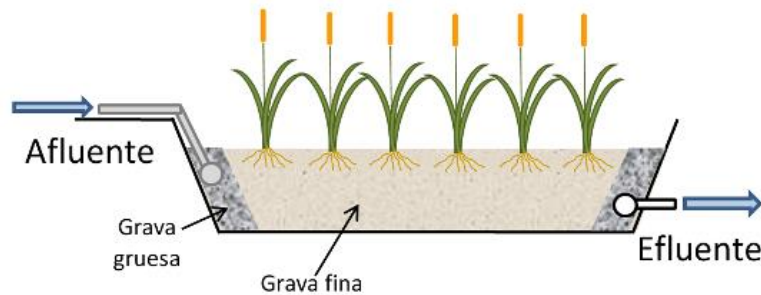


Figura 26: Esquema de HAFSSH [27]

8.4.2.2 HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL (HAFSsV)

Es un sistema similar al de los HAFSsH, pero con la salvedad de que en los HAFSsV la alimentación se efectúa de forma intermitente, es decir, tienen fases de llenado, reacción y vertido.

Las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato de arena-gravilla, de aproximadamente 1 m de espesor, en el que se fija la vegetación. En el fondo del humedal una red de drenaje permite la recogida del efluente depurado. A esta red de drenaje se conectan un conjunto de chimeneas, que sobresalen de la capa de áridos, al objeto de incrementar la oxigenación de la capa del sustrato filtrante. En este tipo de humedal se producen procesos de nitrificación.

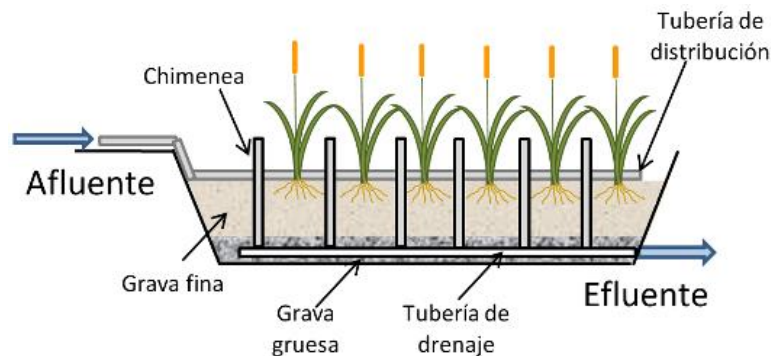


Figura 27: Esquema de HAFSSV [27]

8.4.2.3 HUMEDALES ARTIFICIALES DE MACRÓFITOS EN FLOTACIÓN (FMF)

En este tipo de humedales no hay un sustrato en donde se fije la vegetación del humedal. Las plantas, mediante una estructura artificial, permanecen flotando en la superficie.

Las plantas son las encargadas de proporcionar oxígeno y sus raíces crean el sustrato necesario para la fijación de la población microbiana. En función de la profundidad, el humedal puede funcionar como tratamiento primario o secundario. En humedales profundos predominan los procesos de decantación y digestión, de modo que la fracción

sólida sedimentable decanta en el fondo, mientras que en humedales poco profundos predominan los procesos de degradación aerobia de la materia orgánica.

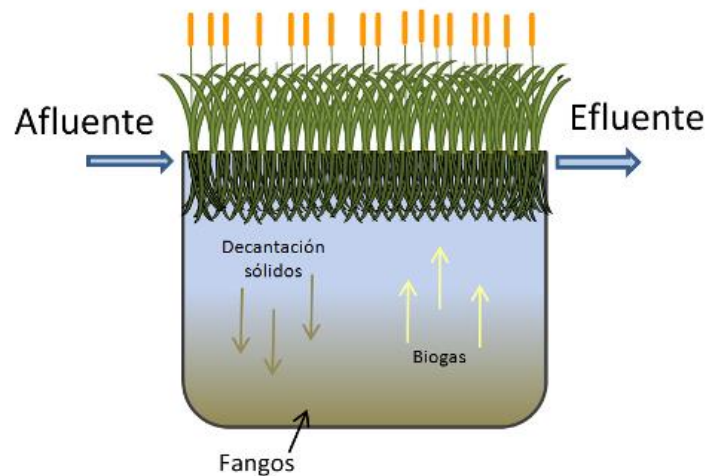


Figura 28: Esquema de FMF. [27]

8.4.3 LECHOS BACTERIANOS

Los lechos bacterianos, también conocidos como filtros percoladores, constan de una cuba o depósito donde se ubica el medio filtrante y los organismos presentes en él. El medio filtrante o elemento soporte de los microorganismos, puede estar constituido por material mineralógico (piedras o carbón), plástico de flujo vertical o plástico de flujo horizontal. Está constituido, también, por un elemento de difusión-dispersión, encargado de distribuir el agua residual a lo largo del medio filtrante de forma uniforme. Por último, cuenta con un desagüe para hacer llegar el agua tratada a la siguiente fase de la depuración, una vez está haya pasado el filtro biológico.

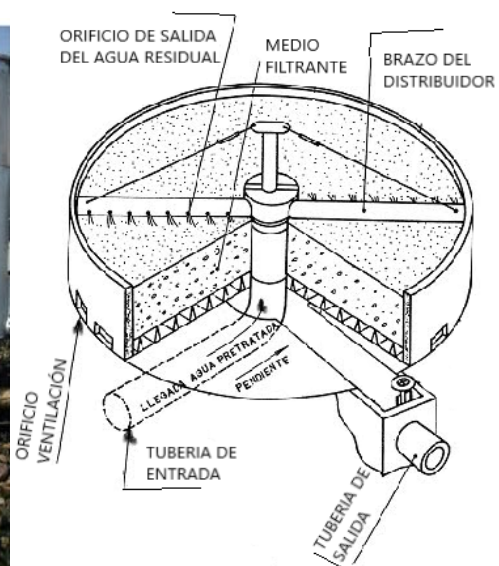


Figura 29: Esquema partes filtro percolador. [53]

El funcionamiento de este sistema consiste en hacer que el agua residual, previamente tratada, se distribuya homogéneamente por la parte superior del relleno y, por goteo,

atraviase el material de relleno. Sobre la misma, y de forma natural, se va desarrollando una película biológica de microorganismos o biofilm que va degradando a su paso la materia orgánica presente en el agua residual. A partir de un determinado espesor del biofilm, éste cae en parte por arrastre del agua residual. Se produce entonces un “saneado” del biofilm.

El filtro percolador es un proceso biológico aerobio y, por tanto, es imprescindible un suministro de aire para su correcto funcionamiento. La ventilación del lecho puede ser natural o forzada. La primera (más frecuente) se produce por el efecto de diferencia de temperatura entre el interior y el exterior del lecho y la segunda, mediante equipos mecánicos.

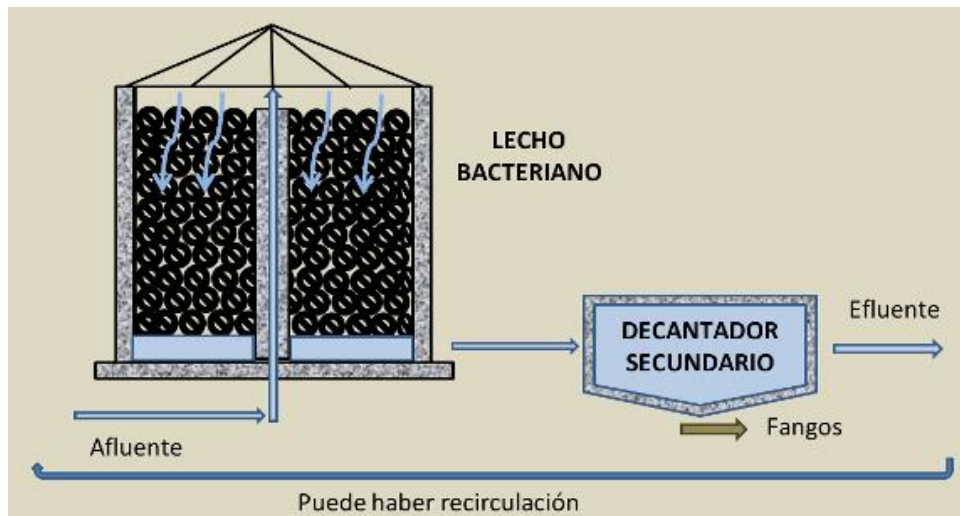


Figura 30: Esquema de lechos bacterianos. [27]

Por último, el agua residual es recogida y llevada a través del desagüe a la siguiente fase de la depuración. La recirculación del efluente tratado es habitual como herramienta operacional para garantizar la humectación del lecho, y mantener una capacidad de tratamiento óptima (Figura 31).

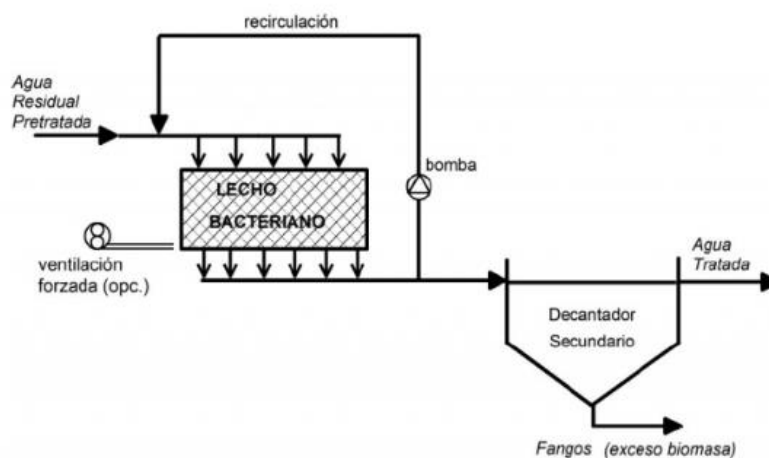


Figura 31: Esquema funcionamiento filtro percolador con decantación secundaria. [20]

Las plantas diseñadas para operar con sistemas de lechos bacterianos no difieren en mucho en su esquema de las del resto que emplean también tecnologías convencionales. Los tratamientos previos (desbaste, desarenado, desengrasado) y primarios (decantación) son similares.

Existen dos tipos diferentes de filtros o lechos bacterianos, los filtros de baja carga y los filtros de alta carga. Los filtros de baja carga están caracterizados por ser filtros lentos, en los cuales el agua hace un solo paso a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar y producen una composición del efluente bastante estable, pero suelen crear problemas de olores e insectos. Por otra parte, los filtros de alta carga emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO₅ influente. El porcentaje de recirculación puede llegar al 400%. Este sistema de filtración tiene una eficiencia tan buena como la de los filtros de baja carga, pero sin producirse problemas de olores e insectos.

Los sistemas de filtros bacterianos cuentan con varias ventajas para su implantación, entre ellas su baja generación de lodos secundarios y la buena decantabilidad de los lodos. Tienen un funcionamiento estable ya que son menos sensibles a variaciones de carga y cuentan con una explotación relativamente sencilla. Además, tienen un bajo consumo energético en comparación con otros sistemas convencionales.

Como inconvenientes, los sistemas de lechos bacterianos requieren de un decantador primario ya que el agua residual debe estar libre de sólidos grandes que puedan obstruir los poros del lecho. Tienen un rendimiento inferior a los conseguidos con los lodos o fangos activos, mientras que su coste de inversión es bastante elevado (aproximadamente un 20% más que en los fangos activos). Además, son muy sensibles al atascamiento y a la capilarización, lo que hace que puedan surgir problemas con asiduidad durante su funcionamiento.

En cuanto a los rendimientos alcanzados con este sistema, se ha estudiado que se llega a eliminar entre un 80-90% de la DBO₅ y entre el 80-95% de los SS, siendo necesaria una decantación primaria.

8.4.4 AIREACIONES PROLONGADAS

Es una variante del sistema convencional de fangos activos. El proceso de aireación prolongada es similar al de fangos activos, excepto en que funciona en la fase de respiración endógena de la curva de crecimiento, lo cual precisa una carga orgánica reducida y un largo periodo de aireación.

En este tipo de instalaciones el influente desbastado es introducido directamente en aireación, sin decantación previa. El agua residual, tras una etapa de pretratamiento se introduce en un tanque o reactor biológico, en el que se mantiene un cultivo bacteriano en suspensión, formado por un gran número de microorganismos agrupados en flóculos.

Las condiciones aerobias en el reactor se logran mediante el empleo de aireadores mecánicos o difusores, que además de oxigenar, permiten la homogeneización del contenido del reactor evitando, a la vez, la sedimentación de los flóculos.

Tras unas 36 horas de permanencia en el reactor, las aguas pasan al decantador secundario para separar el efluente depurado de los lodos. Parte de los lodos se recirculan de nuevo al reactor y el resto se tratan para su eliminación.

La Aireación Prolongada opera con cargas orgánicas muy bajas y altos tiempos de aireación, prescindiendo de la decantación primaria, y generando fangos estabilizados, que tan sólo precisan ser deshidratados antes de su disposición final.

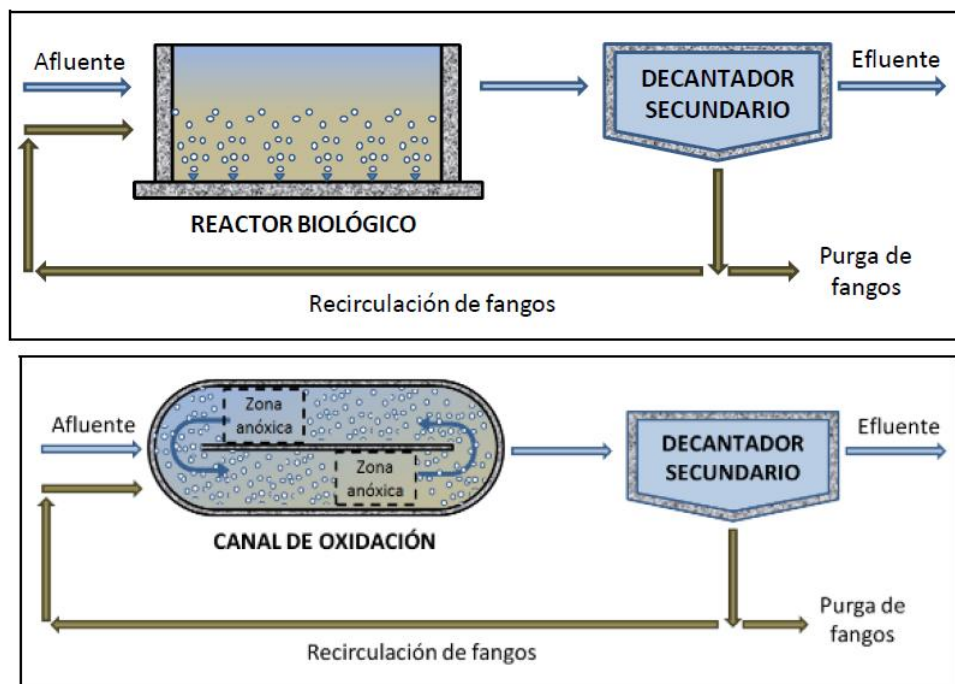


Figura 32: Esquemas de procesos de aireaciones prolongadas. [27]

En este tipo de instalaciones se trabaja en condiciones de edad del fango y tiempo de residencia hidráulicos muy altos. Una importante consecuencia de este régimen de funcionamiento es que estas instalaciones son capaces de tolerar muy bien las puntas de carga y de caudal.

Las plantas que trabajan en régimen de aireación prolongada son de mantenimiento fácil, económicas y más sencillas de manejar que los procesos convencionales, pero requieren una adecuada asistencia técnica, porque en caso contrario, pueden plantearse problemas de flotación de natas en el decantador y de gestión del consumo eléctrico [34].

8.4.5 CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS (CBR)

CBR (contactores biológicos rotativos) también conocidos como biodiscos. El proceso consiste en sumergir parcialmente los elementos soporte de los biodiscos en el agua residual para que mediante el contacto se vaya generando una película de microorganismos. Los biodiscos van girando lentamente para así conseguir alternar el

contacto con agua y con aire, y adquirir tanto materia orgánica como oxígeno. Requiere el paso por dos elementos:

- *Contactor*: un depósito, normalmente semienterrado, alberga los contactores (soportes giratorios). Estos contactores pueden ser biodiscos (discos de material plástico colocados en paralelo y unidos por un eje central), biocilindros (jaula cilíndrica perforada con material plástico en su interior) o sistemas híbridos.
- *Decantador secundario/clarificador*: en esta etapa se extrae el exceso de fango generado (biopelícula desprendida al llegar a cierto espesor).

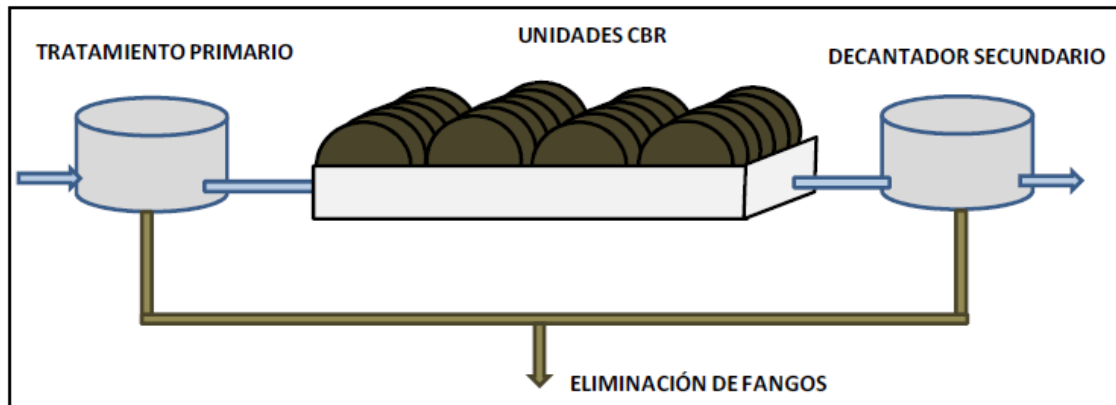


Figura 33: Esquema de contactor biológico rotativo. [27]

El fundamento es similar al de lechos bacterianos (*Apartado 8.4.3 “Lechos bacterianos”*), pero con la diferencia de que en biodiscos hay movimiento del soporte. Mediante un decantador secundario se puede recoger el exceso de biopelícula.

8.5 VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS

Los sistemas de depuración analizados tratan de modo eficiente el agua residual para la eliminación de sus cargas contaminantes, pero no todos son igualmente eficaces en todos los municipios. Por tanto, no existe un sistema que sea idóneo para todo tipo de municipio, sino que, en función de sus características, existirá un sistema de saneamiento que será el más eficiente para cada municipio.

Un correcto análisis de estas circunstancias es imprescindible para la acertada elección de la tecnología más adecuada, siendo perfectamente factible la combinación de varias de ellas. Una vez que las diversas tecnologías han quedado explicadas mediante el *Apartado 8.3 “Alternativas tratamiento primario”* y el *Apartado 8.4 “Alternativas tratamiento secundario”*, se ha tratado de valorar cada una de ellas en profundidad, con el fin de elegir la alternativa más adecuada.

Cuando en un núcleo de población se plantea cuál es la alternativa de depuración más apropiada, se debe valorar el grado de tolerancia frente a una serie de parámetros o criterios. La alternativa que tenga un mayor equilibrio en la suma de estos criterios (técnicos, económicos, ambientales), se considera que es la alternativa idónea para la

EDAR a diseñar en el municipio, ya que es la opción que contará con menos inconvenientes para su implantación.

El procedimiento para esta valoración ha sido, en primer lugar, realizar el análisis de cada factor para todas las alternativas, para posteriormente compararlas mediante un cuadro resumen de valoración de alternativas, representado en el [Apartado 8.5.3 “Cuadro resumen de valoración de alternativas”](#).

La valoración de estos factores ha sido obtenida mediante la guía referenciada en la bibliografía [27], siendo los factores por estudiar los siguientes:

- *Requerimiento de superficie.*
- *Dependencia de la meteorología.*
- *Impacto ambiental.*
- *Funcionamiento ante cambios de caudal o carga.*
- *Costes de implantación y explotación.*
- *Complejidad de operación y mantenimiento.*
- *Necesidad de procesos complementarios*

8.5.1 ALTERNATIVAS TRATAMIENTO PRIMARIO

8.5.1.1 FOSA SÉPTICA

8.5.1.1.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

No requiere de grandes superficies para su funcionamiento.

8.5.1.1.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Como la fosa se dispone enterrada, la meteorología apenas influye.

8.5.1.1.3 IMPACTO AMBIENTAL

Nulo impacto visual y sonoro. Para minimizar el posible impacto olfativo, conviene utilizar filtros en las chimeneas.

8.5.1.1.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Se adapta bien a los cambios.

8.5.1.1.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación y mantenimiento son bajos. Los costes aproximados de implantación oscilan entre 100-200 €/HEQ y los de mantenimiento entre 20-60 €/HEQ/año, en poblaciones menores de 250 HEQ y como único tratamiento.

8.5.1.1.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El mantenimiento de estos equipos es muy sencillo y se limita a la limpieza periódica de la fosa séptica a medida que se va formando una capa de flotantes en la superficie o acumulando los fangos en el fondo. En el caso de aguas residuales urbanas, los fangos

extraídos pueden utilizarse como enmienda orgánica conforme a la legislación sectorial aplicable o realizar su gestión a través de gestor autorizado.

8.5.1.1.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Se usa como tratamiento único en poblaciones menores de 250 HEQ y como etapa previa en poblaciones de mayor magnitud.

8.5.1.2 *TANQUE IMHOFF*

8.5.1.2.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

No requiere de grandes superficies para su funcionamiento.

8.5.1.2.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Como el tanque se dispone enterrado, la meteorología apenas influye.

8.5.1.2.3 IMPACTO AMBIENTAL

Nulo impacto visual y sonoro. Puede generar problemas respecto al impacto olfativo, conviene utilizar filtros en las chimeneas.

8.5.1.2.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Se adapta bien a los cambios siempre y cuando no se tengan elevadas sobrecargas hidráulicas.

8.5.1.2.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación y mantenimiento son bajos. Los costes aproximados de implantación oscilan entre los 100-200 €/ HEQ y los de mantenimiento entre los 10-20 €/HEQ/año, para poblaciones de menos de 1.000 HEQ.

8.5.1.2.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El mantenimiento de estos equipos es muy sencillo y se limita a la limpieza periódica a medida que se va formando una capa de flotantes en la superficie o acumulando los fangos en el fondo. En el caso de aguas residuales urbanas, los fangos extraídos pueden utilizarse como abono orgánico conforme a la legislación sectorial aplicable o realizar su gestión a través de un gestor autorizado.

8.5.1.2.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Normalmente, este sistema de depuración se utiliza como tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración.

8.5.1.3 *DECANTADOR PRIMARIO*

8.5.1.3.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

No requiere de grandes superficies para su funcionamiento.

8.5.1.3.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Con bajas temperaturas del agua se retarda la sedimentación y la lluvia puede aumentar excesivamente el caudal a tratar y la materia en suspensión.

8.5.1.3.3 IMPACTO AMBIENTAL

Posible impacto olfativo si no se gestionan los fangos de forma correcta.

8.5.1.3.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas.

8.5.1.3.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de implantación no son muy elevados. El coste de implantación de una decantación primaria para poblaciones entre 1.000-2.000 HEQ oscila entre 65-70 €/HEQ y los de explotación entre 9-12 €/HEQ/año.

8.5.1.3.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación y mantenimiento es sencilla, consistiendo fundamentalmente en tareas de inspección, limpieza y extracción de fangos y flotantes.

En este proceso se generan fangos que hay que extraer con cierta frecuencia y no están estabilizados, por lo que precisan un tratamiento posterior o gestión a través de gestor autorizado.

8.5.1.3.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Este sistema de depuración se utiliza como tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración.

8.5.2 ALTERNATIVAS TRATAMIENTO SECUNDARIO

8.5.2.1 LAGUNAJE

8.5.2.1.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

La superficie necesaria para implantar un sistema de lagunaje oscila aproximadamente entre 7 y 13 m²/HEQ para poblaciones entre 50 y 1.000 HEQ. Por ello, para poblaciones superiores a los 1.000 HEQ no suele utilizarse por la gran superficie requerida.

8.5.2.1.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Influye sobre todo la temperatura que está íntimamente ligada con la velocidad de los procesos naturales de autodepuración. El frío disminuye el rendimiento.

El viento y la radiación solar favorecen los procesos.

8.5.2.1.3 IMPACTO AMBIENTAL

Un buen diseño y mantenimiento permite una buena integración en el paisaje.

Para evitar malos olores es importante limitar la carga contaminante y el contenido de sulfatos.

8.5.2.1.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Se adapta bien a los cambios. Hay que tener especial precaución de no sobrecargar la capacidad de depuración de las balsas.

8.5.2.1.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación son moderados. La principal limitación de esta tecnología es la superficie necesaria y el tipo de terreno por el elevado volumen de excavación.

Considerando pretratamiento, lagunas anaerobias, lagunas facultativas y de maduración, el coste aproximado de implantación es de unos 200 €/ HEQ para una población de 1.000 HEQ.

El coste de explotación es muy bajo y para poblaciones entre 100-1.000 HEQ oscila entre 8 y 34 €/HEQ/año.

8.5.2.1.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación y mantenimiento es sencilla, consistiendo fundamentalmente en tareas de inspección de su correcto funcionamiento.

8.5.2.1.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

En función del tipo y configuración de las balsas, esta tecnología puede utilizarse como un tratamiento primario, secundario o terciario.

Pueden formar un tratamiento completo, en el que la laguna aerobia actúe como tratamiento primario, la laguna facultativa como tratamiento secundario y la laguna de maduración como tratamiento terciario.

8.5.2.2 HUMEDALES ARTIFICIALES

8.5.2.2.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

La superficie necesaria para una población de 1.000 HEQ oscila entre los 3 y 5 m²/HEQ, en función del tipo de humedal o combinación de humedales.

Para menos de 2.000 HEQ. Con poblaciones superiores no suele utilizarse por la gran superficie requerida.

8.5.2.2.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Influye sobre todo la temperatura que está íntimamente ligada con la velocidad de los procesos naturales de autodepuración. En periodos fríos puede reducirse el rendimiento, sobre todo en HAFS. Además, influyen los periodos vegetativos de las plantas del humedal.

8.5.2.2.3 IMPACTO AMBIENTAL

Muy buena integración en el entorno.

Permiten la creación y restauración de zonas húmedas aptas con elevado valor ambiental.

8.5.2.2.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Son sistemas robustos, capaces de resistir variaciones de carga y caudal. No obstante, es importante no superar la capacidad de diseño.

8.5.2.2.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación aproximados de un tratamiento mediante humedales artificiales para una población de 1.000 HEQ oscilan entre 200-300 €/HEQ.

Los costes de explotación aproximados para una población de 1.000 HEQ oscilan entre los 15-20 €/HEQ/año.

8.5.2.2.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación y mantenimiento es sencilla, consistiendo fundamentalmente en tareas de inspección de su correcto funcionamiento.

8.5.2.2.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Estos dos tipos de humedales, o la combinación de ambos, se emplean fundamentalmente como tratamiento secundario, estando precedidos por un tratamiento primario que elimine la mayor cantidad de sólidos sedimentables y otras sustancias que puedan provocar problemas de atascos o colmatación del lecho.

Pueden formar un tratamiento completo, en el que el humedal de macrófitos en flotación actúe como tratamiento primario, el humedal artificial de flujo subsuperficial como tratamiento secundario y el humedal artificial de flujo superficial como tratamiento terciario.

8.5.2.3 LECHOS BACTERIANOS

8.5.2.3.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

Requiere poca superficie (puede estar entre 0,3 – 0,75 m²/HEQ).

8.5.2.3.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Influyen la temperatura (en climas fríos puede requerir aislamiento o incluso ventilación forzada para que no disminuyan rendimientos) y la diferencia de temperatura agua residual-aire (para que funcione correctamente la pérdida de temperatura del agua al pasar a través del lecho debe ser inferior a 1,5°C).

8.5.2.3.3 IMPACTO AMBIENTAL

Mala integración paisajística.

8.5.2.3.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Buen comportamiento ante sobrecargas hidráulicas y contaminantes tóxicos. Menos flexible que la tecnología de fangos activos ante variaciones de las condiciones de diseño.

8.5.2.3.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación son elevados, entre 180-350 €/HEQ para poblaciones entre 200 y 2.000 HEQ.

Los costes de explotación están entre 16-25 €/HEQ/año.

8.5.2.3.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación es relativamente sencilla y el mantenimiento algo más complejo por los equipos mecánicos. Se deben realizar tareas de inspección, limpieza y gestión de residuos.

8.5.2.3.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Requiere un tratamiento previo antes de introducirse en el lecho bacteriano, siendo el tanque Imhoff y la decantación primaria los más utilizados.

8.5.2.4 AIREACIONES PROLONGADAS

8.5.2.4.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

Bajos requisitos de superficie (puede estar entre 0,2 – 0,4 m²/HEQ).

8.5.2.4.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Las bajas temperaturas disminuyen la velocidad del proceso.

8.5.2.4.3 IMPACTO AMBIENTAL

Mala integración paisajística.

8.5.2.4.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Versátil pues se pueden controlar los parámetros operativos. La decantación secundaria es sensible a las sobrecargas hidráulicas.

8.5.2.4.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación son elevados, entre 120-400 €/HEQ en poblaciones entre 50 y 2.000 HEQ. Por ello, para asegurar su rentabilidad, la modalidad de Aireación Prolongada se suele aplicar para el tratamiento de las aguas residuales de poblaciones entre los 2.000 y los 10.000 HEQ.

Los costes de explotación están entre 20-35 €/HEQ/año.

8.5.2.4.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación y mantenimiento son complicados y de coste elevado. Se deben realizar tareas de inspección, limpieza y gestión de residuos. El mantenimiento de los equipos mecánicos requiere personal cualificado y atención continuada.

8.5.2.4.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

No requiere de tratamiento primario, ya que cuenta con un decantador secundario que se encarga de las labores que podría hacer el tratamiento primario.

8.5.2.5 CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS

8.5.2.5.1 REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE

No requiere mucha superficie (puede estar entre 0,3 – 0,7 m²/HEQ).

8.5.2.5.2 DEPENDENCIA DE LA METEOROLOGÍA

Las bajas temperaturas disminuyen la velocidad del proceso, por lo que se suelen cubrir para protegerlos de las inclemencias del tiempo.

8.5.2.5.3 IMPACTO AMBIENTAL

No produce grandes impactos.

8.5.2.5.4 FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL O CARGA

Sistema sensible a variaciones acusados de caudal.

8.5.2.5.5 COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los costes de instalación son elevados, suelen estar entre 325-400 €/HEQ para poblaciones entre 200-2.000 HEQ, con unos costes de explotación entre 16-25 €/HEQ/año.

8.5.2.5.6 COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La explotación es relativamente sencilla mientras que el mantenimiento es más complejo por la existencia de equipos mecánicos, con cierta dependencia de la empresa fabricante.

Se requieren tareas de inspección, limpieza y extracción de fangos y flotantes.

8.5.2.5.7 NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS

Requiere un tratamiento previo antes de introducirse en el lecho bacteriano, siendo el tanque Imhoff y la decantación primaria los más utilizados.

8.5.3 CUADRO RESUMEN DE VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS

Mediante los criterios estudiados a lo largo del *Apartado 8.5.1 “Alternativas tratamiento primario”* y del *Apartado 8.5.2 “Alternativas tratamiento secundario”*, se ha confeccionado un cuadro multicriterio de comparación relativa que se representa mediante la *Figura 35*.

En la *Figura 35*, para la identificación de las distintas alternativas, se ha usado la nomenclatura que aparece en la *Figura 34*.

FS	Fosa séptica
TI	Tanque Imhoff
DP	Decantador primario
LA	Lagunaje
HA	Humedades artificiales
LB	Lecho bacteriano
AP	Aireación prolongada
CBR	Contactador biológico rotativo

Figura 34: Nomenclatura diferentes alternativas de tratamiento. (Propia)

CRITERIOS	ALTERNATIVAS							
	TRAT. PRIMARIO			TRAT. SECUNDARIO				
	FS	TI	DP	LA	HA	LB	AP	CBR
REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE	Green	Green	Green	Red	Red	Blue	Blue	Green
TOLERANCIA A BAJAS TEMPERATURAS	Blue	Blue	Green	Red	Red	Green	Blue	Blue
COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	Blue	Blue	Blue	Blue	Blue	Green	Red	Green
NECESIDAD DE PROCESOS COMPLEMENTARIOS	Red	Red	Red	Blue	Green	Red	Blue	Red
FUNCIONAMIENTO ANTE CAMBIOS DE CAUDAL Y CARGA								
CAPACIDAD DE ADAPTACIÓN A VARIACIONES DE CAUDAL	Blue	Green	Red	Green	Green	Green	Blue	Green
CAPACIDAD DE ADAPTACIÓN A VARIACIONES DE CARGA	Blue	Green	Red	Green	Green	Green	Blue	Red
COSTES DE IMPLANTACIÓN Y EXPLOTACIÓN								
COSTES DE IMPLANTACIÓN	Green	Green	Blue	Green	Green	Red	Red	Red
COSTES DE EXPLOTACIÓN	Red	Blue	Blue	Green	Green	Green	Green	Green
GESTIÓN DE FANGOS								
CANTIDAD DE FANGOS GENERADA	Green	Green	Green	Blue	Blue	Red	Green	Red
FRECUENCIA DE RETIRADA DE FANGOS	Green	Green	Red	Blue	Blue	Green	Red	Green
IMPACTO AMBIENTAL								
MALOS OLORES	Green	Red	Green	Red	Blue	Green	Blue	Blue
GENERACIÓN DE RUIDOS	Blue	Blue	Blue	Blue	Blue	Green	Red	Green
INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA	Blue	Blue	Green	Blue	Blue	Red	Red	Red




<i>Menos favorable</i>	
<i>Favorable</i>	
<i>Más favorable</i>	

Figura 35: Análisis multicriterio. (Propia)

8.6 ALTERNATIVA ADOPTADA

La Directiva de Consejo de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas en vertidos en aguas dulces y estuarios, exige unos mínimos de tratamientos en función de la población y la zona de vertido.

Para un municipio como el de Orozko, con una población actual de 2.651 habitantes, y una población futura calculada para el proyecto de 3.626 HEQ, la Directiva 91/271/CEE exige que la EDAR a diseñar cuente con un proceso de depuración compuesto por un tratamiento secundario de aguas residuales, siendo optativo el tratamiento primario en función de la compatibilidad con el tratamiento biológico elegido.

Para la elección de alternativas, se ha optado por elegir primero la alternativa idónea referente al tratamiento secundario. En función del tratamiento secundario elegido, se ha valorado cuál de las alternativas para el tratamiento primario se adapta mejor al tratamiento biológico seleccionado.

La magnitud de la estación depuradora ha permitido desestimar a priori los sistemas extensivos de depuración de aguas residuales. Estos sistemas no están preparados para recibir grandes volúmenes de aguas residuales y requieren de una amplia superficie para su implantación. Aguas abajo del municipio de Orozko no se cuenta con grandes extensiones libres de tierra, ya que se trata de un estrecho valle que da a parar al municipio de Llodio/Laudio, de modo que este sistema no podría ser fácilmente implantado.

Tratamientos como el lagunaje o humedades artificiales están pensados para pequeñas poblaciones, de modo que pese a las ventajas proporcionadas (coste, integración paisajística, etc.), la superficie y dimensión exigida para dar respuesta a todo el efluente de aguas residuales generadas en Orozko sería inviable desde un punto logístico y económico.

Se han descartado así la *Alternativa 1: Lagunaje* y *Alternativa 2: Humedades artificiales*, entendiéndose la necesidad de recurrir a sistemas de depuración intensivos.

Los contactadores biológicos son un sistema muy sensible a variaciones acusadas de caudal. Como precaución para evitar futuras incidencias en la respuesta a variaciones de carga, se ha optado por no contar con este sistema para la EDAR de diseño. La no selección de este sistema facilitará su mantenimiento, dado que este sistema requiere de un mantenimiento complejo por la existencia de equipos mecánicos, con cierta dependencia de la empresa fabricante [27]. Se ha descartado así la *Alternativa 5: Contactores biológicos rotativos (CBR)*.

Las dos alternativas de tratamiento biológico restantes se componen de tratamientos similares. Ambas cuentan con decantadores, pero diferenciándose en que mientras los lechos bacterianos cuentan con un decantador primario (el cual hará las funciones de tratamiento primario), la aireación prolongada cuenta con un decantador secundario (que permitirá la recirculación de fangos).

Uno de los puntos vitales para la elección de la alternativa adecuada es que esta cuente con una alta eficacia de tratamiento de las aguas. La eficacia de un proceso de tratamiento se expresa en términos de tanto por ciento de disminución de la DBO, una medida de la cantidad de oxígeno disuelto consumido por los microorganismos para la oxidación de materia orgánica e inorgánica. Cuanto mayor es el nivel de materiales oxidables orgánicos e inorgánicos, más elevada es la DBO y peor es la calidad del agua. Una planta de tratamiento de aguas residuales que funcione bien puede eliminar el 95% o más de la DBO inicial.

Los lechos bacterianos, pese a contar con un buen rendimiento de tratamiento de las aguas, este es inferior al de la aireación prolongada. La diferencia de rendimiento en ambos puede provocar dificultades para llegar a los parámetros de vertidos establecidos mediante sistemas de lechos bacterianos. Además, contar con un sistema de aireación prolongada en lugar de lechos bacterianos permite poder ahorrarse el tratamiento primario de la depuradora, y aun así obtener mejores porcentajes de eliminación de contaminantes.

Por otra parte, los lechos bacterianos generan mayores problemas de olores y requieren una mayor superficie por habitante equivalente que la aireación prolongada. Por el emplazamiento que se ha elegido para la EDAR, la necesidad de una superficie excesivamente amplia y la existencia de malos olores podría complicar la implantación de la EDAR a diseñar. De este modo se ha descartado la implantación de la *Alternativa 3: Lechos bacterianos*.

Tras el estudio de las diversas alternativas en el *Apartado 8 “Estudio de alternativas”*, se ha elegido el siguiente tratamiento biológico para el presente proyecto, ya que se considera el más adecuado desde el punto de vista funcional, medioambiental y económico para el municipio de Orozko.

- *Alternativa 4: Aireaciones prolongadas.*

El diseño seleccionado consistirá, básicamente en un sistema de depuración mediante fangos activados en aireación prolongada, con una zona anóxica y otra aeróbica, con espesamiento y evacuación de fangos espesados a camión.

Se han dimensionado los equipos para un proceso en aireación prolongada con sistemas de nitrificación-desnitrificación, lo cual permitirá una reducción casi total de la DBO₅ y del nitrógeno.

9. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO DE LA EDAR

En el presente apartado de la memoria se realiza una descripción del diseño seleccionado para el tratamiento de aguas residuales en la EDAR de Orozko. Los criterios adoptados para el dimensionado han sido recogidos en el *Anejo 6 “Dimensionamiento de los procesos”*, de forma que en este apartado se resume los detalles la solución elegida.



Figura 36: Planta de la EDAR de Orozko. (Propia)

La depuradora se ha dimensionado para los caudales previstos de agua residual en el año de proyecto 2044. Se espera que la depuradora de servicio a una población de 3.626 HEQ, tal y como se recoge en el *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*.

9.1 ESQUEMA DE LA EDAR

Se ha proyectado en una única línea, dejando espacio para una segunda línea objeto de una futura ampliación.

En la *Figura 37* se muestra el esquema de la EDAR diseñada, mostrando la distribución de caudales que se dará para cada uno de los procesos dimensionados de la depuradora, a la vez que se enumeran los diferentes elementos dimensionados.

Los diferentes caudales que se representan en la *Figura 37* están recogidos en el *Apartado 7.1 “Caudales de diseño”* de la presente memoria.

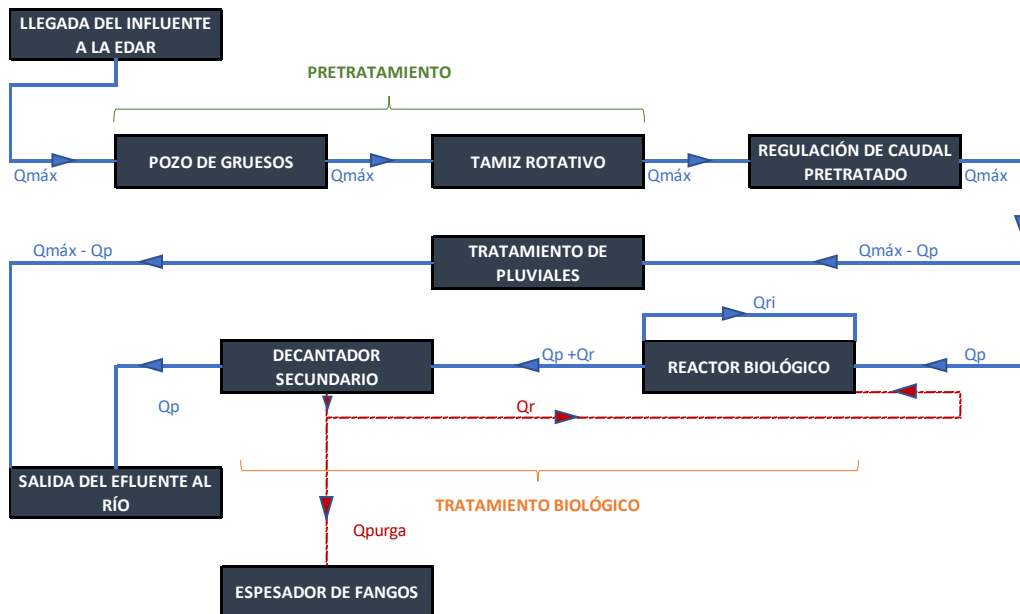


Figura 37: Esquema de la EDAR de Orozko. (Propia)

9.2 LLEGADA DEL INFLUENTE A LA EDAR

Las aguas residuales serán recogidas por la futura red de saneamiento del municipio. En el *Apartado 10.3 "Sistema de saneamiento"* se detalla las características que se recomiendan para el desarrollo de esta red. Se pretende que sea una red unitaria de aguas pluviales y residuales.

La conexión con la EDAR se realizará por el paso de la red de saneamiento por el puente del río Altube, tramo de la red que existe en la actualidad.

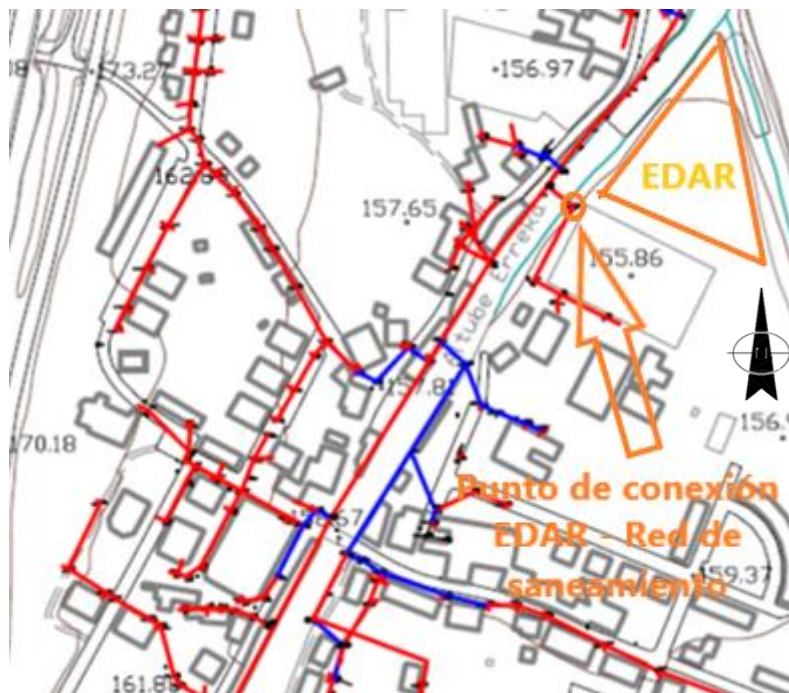


Figura 38: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento. (Propia)

9.3 PRETRATAMIENTO

El pretratamiento estará formado por un pozo de gruesos y un tamiz rotativo. Se espera que la combinación de ambos elementos permita la retirada de la mayoría de los sólidos de gran tamaño y de un amplio porcentaje de arenas.

Es importante que su efectividad sea óptima, puesto que tanto las arenas como los sólidos gruesos no pueden ser degradados mediante los sistemas convencionales de depuración biológica.

El pozo de gruesos se compone, además de por el pozo en sí, por una cuchara electrohidráulica (o cuchara bivalva) y por una reja de muy gruesos. Mediante esta disposición las arenas sedimentan en el pozo mientras que los sólidos gruesos quedan retenidos en la reja.

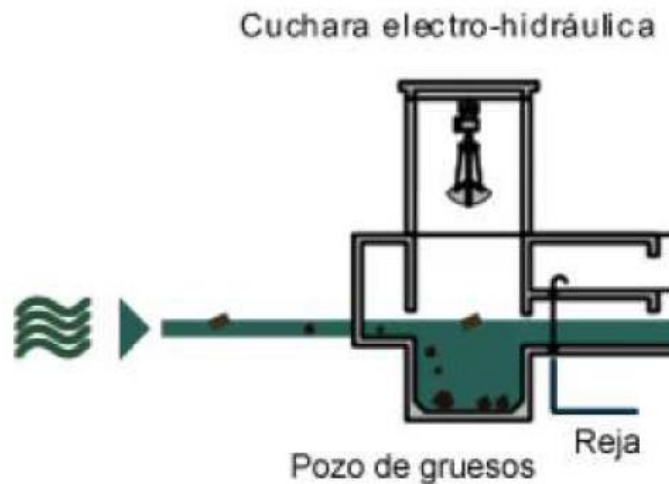


Figura 39: Esquema del pozo de gruesos con cuchara bivalva. [35]

El pozo de gruesos se ha dimensionado de forma que la cuchara bivalva, encargada de retirar los sólidos muy gruesos y las arenas, pueda trabajar con el suficiente margen. De esta forma el pozo de gruesos contará con unas dimensiones de 2,5 m de largo, 2 m de anchura y una altura libre de 2,5 m, quedando un volumen total igual a 12,5 m³.

Se ha seleccionado una cuchara bivalva con las dimensiones representadas en la *Figura 40* del catálogo mostrado en la bibliografía [10].

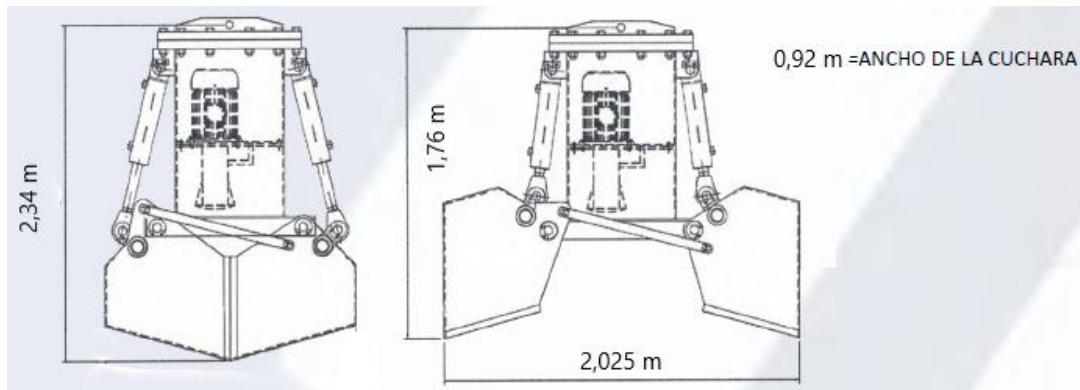


Figura 40: Cuchara bivalva seleccionada. (Propia)

Para completar el pretratamiento se ha adoptado un tamiz rotativo TFR-91/200 [48] de 0,25 mm de paso, apto para tratar un caudal de hasta 275 m³h (Figura 41).

Se ha elegido un tamiz con una luz de malla tan reducida para asegurar la retención de la mayor parte de las arenas, de forma que no sea necesario la disposición de un desarenador en el pretratamiento.



Figura 41: Tamiz rotativo TFR-91/200. [48]

9.4 REGULACIÓN DE CAUDAL PRETRATADO

Como se muestra en la Figura 37, el tratamiento biológico está dimensionado para un caudal Q_p . Sin embargo, dado que la red de saneamiento es de carácter unitario, es posible que, tras episodios de precipitaciones abundantes, puedan superarse los volúmenes de aguas que se esperan para el tratamiento biológico.

De este modo, para cuando se superen los volúmenes de aguas residuales previstos para el tratamiento biológico, se ha dispuesto de un aliviadero cuyo objetivo será segregar el excedente de agua pretratada sobre caudal punta.

El aliviadero contará con una longitud de 0,25 m y podrá llegar a desviar una cantidad de hasta 115,22 m³/h.

9.5 TRATAMIENTO DE PLUVIALES

Tras el pretratamiento, el excedente de aguas residuales, desviado por el aliviadero, será llevado hasta un tanque de tormentas.

El tanque de tormentas tendrá una doble función. Por una parte, almacenará el excedente de pluviales durante un tiempo determinado para, ya en tiempo seco, dirigirlo al tratamiento biológico. Además, en caso de que se llegue a condiciones en las que el tanque de tormentas pueda llegar a su límite de almacenado de aguas, este verterá el agua al río. Este vertido de aguas pretratadas permite que, aunque las aguas no hayan recibido un tratamiento completo, puedan ser vertidas en unas condiciones asumibles, dado que han dispuesto de un pretratamiento y una cierta decantación en el tanque de tormentas.

El tanque de tormentas proyectado contará con unas dimensiones de 7 m de largo, 3,5 m de ancho y 2,5 m de altura útil, lo que se traduce en un volumen de almacenamiento de aguas pretratadas de 61,25 m³. El tiempo de retención mínimo que asegura el volumen adoptado es de aproximadamente 32 minutos.

9.6 REACTOR BIOLÓGICO

El proceso adoptado consiste en el tratamiento biológico de aguas residuales mediante la aireación prolongada con nitrificación y desnitrificación.

El reactor biológico que se diseña en este proyecto consta de dos zonas diferenciadas. La zona anóxica, la primera zona a la que accederá el agua a tratar, se trata de una zona en ausencia de oxígeno donde serán eliminados algunos de los nutrientes presentes en el agua residual. El agua entra en circulación gracias a la acción de un agitador instalado en el tanque.

A continuación, el licor mezcla pasa a la zona aerobia, que es aireada en dos zonas por difusores de burbuja fina, aquí se eliminará la materia orgánica y el resto de los nutrientes. Tras el tiempo de retención, el licor mezcla será conducido hacia el decantador secundario (*Figura 42*).

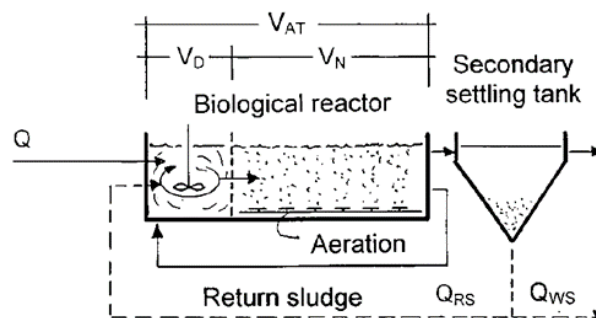


Figura 42: Esquema del proceso de aireaciones prolongadas seleccionado. [12]

Se ha dimensionado el reactor biológico con unas dimensiones totales de 20 m de largo, 6 m de anchura y una profundidad de 5 m. Esta disposición se distribuye en dos reactores (reactor zona anóxica y reactor de aireación) de 5 m de profundidad y 6 m de anchura. El reactor para la desnitrificación contará con una longitud de 4 m por los 16 m con los que contará el tanque de nitrificación. La capacidad total será de 600 m³, con un volumen anóxico total del 20%.

La aireación se realizará mediante la instalación de 184 difusores, los cuales aportaran la demanda de oxígeno necesaria para que se dé el proceso de nitrificación, el cual podrá llegar a requerir, en condiciones punta, de hasta 23,72 kgO₂/d.

Para la eliminación del fosforo presente en las aguas residuales, se procederá al vertido de reactivo, cuya cantidad necesaria ha sido estimada en 86,83 mg/l.

9.7 DECANTADOR SECUNDARIO

El decantador secundario tiene una doble función, por una parte, debe permitir la correcta sedimentación de los sólidos restantes para que el efluente se vierta de con la mayor calidad posible, al mismo tiempo, debe conseguir un espesamiento óptimo del fango, necesario para la recirculación del mismo al reactor biológico.

El licor mezcla que entra en el decantador, y los flóculos de materia sedimentable se van depositando al fondo del decantador, y son recogidos mediante la rasqueta barredora de fondo. Parte de los fangos extraídos del decantador son recirculados al reactor biológico y el resto son purgados y conducidos al tratamiento de lodos.

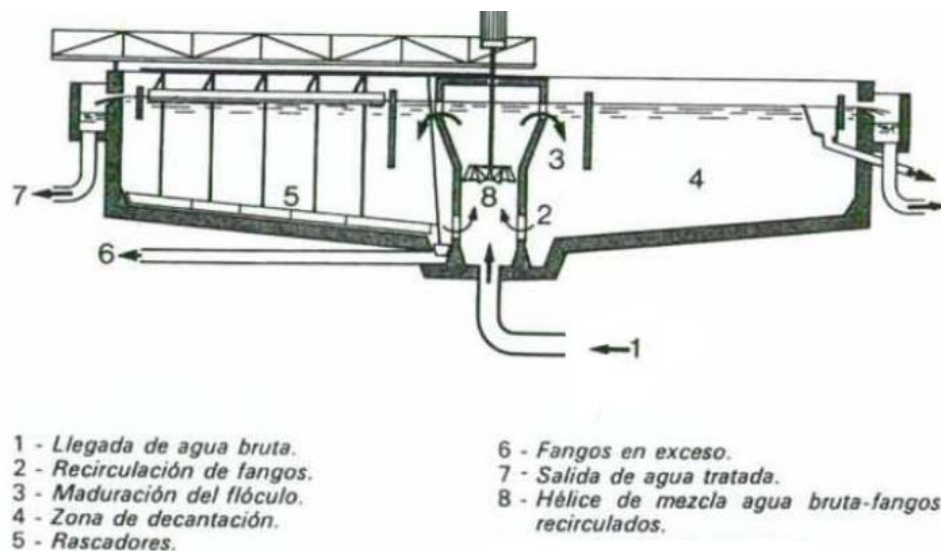


Figura 43: Esquema del decantador secundario. [35]

Las dimensiones adoptadas para el decantador son de 10,5 m de diámetro y una altura de 1,6 m.

9.8 TRATAMIENTO DE FANGOS

Se prevé que el saneamiento de la cuenca del alto Nervión vaya a realizarse conjuntamente por las EDAR de Orozko, Markijana (Amurrio), Orduña y Basaurbe (Llodio/Laudio) (*Apartado 2 “Contexto”*).

La depuradora de Markijana, al disponer de una gran superficie de terreno, será la encargada de realizar el tratamiento de fangos, con un sistema completo de digestión y procesado de fangos, del resto de las depuradoras encargadas de tratar el agua residual del alto Nervión [28].

La mayoría de los parámetros relacionados con el tratamiento de lodos (días hasta la recogida de lodos, espesor necesario para el transporte, etc.) tendrían que ser diseñados en función de la EDAR de Markijana. Como se desconocen las particularidades del tratamiento de fangos en Markijana (aún en fase de proyecto) no se ha dimensionado el tratamiento de la línea de fangos de Orozko.

10. ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS

Junto con las infraestructuras propias de la EDAR a diseñar, será necesario la realización de ciertas actuaciones complementarias que permitan el pleno funcionamiento de la EDAR.

El diseño de cada una de estas actuaciones será independiente, de modo que serán proyectadas de forma individual por el organismo correspondiente. Por tanto, el dimensionado de las distintas actuaciones complementarias no forma parte del presente proyecto. A lo largo del presente apartado de la memoria se han analizado las diferentes acciones que deben ser llevadas a cabo como complemento a la construcción de la EDAR de Orozko, con el objetivo de establecer las necesidades de la EDAR y como base para los distintos proyectos futuros de estas actuaciones.

10.1 ACCESOS

El terreno seleccionado se encuentra comunicado en la actualidad por un firme que permite la entrada de viandantes al Parque de la Chopera, junto con la accesibilidad de vehículos al campo municipal de fútbol de Ibaiondo, para permitir el mantenimiento de este. Sin embargo, este vial de acceso es relativamente estrecho y no está pensado para una concurrencia continua de vehículos (*Figura 44*). A su vez, la conexión de este vial con el resto del municipio se realiza por un carril de sentido único, de modo que usar este vial como única entrada a la EDAR acarrearía problemas de circulación.



Figura 44: Conexión actual con el terreno seleccionado. (Propio mediante Geoeuskadi)

Por su disposición, anclado entre el río Altube y el campo de fútbol de Ibaiondo, no es posible la ampliación del vial de acceso existente, de modo que se debe proyectar una nueva comunicación del terreno seleccionado y el municipio.

La opción propuesta para permitir la comunicación de la EDAR con el municipio consiste en proyectar una ampliación de las aceras y firmes existentes, desde la plaza Gernika hasta la depuradora, rodeando el polideportivo municipal. La disposición actual de la carretera, cercana a la situación elegida y con facilidad para su prolongación (*Figura 45*, *Figura 46* y *Figura 47*), permite que la ampliación resulte relativamente sencilla.

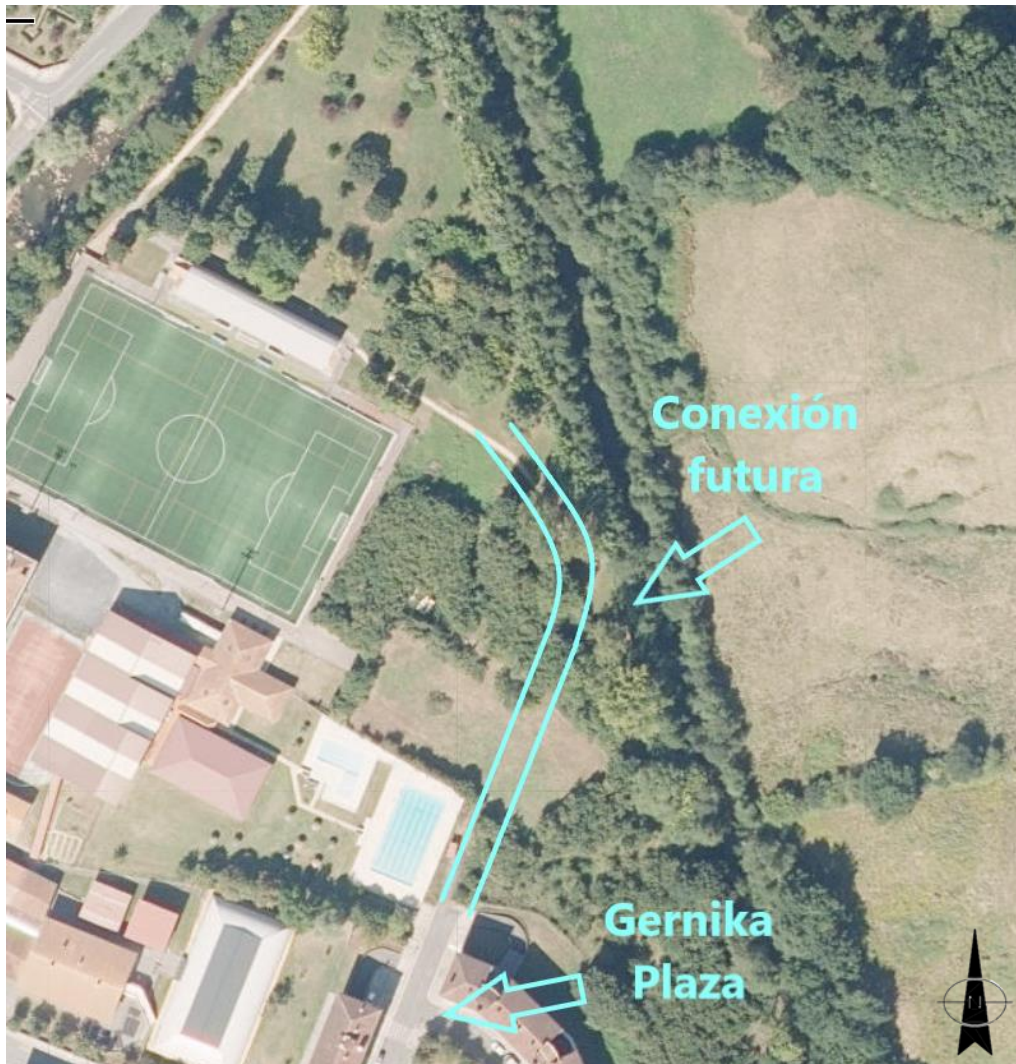


Figura 45: Conexión propuesta con el terreno seleccionado. (Propio mediante Geoeuskadi)

Esta obra permitiría el acceso a la EDAR, tanto en medio de transporte como a pie, asegurando también la entrada de vehículos pesados para el mantenimiento de los diferentes equipos, así como para la evacuación de los fangos generados en la depuradora hasta la EDAR de Markijana.



Figura 46: Disposición actual de la zona de conexión. (Propia)



Figura 47: Disposición actual de la Plaza Gernika. (Propia mediante Google maps)

10.2 SERVICIOS, INFRAESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES DE LA PLANTA

Aunque pueden considerarse incluidas en las obras propias de la EDAR, será necesario el diseño de infraestructuras y edificios dentro de la EDAR que permitan la realización de los diferentes trabajos a los empleados de la depuradora.

10.2.1 FIRME

Dentro de la zona de la depuradora, se deberá permitir el acceso mediante vehículos a los distintos equipos de depuración, con el objetivo de facilitar su funcionamiento y mantenimiento por parte de los diversos empleados de la EDAR.

Por ello, se debe trazar un firme que comunique a todos los equipos de depuración. Se ha de tener en cuenta que periódicamente existirá la necesidad de evacuación de fangos, por lo que, al igual que en el vial de acceso, el firme seleccionado deberá permitir el paso de vehículos pesados. Esto último toma una gran importancia dado que, en momentos puntuales, cabe la posibilidad de requerir la entrada de vehículos de alta carga para la sustitución o reparación de averías de equipos de depuración.

10.2.2 EDIFICACIÓN

Toda EDAR requiere de un edificio de control de procesos que permita a los empleados la supervisión de todo lo que acontece en la depuradora. Para esta labor, será necesario el diseño de un edificio que permita poder controlar desde el mismo los diferentes procesos automatizados que se dan en la depuradora.

A su vez, este edificio servirá como almacenamiento del material y herramientas necesarias para el mantenimiento de la depuradora, así como para la realización de ciertos procesos propios del tratamiento de aguas residuales. La realización de ciertos procesos de depuración dentro del edificio permite reducir y controlar mejor la emisión de olores causados por las actividades que se produzcan en su interior, con lo que se reducen las medidas necesarias a realizar para el control de olores.

El diseño del edificio debe procurar, en la medida de lo posible, la reducción de las molestias provocadas por los malos olores y ruidos que generan las depuradoras, de modo que se facilite la comodidad y bienestar de los empleados que se encuentren trabajando dentro del edificio.

10.2.3 ILUMINACIÓN

Para permitir la realización de diversos trabajos a los empleados de la EDAR, en los momentos del día en los que la iluminación natural sea insuficiente, será necesario contar con un sistema de iluminación artificial adecuado.

Se debe proyectar el diseño de un alumbrado óptimo que alcance a todas las zonas de la EDAR que cuenten con equipos de depuración, así como para las vías y zonas de tránsito de los empleados.

10.2.4 SEGURIDAD

Con el objetivo de proteger los sistemas y equipos de depuración de la depuradora, será necesario el diseño de un sistema de seguridad que evite la entrada a las instalaciones a personas no autorizadas.

Se recomienda la disposición de un vallado en el perímetro de la EDAR, que evite la entrada a la zona a personas no autorizadas.

10.2.5 VEGETACIÓN

La zona de diseño de la EDAR está rodeada por una gran cantidad de arbustos y árboles, lo cual le da un carácter natural y es una de las razones por las que se elige la ubicación en cuestión (*Apartado 5 “Situación y emplazamiento”*).

Por ello, se recomienda proyectar la siembra de árboles y vegetación en la zona de la depuradora para paliar, en la medida de lo posible, el impacto visual que la EDAR pudiese provocar en la zona. Con todo esto se prevé que los equipos de depuración queden totalmente disimulados, manteniendo el carácter natural del entorno.

10.2.6 SERVICIOS

Se tendrá que proyectar una ampliación de la red de abastecimiento de agua potable desde la red municipal hasta el edificio de control de la EDAR.

Complementariamente, se deberá disponer de una acometida a la red eléctrica, que permita el abastecimiento eléctrico tanto al edificio de control y sistemas de iluminación de la EDAR, como a los diferentes equipos de saneamiento que requieren de corriente eléctrica.

10.3 SISTEMA DE SANEAMIENTO

Tal y como se explica en el *Apartado 4.7 “Saneamiento existente”* de la presente memoria, existe un porcentaje de las viviendas de Orozko que no están conectadas a la red de saneamiento. Por ello, se deberá realizar un proyecto de ampliación de la red de saneamiento existente (recogida en el *Apartado 4.8 “Red de saneamiento actual”*) de modo que todas las viviendas queden conectadas con esta red.

En la actualidad, tal y como se muestra en el *Apartado 4.8 “Red de saneamiento actual”*, la red de saneamiento existente cuenta con ciertos tramos de carácter unitario, mientras que otros exclusivamente recogen aguas fecales. Para la red a proyectar, se recomienda el diseño y desarrollo de un sistema unitario que abarque todas las viviendas del municipio, con el objetivo de unificar el sistema de saneamiento y que tenga carácter unitario en su totalidad.

Se propone una red unitaria por diferentes motivos. Primero, por la posibilidad de poder usar la red existente, de modo que la ampliación del sistema de saneamiento se aplicará solo a las viviendas y empresas que no están conectadas a la red actual. Además, una red unitaria aporta ventajas económicas ya que no es necesaria la construcción de dos redes paralelas de recogida de aguas, siendo a su vez el mantenimiento más sencillo, gracias al efecto de autolimpieza que ejercen las aguas pluviales sobre las tuberías.

Sin embargo, la elección de un sistema unitario de recogida de aguas provoca la necesidad de incluir aliviaderos y tanques de tormentas en el diseño de la EDAR, puesto que en

momentos en los que el municipio sufra de grandes cantidades de precipitación, a la depuradora pueden llegar caudales elevados de aguas a tratar.

En el *Anejo 5 “Cálculos hidráulicos”* se han calculado los caudales de llegada, teniendo en cuenta que se trata de una red unitaria, con el consiguiente volumen de aguas pluviales que puede darse. Complementariamente, en el *Anejo 6 “Dimensionado de la EDAR”* se ha diseñado un aliviadero y un tanque de tormentas para la EDAR a diseñar. Mediante el diseño del tanque de tormentas y del aliviadero, se evitará que se superen los caudales máximos en la entrada de la depuradora, de forma que los diferentes equipos de saneamiento no sufran daños.

11. PLANIFICACIÓN TEMPORAL DE LA EJECUCIÓN DE LA EDAR

En el presente apartado de la memoria se ha tratado de identificar las diversas tareas relacionadas con la construcción de la depuradora, asignando para cada una de ellas un tiempo determinado. La secuencia de ejecución de las tareas previstas ha sido planificada de forma que el tiempo de desarrollo del proyecto sea mínimo.

El objetivo de esta planificación es la de definir todas las tareas principales del proyecto, para poder hacer un seguimiento exhaustivo de ellas de forma que se detecten de inmediato posibles retrasos. Para ello, se ha descompuesto el proyecto en las principales actividades y tareas, descritas en el *Apartado 9 “Descripción del diseño de la EDAR”* y en el *Apartado 10 “Actuaciones complementarias”*, determinando las interdependencias de cada actividad o tarea compartimentada y asignándoles un tiempo estimado necesario para la realización de cada una.

En el presente proyecto, al centrarse únicamente en el diseño de la EDAR, no se ha profundizado en las diferentes actuaciones requeridas para la puesta en marcha de la depuradora, ni en las unidades de trabajo asociadas a cada tarea. Únicamente se muestra una estimación de la duración de las principales tareas de puesta en marcha de la EDAR, mencionadas a lo largo del proyecto, en base a tiempos obtenidos en la realización de obras similares a la de la presente depuradora.

La *Tabla 13* muestra un diagrama de Gantt en el que se representan las principales actividades, sobre una escala de tiempos calculados en meses, en forma de barra manteniendo la relación de proporcionalidad entre sus duraciones y su representación gráfica, y su posición respecto del punto origen del proyecto.

Teniendo en cuenta estas premisas, el plazo de ejecución de los trabajos objeto del presente proyecto se estima en 16 meses de trabajos sin interrupciones. A este plazo se ha de incluir el período de pruebas de funcionamiento que es normalmente de 2 meses. En consecuencia, como dato orientativo sobre el plazo de tiempo necesario desde el comienzo de las obras hasta que la depuradora pueda entrar en servicio, se ha estimado que la realización de la EDAR diseñada requerirá de 18 meses.

11.1 DIAGRAMA DE GANTT

Tabla 13: Programa de trabajos. (Propia)

DIAGRAMA DE GANTT	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10	MES 11	MES 12	MES 13	MES 14	MES 15	MES 16
OBRAS PREVIAS																
Accesos a la EDAR																
MOVIMIENTO DE TIERRAS																
Desbroce																
Excavación en la parcela																
Relleno y explanación de la parcela																
OBRAS EDAR																
Obras de llegada																
Pretratamiento																
Reactor biológico																
Decantador secundario																
Espesador de fangos																
Depósito almacenamiento fangos																
Tanque de tormentas																
Conducciones y tuberías																
EDIFICIO DE CONTROL																
Estructura																
Cerramiento																
Acondicionamiento del edificio																
URBANIZACIÓN																
Alumbrado																
Firmes																
Vegetación																
Vallado																
GESTIÓN DE RESIDUOS																
Gestión de residuos																
SEGURIDAD Y SALUD																
Seguridad y salud																

12. RESUMEN DEL PRESUPUESTO

Los precios del presente proyecto han sido deducidos en base a las cantidades registradas en la “Base de precios de edificación y urbanización” del Gobierno Vasco [4].

La aplicación de los precios unitarios a la medición estimada de los diferentes elementos de la infraestructura determina los siguientes presupuestos.

	Importe €
<i>Capítulo 1: Instalación de llegada</i>	372,91
<i>Capítulo 2: Pretratamiento</i>	557.734,54
<i>Capítulo 3: Regulación del caudal pretratado</i>	4.986,97
<i>Capítulo 4: Tratamiento de pluviales</i>	10.546,88
<i>Capítulo 5: Tratamiento biológico</i>	191.393,68
<i>Capítulo 6: Decantador secundario</i>	62.003,79
<i>Capítulo 7: Conducciones</i>	10.021,39
<i>Capítulo 8: Instalación de salida</i>	1.003,97
PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL	838.064,13 €
GASTOS GENERALES	13%
BENEFICIO INDUSTRIAL	6%
Suma	997.296,32
IVA	21%
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA	1.206.728,54

Asciende el presupuesto a la cantidad de **UN MILLÓN DOSCIENTOS SEIS MIL SETECIENTOS VEINTIOCHO EUROS** con **CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS**.

13. NORMATIVA

En el presente apartado de la memoria se muestran las Directivas y Normas existentes, establecidas tanto por la UE, como por el gobierno de España y la CAPV, referentes a el saneamiento de las aguas residuales.

13.1 NORMATIVA EUROPEA

La Directiva 91/271/CEE establece las medidas necesarias que los Estados miembros han de adoptar para garantizar que las aguas residuales urbanas reciben un tratamiento adecuado antes de su vertido.

De forma resumida, la Directiva establece dos obligaciones claramente diferenciadas. En primer lugar, las “aglomeraciones urbanas” deberán disponer, según los casos, de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales. En segundo lugar, se prevén distintos tratamientos a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marinas.

En la determinación de los tratamientos a que deberán someterse las aguas residuales antes de su vertido, se tiene en cuenta las características del emplazamiento donde se producen. De acuerdo con esto, los tratamientos serán más o menos rigurosos según se efectúen en zonas calificadas como “sensibles”, “menos sensibles” o “normales”.

En concreto, en la Directiva 91/271/CEE se establecen los siguientes puntos:

- Los plazos para la instalación de sistemas colectores para las aguas residuales urbanas dependiendo del tamaño de las aglomeraciones, las características del área de vertido (zona sensible) y los requisitos que deben cumplir estos sistemas (Artículo 3).
- Los plazos para que los vertidos recogidos en los sistemas colectores reciban un tratamiento secundario en función del tamaño de las aglomeraciones de las que procedan, así como los requisitos que deben cumplir los efluentes procedentes de las instalaciones donde se produce este tratamiento (Artículo 4 y letra B Anexo I).
- Los criterios para la determinación de zonas sensibles y menos sensibles (Anexo II), los plazos para la depuración de las aguas residuales vertidas en estas zonas, junto con las características de las instalaciones de tratamiento y los requisitos que deben cumplir sus efluentes (Artículos 5 y 6; letra B y cuadros 1 y 2 del Anexo I).
- Los plazos y tratamiento adecuado para los vertidos recogidos en los sistemas colectores procedentes de las aglomeraciones no contempladas en los artículos anteriores (Artículo 7).
- Los condicionantes medioambientales que deben contemplarse a la hora de elaborar las autorizaciones de vertido de instalaciones industriales cuando sus vertidos, previa depuración, sean realizados en sistemas de colectores e instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas (Artículo 11, letra C del Anexo I).

- Las condiciones de utilización y evacuación de los lodos generados en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales, prohibiendo el vertido en aguas de superficie a partir del 31 de diciembre de 1998 (Artículo 14).
- Los controles analíticos (frecuencia y parámetros) a los que deben ser sometidos los vertidos y lodos procedentes de las instalaciones de depuración, así como de las aguas receptoras de aquéllos (Artículo 15, letra D del Anexo I).
- El contenido de la información que los Estados miembros deben suministrar a la Comisión sobre el desarrollo de la Directiva es el siguiente:
 - Informe bienal de situación sobre el vertido de aguas residuales urbanas y lodos, (Artículo 16).
 - Informe sobre el contenido de los programas nacionales de actuación elaborados para la aplicación de la Directiva (Artículo 17.2).
 - Informe bienal de actualización del desarrollo de los programas de actuación (Artículo 17.3). Los métodos y modelos de presentación de los informes relacionados con este artículo aparecen desarrollados en la Decisión 93/448/CEE.

Posteriormente, la Comisión de las Comunidades Europeas consideró que el cuadro 2 del anejo I de la Directiva 91/271/CEE, relativo a los requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles propensas a eutrofización, planteaba problemas de interpretación en algunos Estados miembros por lo que, a fecha 27 de febrero de 1998, adoptó la Directiva 98/15/CE, por la que se modifica la anterior, en lo relativo a las especificaciones del cuadro citado.

En 1993 se establece La Decisión 93/481/CEE que desarrolla el contenido de la Directiva 91/271/CEE, en especial a lo que se refiere al contenido del Apartado 4 del Artículo 17, en cuanto a los métodos y formas de presentar los informes relacionados con la adopción de los programas de desarrollo para la aplicación de la citada Directiva.

Mediante la Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas. Esta Directiva fue modificada mediante la Decisión 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.

13.2 NORMATIVA ESTATAL

Las diferentes Directivas Comunitarias, referentes a la calidad de las aguas superficiales, han sido trasladadas a ámbitos estatales en forma de decretos.

La transposición de la Directiva 91/271/CEE al Derecho español, está contenida en el Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre (BOE núm. 312, de 30 de diciembre), por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Por su parte, el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo (BOE núm. 77, de 29 de marzo) desarrolló el contenido del anteriormente citado, mediante la incorporación de los Anexos contenidos en la Directiva 91/271/CEE, que no habían sido incorporados inicialmente.

Para incorporar al ordenamiento jurídico español la Directiva 98/15/CE, resultó necesario modificar el cuadro 2 del anexo I del Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, lo que se llevó a cabo mediante el Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre (BOE núm. 251 de 20 octubre).

Mediante el Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas. A su vez, el Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, aprobó el reglamento de la Planificación hidrológica.

El Saneamiento y Depuración del Alto Nervión se encuentra entre las obras declaradas de Interés General incluidas en el Anexo II de la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional.

13.3 NORMATIVA AUTONÓMICA

Además de la legislación general del Estado en materia de efluentes, cada Comunidad Autónoma y Entidades Locales pueden establecer medidas complementarias y compatibles en este mismo sentido, siendo de especial importancia la Ley 1/2006, de 23 de junio, de aguas.

14. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Aguirre, A., Arrate, J., Fraile, H., Gartzia de Bikuña, B., Leonardo, J. M., López, E., Luján, S., Moso, M. y Manzanos, A. *Red de seguimiento del estado biológico de los ríos de la Comunidad Autónoma del País Vasco*. 2019.
- [2] Aguirre, P. *Mecanismos de eliminación de la materia orgánica y de los nutrientes en humedales construidos de flujo subsuperficial. Nuevos criterios para el diseño y operación de humedales construidos*. Barcelona: CPET, 2004.
- [3] AIARALDEA <aiaraldea.eus> [consulta: 11 mayo 2019]
- [4] BASE DE PRECIOS DE EDIFICACIÓN Y URBANIZACIÓN <www.euskadieuprecios.com> [consulta: 20 abril 2019]
- [5] Canal de Isabel II (1995). *Normas para el abastecimiento de agua*. Madrid.
- [6] CATASTRO <web.bizkaia.eus/es/catastro-de-bizkaia> [consulta: 16 enero 2019]
- [7] CH CANTABRICO <www.chcantabrico.es> [consulta: 16 mayo 2019]
- [8] Chordá, C. *Diseño de un reactor de aireación prolongada para la ampliación de una EDAR*. Castellón: Universitat Jaume I, 2018.
- [9] Comisión Europea (2003). *Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales. Adaptados a las pequeñas y medias colectividades (500 – 5.000 H. E.)*. Luxemburgo: Oficina de las publicaciones oficiales de las comunidades europeas.
- [10] CUCHARAS BIVALVAS ANFIBIAS. *Hidrometalicas*, 2017.
- [11] DEPURANATURA <depuranatura.blogspot.com> [consulta: 4 marzo 2019]
- [12] *Dimensioning of Single-Stage Activated Sludge Plants*. ATV-DVWK-A 131E, 2000.
- [13] Eguiluz, P. y Marín, I. (2014). *Proyecto de colectores para el saneamiento de la cuenca alta del río Nervión*.
- [14] EUSKALMET <www.euskalmet.euskadi.eus> [consulta 10 diciembre 2018]
- [15] Euskalmet (2017). *Resumen anual de estaciones gráficas de parámetros meteorológicos*.
- [16] Euskalmet (2017). *Resumen anual de estaciones gráficas de precipitación y nivel de lámina de agua*.
- [17] EUSTAT <<http://www.eustat.eus>> [Consulta 22 febrero 2019]
- [18] EVE <www.eve.eus> [consulta: 29 marzo 2019]

- [19] Fernández, P. A. *El complejo Urganiano en el sector oriental del anticlinorio de Bilbao*. Bilbao: Bizkaiko Foru Aldundia, 1987.
- [20] GEDAR <www.gedar.com> [consulta: 20 noviembre 2018]
- [21] GEOEUSKADI <www.geo.euskadi.eus> [consulta: 3 marzo 2019]
- [22] Gobierno de España (2014). *Manual nacional de recomendaciones para el diseño de tanques de tormentas*.
- [23] Gobierno Vasco (2004). *Caracterización y cuantificación de las demandas de aguas en la CAPV y estudio de prospectivas*.
- [24] Gobierno Vasco (2007). *Esquema de Temas Importantes en materia de gestión de aguas en la CAPV. Diagnóstico del Sector Abastecimiento y Saneamiento. Proyecto de Plan Hidrológico*.
- [25] Hooijmans, T. y Rousseau, D. *Activated sludge wastewater treatment*. Viena: Institute for Water Quality, Resource and Waste Management Vienna University of Technology, 2008.
- [26] IAGUA <www.iagua.es> [consulta: 15 noviembre 2018]
- [27] Iburguren, N., Huertas, R., Marcos, C. y Ordás, S. *Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. León: Confederación Hidrográfica del Duero (CHD), 2013.
- [28] Iglesias, I. y Salaverria, M. (2014). *Anteproyecto de la estación depuradora de aguas residuales de Markijana en Ayala (Alava)*.
- [29] INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA <www.ine.es> [consulta: 26 febrero 2019]
- [30] INGENIERO AMBIENTAL <www.ingenieroambiental.com> [consulta: 15 enero 2019]
- [31] Jiménez, N. *Diseño de un reactor biológico de fangos activos*. Almería: Universidad de Almería, 2014.
- [32] KANTARIKO URKIDETZA <www.kantaurikourkidetza.net> [consulta: 7 septiembre 2018]
- [33] Ledo, A. *Proyecto constructivo de la estación depuradora de aguas residuales de Cangas de Morrazo*. Madrid: Universidad politécnica de Madrid, 2016.
- [34] Metcalf y Eddy. (1996). *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento y reutilización*.

- [35] Montoto, J. R. *Apuntes de la asignatura sistemas de depuración, tratamiento de aguas y residuos*. Madrid: Universidad europea de Madrid, 2017.
- [36] Moya, M. J. *Análisis de la evolución de los caudales de entrada a las estaciones depuradoras de aguas residuales e influencia sobre la decantación secundaria*. Alicante: Universidad de Alicante, 2013.
- [37] NATURAYALA <naturayala.blogspot.com> [consulta: 19 mayo 2018]
- [38] NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN (NCSE-02). Gobierno de España, 2009.
- [39] OROZKO UDALA <<http://www.orozkoudala.com>> [consulta 12 septiembre 2018]
- [40] Peral, P. *Diseño de una estación de aguas residuales con aprovechamiento de energía solar en el Alto Iregua*. Logroño: Universidad de la Rioja, 2012.
- [41] Peñas, A. *Diseño de una estación depuradora de aguas residuales*. Madrid: Universidad Carlos III de Madrid, 2009.
- [42] *Revisión del plan de acción local de la agenda local 21 de Orozko*. 2012.
- [43] Revuelta, J. *Proyecto de E.D.A.R. en Solares (Cantabria)*. Santander: Universidad de Cantabria, 2017.
- [44] Román, F. (2014). *Anteproyecto de la estación depuradora de aguas residuales de Basaurbe en Llodio (Álava)*.
- [45] Ruiz, A. I. *Estación depuradora de aguas residuales de Tudanca*. Santander: Universidad de Cantabria, 2015.
- [46] Secades, J. *Proyecto de E.D.A.R. en Selaya (Cantabria)*. Santander: Universidad de Cantabria, 2018.
- [47] *Sewerage. Guide to new sewerage construction*. London: BSI, 2000.
- [48] TAMIZ ROTATIVO TAMIZADO. Hidrometalicas, 2017.
- [49] URAGENTZIA <<http://www.uragentzia.euskadi.eus>> [consulta: 2 febrero 2019]
- [50] URDUÑAKO UDALA <<http://www.urduna.com>> [consulta: 12 agosto 2018]
- [51] Urrizalqui, I. (2016). *Proyecto de saneamiento y depuración de la cuenca alta del río Nervión*.
- [52] Velasco, O. *Dimensionamiento línea de fangos EDAR de Suesa*. Santander: Universidad de Cantabria, 2017.

[53] *WERABERE AGUAS RESIDUALES* <werabereaguasresiduales.blogspot.com>
[consulta: 19 noviembre 2018]

15. ANEJOS A LA MEMORIA

Anejo 1: Reportaje fotográfico.

Anejo 2: Riesgos geológicos.

Anejo 3: Caracterización de la cuenca del Nervión.

Anejo 4: Cálculo de la población de diseño.

Anejo 5: Cálculos hidráulicos.

Anejo 6: Dimensionamiento de los procesos.

Anejo 7: Afecciones al medio ambiente.



ANEJO A LA MEMORIA N°1
REPORTAJE FOTOGRÁFICO



ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	4
2. RÍO NERVIÓN	5
2.1 ESQUEMA DIRECTOR	5
2.2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO RÍO NERVIÓN	6
3. OROZKO	12
3.1 ESQUEMA DIRECTOR	12
3.2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO OROZKO	13

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Esquema director río Nervión</i>	5
<i>Figura 2: Paso del Nervión por Orduña</i>	6
<i>Figura 3: Vertido de la EDAR de Orduña al caudal del río</i>	6
<i>Figura 4: Caudal del Nervión a su paso por Saratxo</i>	7
<i>Figura 5: Punto de vertido de las aguas residuales del centro de Amurrio</i>	7
<i>Figura 6: Efecto del vertido en el flujo del agua</i>	8
<i>Figura 7: Estancamiento del río a su paso por Luiando por su falta de caudal</i>	8
<i>Figura 8: Estación de aforos de Gardea</i>	9
<i>Figura 9: Oscurecimiento de las aguas por la carga orgánica a su paso por Gardea ...</i>	9
<i>Figura 10: Calidad de las aguas en Gardea</i>	10
<i>Figura 11: Punto de vertido de las aguas residuales de Llodio</i>	10
<i>Figura 12: Efecto del vertido de las aguas residuales en el Nervión</i>	11
<i>Figura 13: Flóculos de materia orgánica flotando en el agua del Nervión</i>	11
<i>Figura 14: Esquema director Orozko</i>	12
<i>Figura 15: Vertido de las aguas residuales del barrio de Zubiaur</i>	13
<i>Figura 16: Paso del río Altube por el barrio de Zubiaur</i>	13
<i>Figura 17: Contaminación aguas río Altube</i>	14
<i>Figura 18: Detalle contaminación del agua en el río Altube</i>	14
<i>Figura 19: Entrada actual a la ubicación elegida</i>	15
<i>Figura 20: Entrada actual a la ubicación elegida</i>	15
<i>Figura 21: Entrada actual a la ubicación elegida</i>	16
<i>Figura 22: Punto de conexión entre la red de saneamiento con la EDAR diseñada</i>	16
<i>Figura 23: Paso del río Altube por la zona de proyecto</i>	17
<i>Figura 24: Paso del río Arnauri por la zona de proyecto</i>	17
<i>Figura 25: Entrada a la ubicación elegida</i>	18
<i>Figura 26: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	18
<i>Figura 27: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	19
<i>Figura 28: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	19
<i>Figura 29: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	20
<i>Figura 30: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	20
<i>Figura 31: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	21
<i>Figura 32: Zona de implantación de la EDAR diseñada</i>	21
<i>Figura 33: Conexión futura entre la EDAR y el municipio</i>	22

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo de la memoria, mediante el reportaje fotográfico aportado, muestra la situación actual del terreno donde se pretende ubicar la EDAR, así como de los ríos que reciben en la actualidad los vertidos de aguas residuales del municipio de Orozko.

Con ello, se pretende caracterizar la zona de proyecto, mostrando el estado actual del medio receptor y los condicionantes que se darán en la ubicación donde se ha diseñado la implantación de la depuradora.

Las fotografías mostradas en el *Apartado 2.2 “Reportaje fotográfico río Nervión”* fueron tomadas entre los días 25 y 29 de agosto del 2016 de la fuente recogida en la bibliografía [37]. En ellas se aprecia el estado ecológico del río Nervión, y como el vertido de aguas residuales modifica su estado natural.

Por su parte, las fotografías del *Apartado 3.2 “Reportaje fotográfico Orozko”* son propias, y fueron tomadas entre los días 18 y 22 del mes de julio de 2019. Este apartado se realiza a fin de dejar constancia del estado del área de actuación previamente a las modificaciones generadas por la implantación de la depuradora.

A fin de obtener una visión lo más detallada posible de la zona, se adjunta un esquema director para cada uno de los apartados del presente anejo. En ambos esquemas, se observa para cada imagen, referenciada mediante el número de la figura, la ubicación del punto desde donde se tomaron las instantáneas.

2. RÍO NERVIÓN

2.1 ESQUEMA DIRECTOR

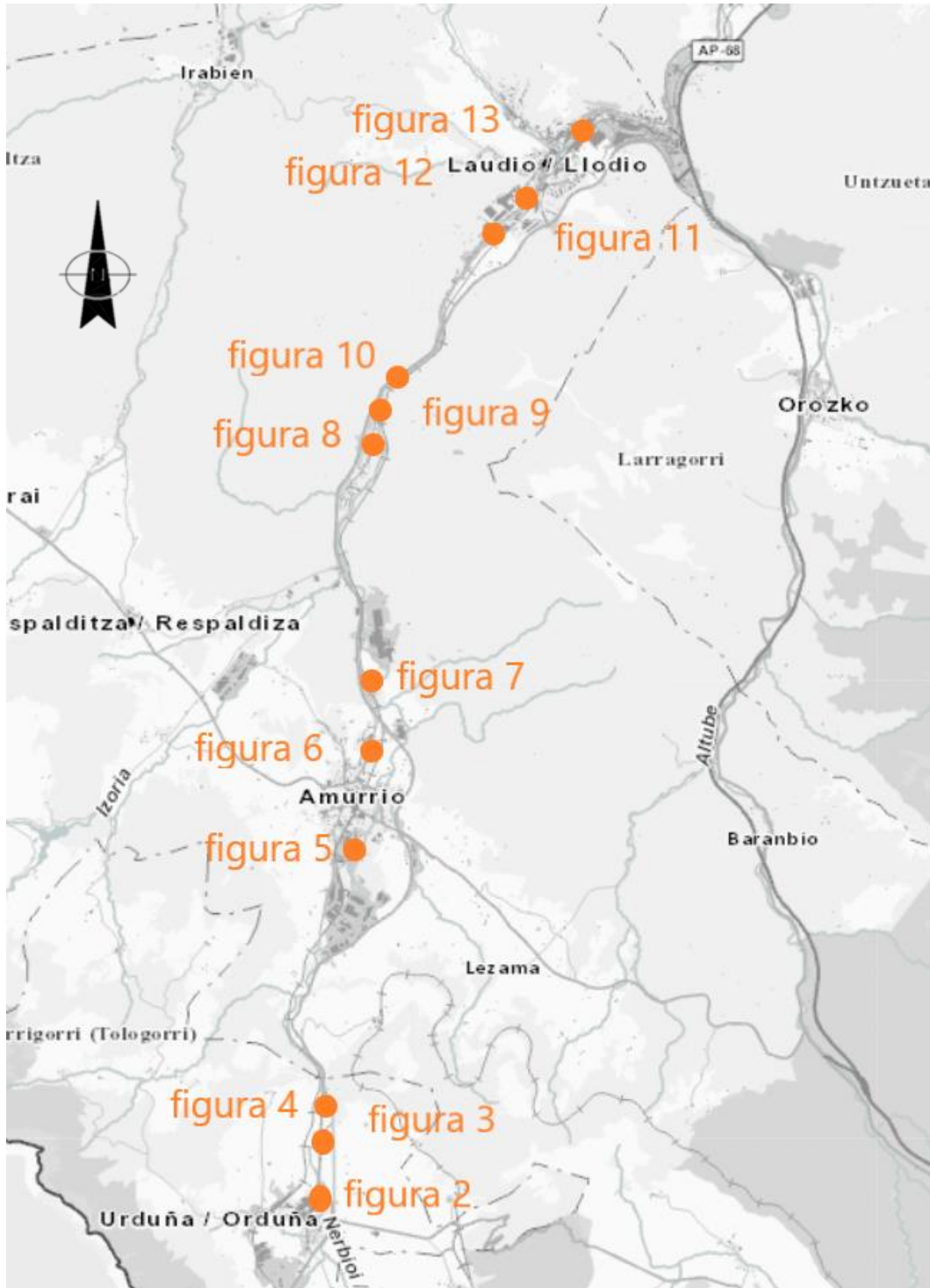


Figura 1: Esquema director río Nervión. (Propia)

2.2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO RÍO NERVIÓN



Figura 2: Paso del Nervión por Orduña.



Figura 3: Vertido de la EDAR de Orduña al caudal del río.



Figura 4: Caudal del Nervión a su paso por Saratxo.



Figura 5: Punto de vertido de las aguas residuales del centro de Amurrio.



Figura 6: Efecto del vertido en el flujo del agua.



Figura 7: Estancamiento del río a su paso por Luiando por su falta de caudal.



Figura 8: Estación de aforos de Gardea.



Figura 9: Oscurecimiento de las aguas por la carga orgánica a su paso por Gardea.



Figura 10: Calidad de las aguas en Gardea.



Figura 11: Punto de vertido de las aguas residuales de Llodio.



Figura 12: Efecto del vertido de las aguas residuales en el Nervión.



Figura 13: Flóculos de materia orgánica flotando en el agua del Nervión.

3. OROZKO

3.1 ESQUEMA DIRECTOR

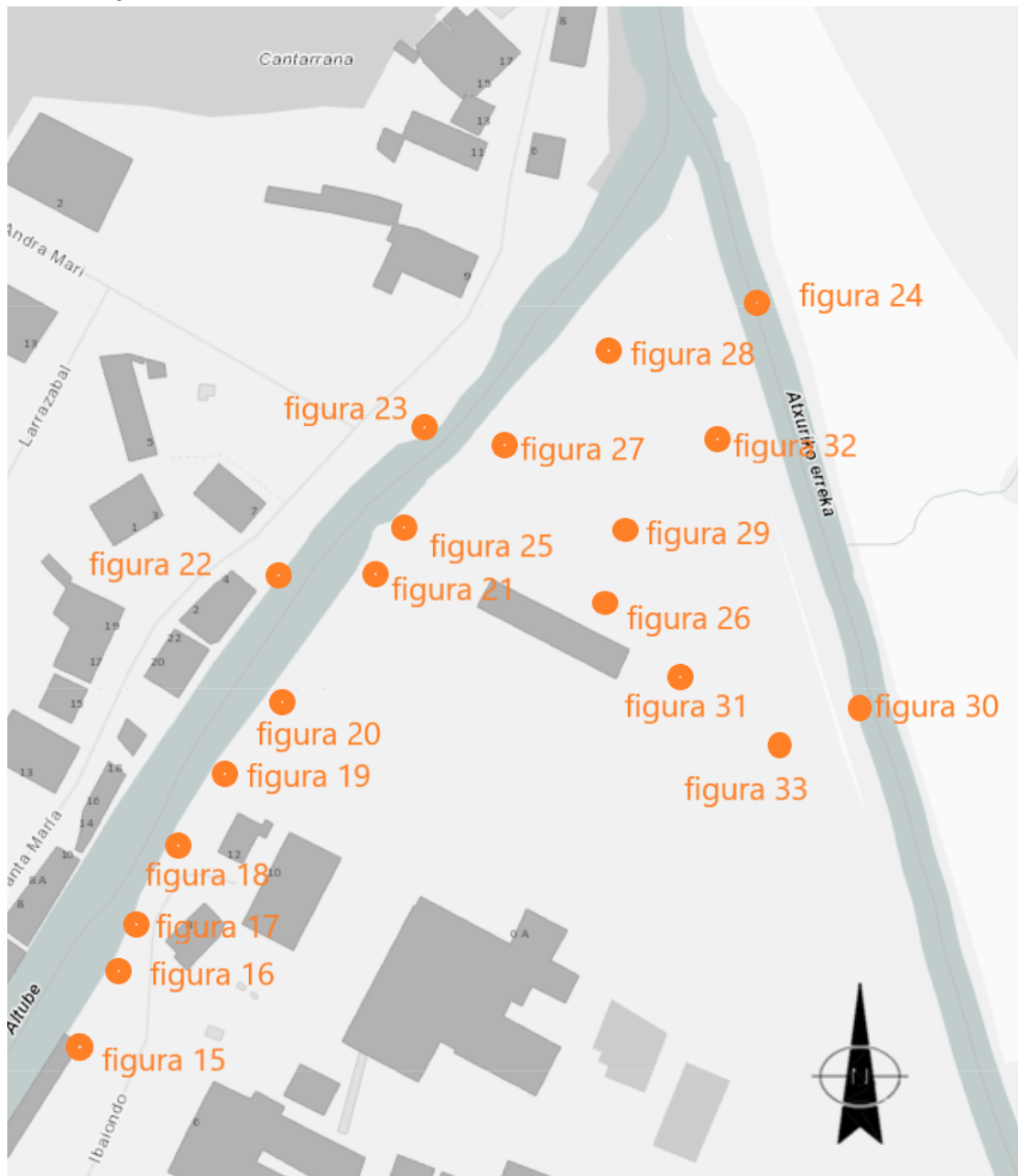


Figura 14: Esquema director Orozko. (Propia)

3.2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO OROZKO



Figura 15: Vertido de las aguas residuales del barrio de Zubiaur.



Figura 16: Paso del río Altube por el barrio de Zubiaur.



Figura 17: Contaminación aguas río Altube.



Figura 18: Detalle contaminación del agua en el río Altube.



Figura 19: Entrada actual a la ubicación elegida.



Figura 20: Entrada actual a la ubicación elegida.



Figura 21: Entrada actual a la ubicación elegida.



Figura 22: Punto de conexión entre la red de saneamiento con la EDAR diseñada.



Figura 23: Paso del río Altube por la zona de proyecto.



Figura 24: Paso del río Arnauri por la zona de proyecto.



Figura 25: Entrada a la ubicación elegida.



Figura 26: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 27: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 28: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 29: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 30: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 31: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 32: Zona de implantación de la EDAR diseñada.



Figura 33: Conexión futura entre la EDAR y el municipio.



ANEJO A LA MEMORIA N°2
RIESGOS GEOLÓGICOS



ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	4
2. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO	5
2.1 CONTEXTO GEOLÓGICO DE OROZKO	5
2.2 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA	6
2.2.1 EXTRACTO DE CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA	6
2.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO DE LA ZONA DE PROYECTO	8
2.3.1 INTRODUCCIÓN	8
2.3.2 SONDEO MECANICO	10
2.4 MATERIALES	11
2.4.1 RELLENO ANTROPOGÉNICO	11
2.4.2 SUELO ALUVIAL	11
2.4.3 SUSTRATO ROCOSO	11
2.5 HIDROGEOLOGIA	12
3. EFECTOS SÍSMICOS	13
4. INUNDABILIDAD	15
5. PRINCIPALES RIESGOS GEOLÓGICOS DETECTADOS	18

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Planta geológica de la zona de proyecto a escala 1/25.000</i>	6
<i>Figura 2: Segmento del corte III-III' de la figura 1</i>	7
<i>Figura 3: Leyenda del mapa geológico</i>	7
<i>Figura 4: Sucesión sedimentaria aflorante en la zona y ubicación del sondeo.....</i>	9
<i>Figura 5: Estratos del terreno</i>	10
<i>Figura 6: Estratos encontrados en el sondeo</i>	11
<i>Figura 7: Mapa de peligrosidad sísmica</i>	13
<i>Figura 8: Partes de un río</i>	16
<i>Figura 9: Zona edificable del terreno seleccionado</i>	16
<i>Figura 10: Mapa de inundabilidad de la zona</i>	17
<i>Figura 11: Área exenta de riesgos geológicos</i>	18

1. INTRODUCCIÓN

Los riesgos geológicos son un conjunto de amenazas o peligros que pueden imposibilitar la vida útil de una infraestructura. Pueden ser de origen natural, antropogénico o de una combinación de ambos. Estos pueden aparecer durante la construcción de la edificación (discontinuidades en el terreno, materiales poco resistentes, etc.) o con el edificio en funcionamiento (inundaciones, terremotos, etc.).

Dado que este proyecto se centra únicamente en el diseño de la depuradora, sin describir los procedimientos constructivos necesarios para acometer las obras descritas, el objetivo del presente anejo no es el de conocer la estabilidad de las excavaciones ni los requerimientos necesarios para las cimentaciones, sino que se ha realizado únicamente un análisis superficial, el cual permita detectar la necesidad de diseños específicos para la EDAR en caso de observarse anomalías en el terreno seleccionado para la implantación de la infraestructura.

Con el fin de poder actuar de forma preventiva y minimizar el impacto que estos peligros pudiesen tener a lo largo de la vida útil de la EDAR a diseñar, se ha tratado de examinar el comportamiento que puede tener el terreno de la zona sobre el área de estudio. Con ello se permitirá un diseño más eficiente de la infraestructura que permita evitar, o en el peor de los casos paliar, los posibles riesgos geológicos que puedan presentarse.

El presente anejo, elaborado en base a la normativa vigente, documentos oficiales y proyectos reales del entorno de la zona de estudio, estudia la composición geológica e hidrogeológica de la zona de estudio, y más concretamente del terreno próximo a la confluencia de los ríos Altube y Arnauri. El objetivo es el de conocer las características más representativas del terreno, tanto a nivel geológico como geotécnico, en la zona en la que se dispondrá la EDAR.

Además del estudio geológico básico de la zona, en el presente anejo se ha realizado un análisis de la sismicidad del municipio de Orozko, con el objetivo de saber si será necesario un diseño especial de las infraestructuras y equipos de la depuradora para hacer frente a posibles movimientos sísmicos.

Por último, debido a la cercanía del terreno seleccionado al lecho fluvial, se ha realizado un estudio de los posibles riesgos que puedan generarse debidos a la intervención de los ríos Altube y Arnauri sobre el área de estudio.

2. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 CONTEXTO GEOLÓGICO DE OROZKO

La zona objeto del estudio queda encuadrada geológicamente en las estribaciones orientales de los Pirineos, dentro de la Cuenca Vasco-Cantábrica y más concretamente en el dominio estructural del Arco Vasco.

Los materiales del Cretácico Inferior se agrupan bajo la denominación de complejo Urganiano y Supraurgoniano. Los términos que componen el complejo carbonatado (Urganiano) son mayoritariamente arrecifales y para-arrecifales, mostrando una gran variedad de litologías calcáreas. El complejo Supraurgoniano está formado por un conjunto terrígeno generado por la progradación de un sistema de abanicos deltaicos de gran magnitud.

Toda esta secuencia está comprendida en la unidad tectoestratigráfica del Gorbea, un área que durante su formación ha tenido un funcionamiento individual diferenciado de los ambientes que la rodean. Esta unidad está limitada al norte por la falla de Villaro y al sur por el diapiro de Orduña, comprendiendo una secuencia de materiales detríticos y carbonatados de edad cretácica que se disponen en una dirección Oestenoeste - Estesureste.

El río Izoria es un afluente del Nervión y ha excavado un amplio valle, muy abierto, sobre cuyo fondo discurre encajado en materiales de edad cretácica y, en menor medida, en depósitos aluviales. Sobre el sustrato rocoso se disponen los materiales cuaternarios entre los que destacan los suelos aluviales, fluviales, coluviales y los rellenos antrópicos.

La estructura geológica de este valle se caracteriza por una relativa simplicidad tectónica, existiendo, eso sí, tres fallas de dirección Norte 40° Este de escasa importancia en las proximidades de Murueta que no llegan a afectar el sustrato rocoso de la zona de estudio, y una de igual dirección al sur de Orozco que suaviza los buzamientos al sur de la misma.

A nivel de estructura de detalle, las calizas presentan poca fracturación. Las lutitas con intercalaciones arenosas no presentan una fracturación acusada, ya que tienen una respuesta muy dúctil ante los esfuerzos tectónicos. Los afloramientos rocosos del entorno no presentan cuñas rocosas importantes, sino que en superficie se aprecia una laminación grosera.

2.2 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA

Se muestra la cartografía geológica de la zona, aportada por EVE (Ente Vasco de la energía), que ha servido de referente a la hora de realizar el presente análisis geológico.

2.2.1 EXTRACTO DE CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA

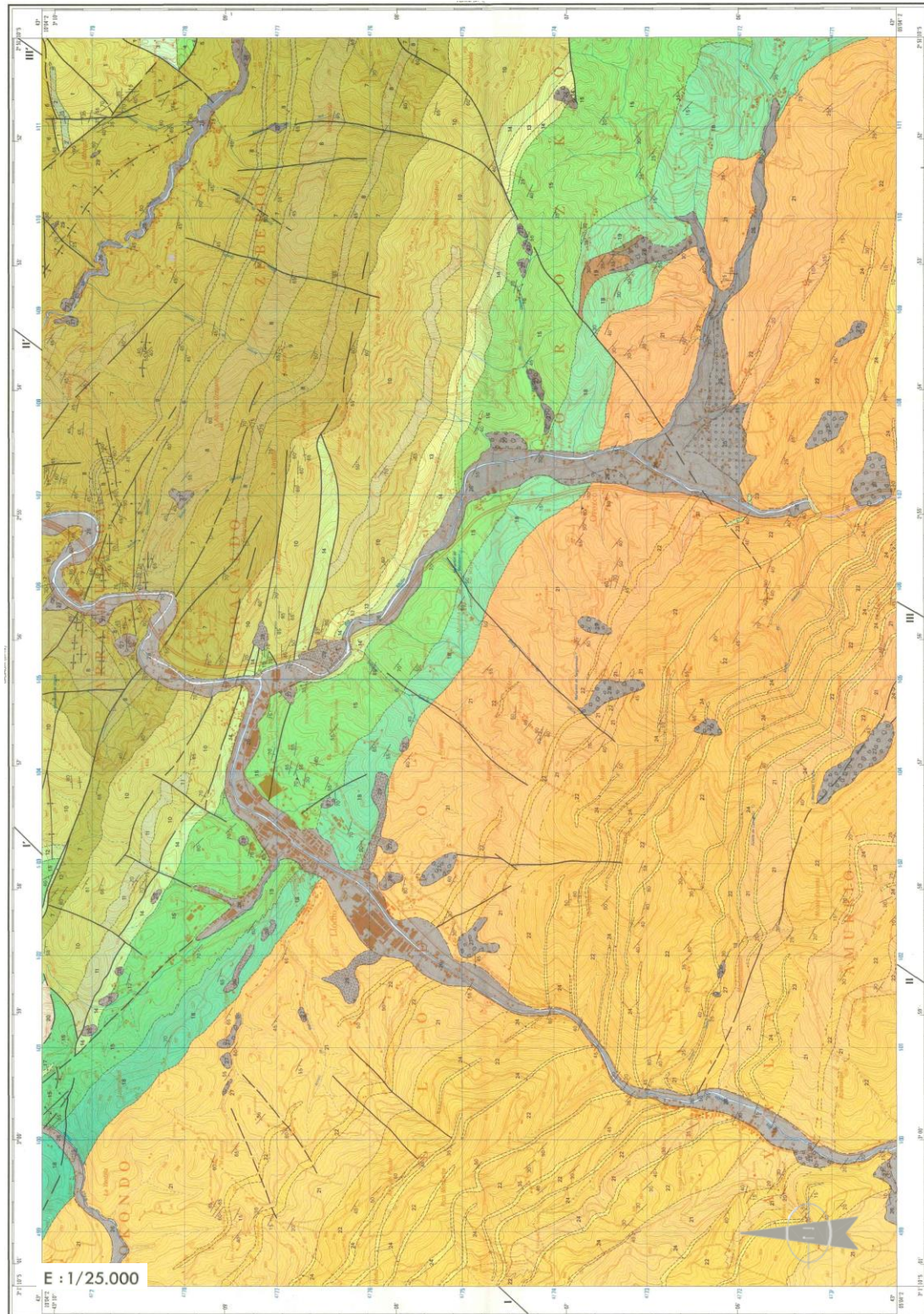


Figura 1: Planta geológica de la zona de proyecto a escala 1/25.000. [18]

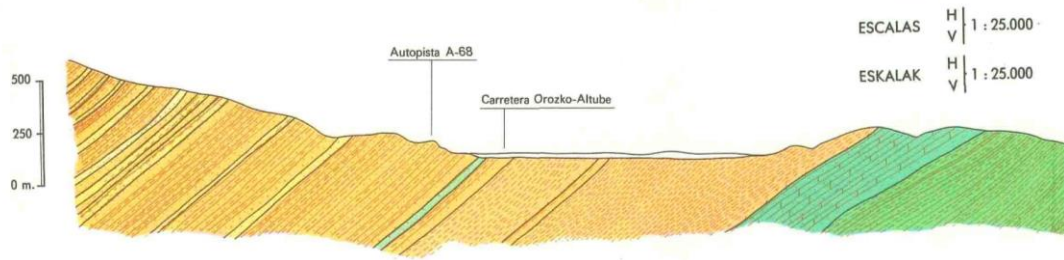


Figura 2: Segmento del corte III-III' de la figura 1. [18]

LEYENDA ZEHAZPIDEA

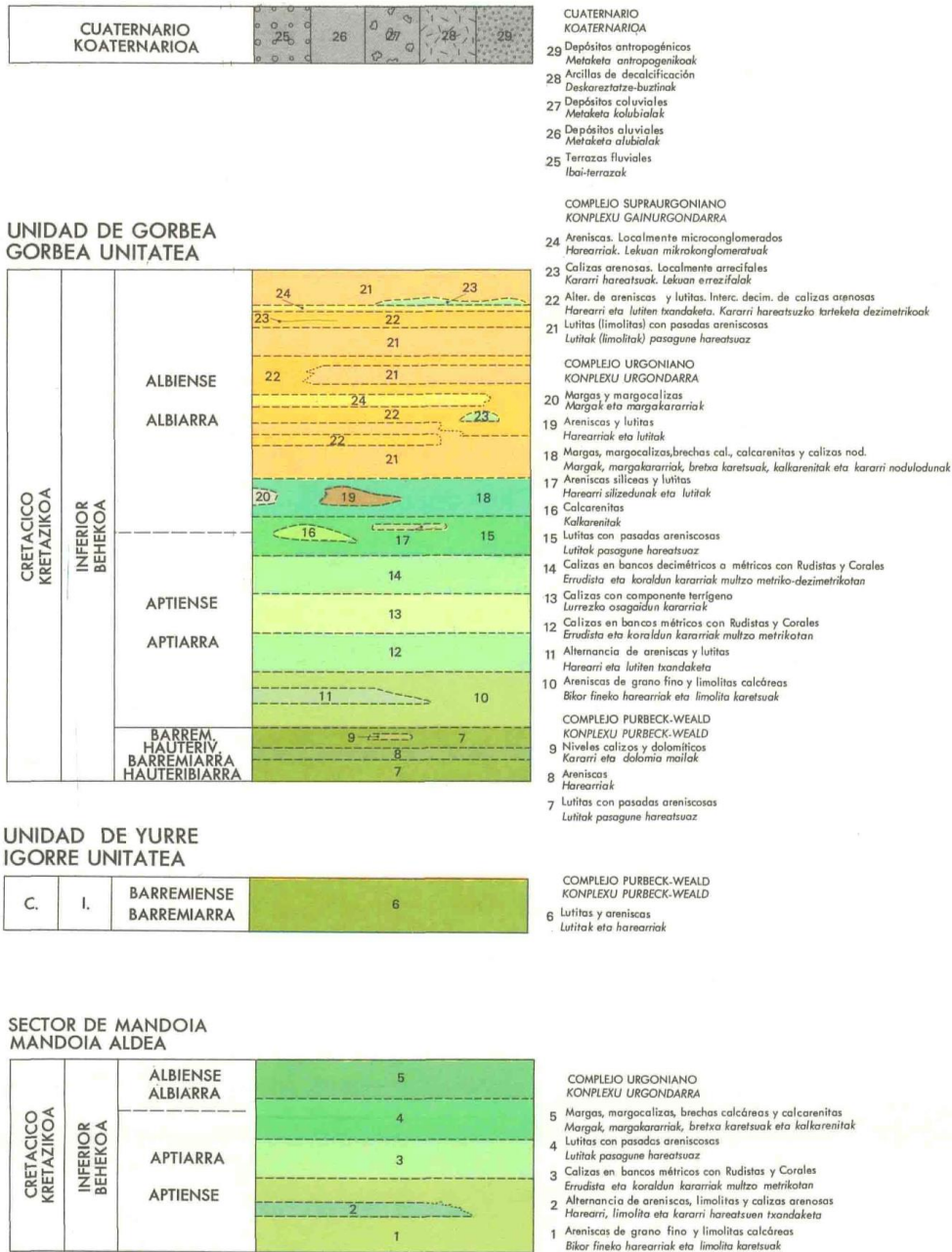


Figura 3: Leyenda del mapa geológico. [18]

En la *Figura 1* puede observarse el mapa geológico completo de la zona de estudio. Mediante la *Figura 3* se describe la leyenda del mapa representado en la *Figura 1*, describiendo los materiales presentes en la zona. Por último, en la *Figura 2* se representa parte del corte III-III' de la *Figura 1*, en concreto la parte de la zona central del municipio de Orozko sobre la que se pretende implantar la depuradora.

2.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO DE LA ZONA DE PROYECTO

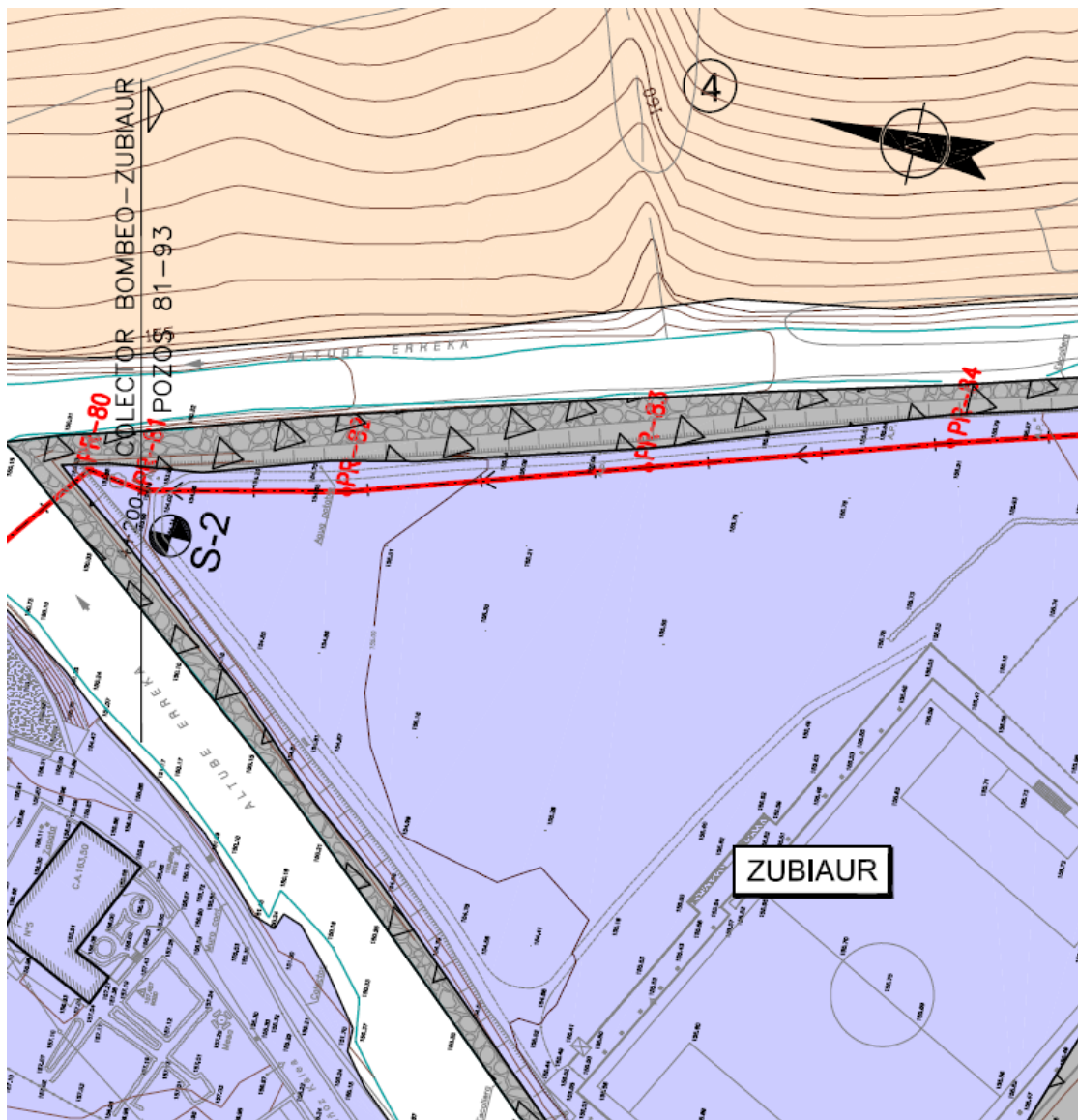
2.3.1 INTRODUCCIÓN

Para el estudio se ha contado con la información recogida en el proyecto de la red de saneamiento de Orozko [13]. El proyecto denominado “PROYECTO DE COLECTORES PARA EL SANEAMIENTO DE LA CUENCA ALTA DEL RIO NERVIÓN” fue redactado en el año 2010 como complemento a la redacción del “ANTEPROYECTO DE LAS DEPURADORAS DE MARKIJANA Y BASAURBE”. El objetivo del proyecto era el diseño de una red de saneamiento que llevase las aguas del municipio de Orozko hasta la EDAR de Basaurbe. Al igual que paso con los anteproyectos de las depuradoras, el proyecto de la red de saneamiento no se llegó a realizar y no ha sido hasta el 26 de abril de 2019 cuando se ha desbloqueado el procedimiento para la redacción de un nuevo proyecto de saneamiento del Alto Nervión.

Aunque el “PROYECTO DE COLECTORES PARA EL SANEAMIENTO DE LA CUENCA ALTA DEL RIO NERVIÓN” no llegó a desarrollarse, cuenta con un anejo geológico que será utilizado para describir la sucesión sedimentaria aflorante en los terrenos donde se proyecta la EDAR de Orozko.

Para el reconocimiento geológico-geotécnico de la zona que une Orozko con la ubicación de la EDAR de Basaurbe, se ejecutaron dos sondeos mecánicos, siete calicatas y cinco penetrómetros dinámicos. Tal y como se muestra en la *Figura 4*, uno de los dos sondeos ejecutados fue realizado en la ubicación donde se ha diseñado la EDAR de Orozko, de modo que se han utilizado los aspectos más significativos de dicho sondeo para la caracterización del suelo.




Los sondeos mecánicos fueron realizados el 23 de enero de 2006 por la empresa especializada AROA S.L. Las perforaciones se llevaron a cabo por rotación con extracción de testigo continuo. El sondeo de la zona de interés contó con una longitud total perforada de 8,50 m.







LEYENDA GEOLÓGICA
MATERIALES

SÍMBOLOS CONVENCIONALES

CUATERNARIO

-  RELLENOS ANTROPOGÉNICOS
-  DEPÓSITOS ALUVIALES
-  DEPÓSITOS COLUVIALES

SUSTRATO ROCOSO

-  4 LIMOLITAS CON PASADAS ARENISCOSAS
-  3 MARGAS, MARGOCALIZAS, BRECHAS CALCÁREAS, CALCARENITAS Y CALIZAS NODULOSAS
-  2 LUTITAS CON PASADAS ARENISCOSAS
-  1 CALIZAS CON RUDISTAS




-  Contacto discordante entre suelo y roca
-  Contacto concordante entre diferentes formaciones
-  S-1 ⚓ Sondeo

Figura 4: Sucesión sedimentaria aflorante en la zona y ubicación del sondeo. [13]

2.3.2 SONDEO MECANICO

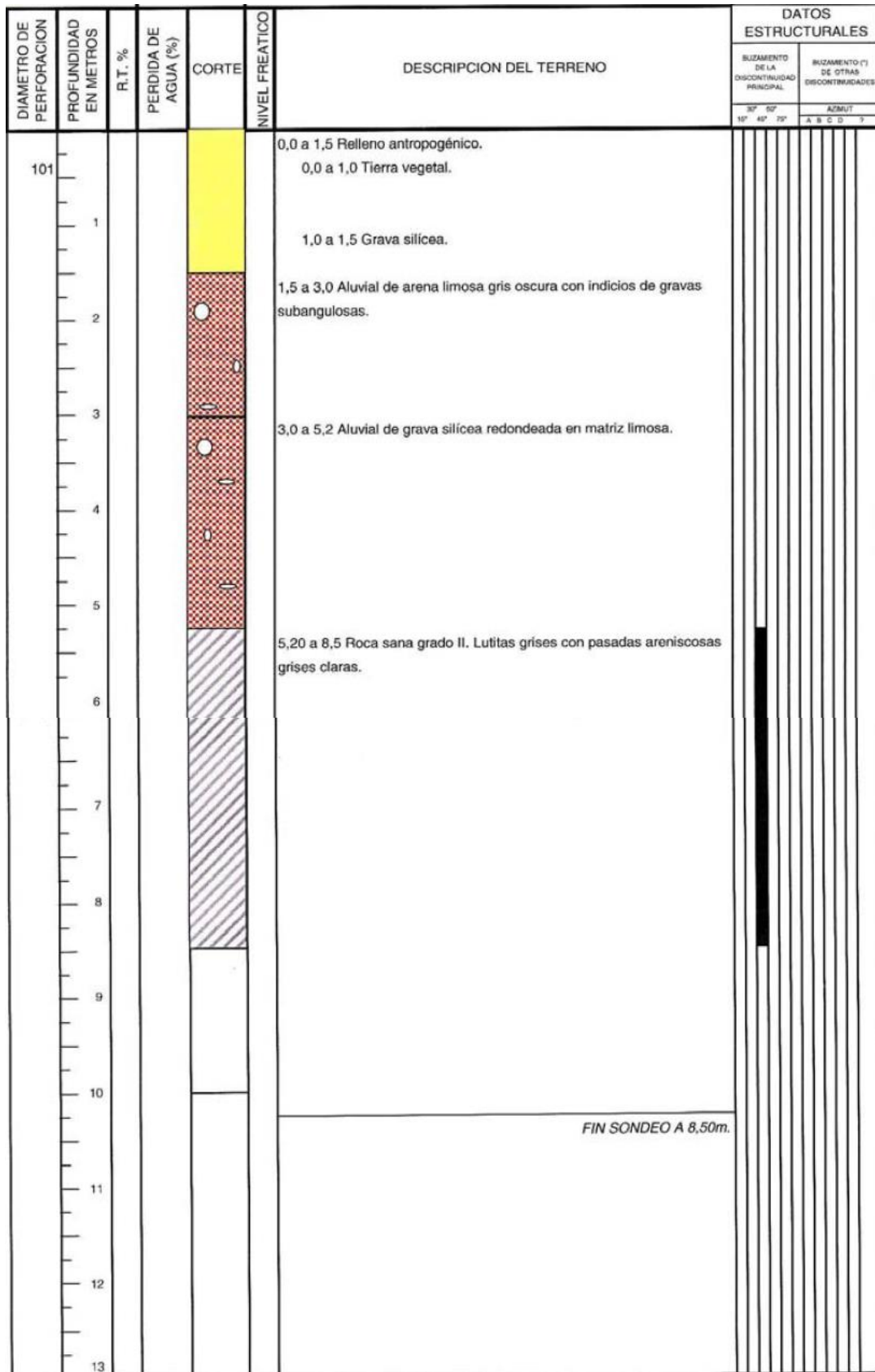


Figura 5: Estratos del terreno. [13]

A partir de los testigos obtenidos en las perforaciones se ha representado la sucesión sedimentaria aflorante en la zona de estudio, la cual se recoge en la *Figura 6*. Esta *Figura 6* es un resumen de los diferentes estratos observados tras el sondeo realizado en la zona de proyecto, cuyos resultados pueden verse en su totalidad mediante la *Figura 5*.

MATERIALES	
0,0 - 1,0	Tierra vegetal.
1,0 – 1,5	Relleno, gravas silíceas.
1,5 – 3,0	Aluvial, arena limosa gris oscura con indicios de gravas angulosas.
3,0 – 5,2	Aluvial, gravas silíceas redondeadas con matriz limosa.
5,2 – 8,5	Roca gr.II Lutitas grises con pasadas areniscosas grises claras.

Figura 6: Estratos encontrados en el sondeo. [13]

2.4 MATERIALES

A lo largo de este apartado se muestran los principales materiales que aparecen en la zona elegida para la ubicación de la depuradora.

2.4.1 RELLENO ANTROPOGÉNICO

Su naturaleza puede ser muy variada, al igual que sus características geotécnicas. Está compuesto por vegetación y por gravas silíceas.

La vegetación existente en la zona superior del relleno se mantendrá en las proximidades de los equipos de depuración y vías de acceso, con el objetivo de paliar el impacto visual de la implantación de los equipos de la EDAR.

2.4.2 SUELO ALUVIAL

El terreno elegido para la implantación de la depuradora se encuentra prácticamente sobre los depósitos aluviales del río Altube. Está formado por gravas y bloques de gran tamaño con una matriz arcillosa y limosa. [13]

2.4.3 SUSTRATO ROCOSO

El sustrato rocoso corresponde a la Unidad de Gorbea, y más concretamente al denominado complejo Supraurgoniano. [19]

Las lutitas con pasadas areniscosas que aparecen en la zona de estudio discurren paralelas al río Altube. De edad Albiense Medio – Superior a Cenomaniense Inferior, es un potente tramo (más de 3.000 m) formado por lutitas y limolitas con niveles centimétricos de

areniscas. Están mal estratificadas, y tienen abundante presencia de micas blancas, materia orgánica y nódulos ferruginosos de tamaño centimétrico.

2.5 HIDROGEOLOGIA

La acumulación de aguas en las formaciones aflorantes en la zona es bastante improbable; habida cuenta de la gran cantidad de niveles impermeables, constituidos por lutitas y margas, que existen intercalados o incluso como facies dominantes en toda la serie.

La formación más interesante desde el punto de vista hidrogeológico serían los tramos predominantemente calcáreos del Turoniense Inferior, que al estar limitados en su base por el nivel impermeable que constituyen los materiales margosos del Cenomaniense Medio – Superior, pudieran constituir en profundidad un almacén relativamente importante. Sin embargo, la situación elegida para la implantación de la depuradora no se ve afectada por estos tramos calcáreos.

De todos los materiales que aparecen en la zona de estudio, únicamente los depósitos aluviales y los rellenos antrópicos poseen importancia hidrogeológica. El resto tienen permeabilidades bajas y su incidencia hidrogeológica en la zona de estudio es mínima.

En relación con la permeabilidad de los rellenos antrópicos; ésta dependerá de la forma en la que hayan sido vertidos, así como de la composición y granulometría de los mismos.

Los depósitos aluviales son más complejos por su estructura interna y extensión. Se componen de una capa superficial de limos arenosos y arenas limosas, depositadas en los procesos de inundación, y una capa de gravas, bolos, cantos y arenas de potencia variable, en contacto con el sustrato. La capa de gravas es más permeable que la de limos estableciéndose el nivel freático generalmente en ella. En general estos depósitos están colgados respecto al nivel de los cauces. [44]

La alimentación de estos acuíferos se produce directamente por fluencia del río hacia el acuífero en invierno. Este proceso se invierte en verano, en el estiaje, durante el cual los aportes son desde el acuífero hacia el río hasta que los niveles de cauce y del freático se equilibran.

3. EFECTOS SÍSMICOS

Respecto a su peligrosidad sísmica, el área de estudio se ha analizado según las especificaciones de la “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación” [38].

La EDAR a diseñar se considera como un tipo de edificación de “normal importancia”. Son construcciones de “normal importancia” aquellas cuya destrucción por el terreno puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Existen ciertas situaciones que están exentas de la aplicación de la norma. En las edificaciones de importancia normal, cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 veces la aceleración de la gravedad (g), no es necesario el cumplimiento de la norma vigente.

Para ello, la norma proporciona en su apartado 2.2. un mapa de peligrosidad sísmica, en la que se dan los valores de dicha aceleración en función de la localización en el territorio nacional (Figura 7).

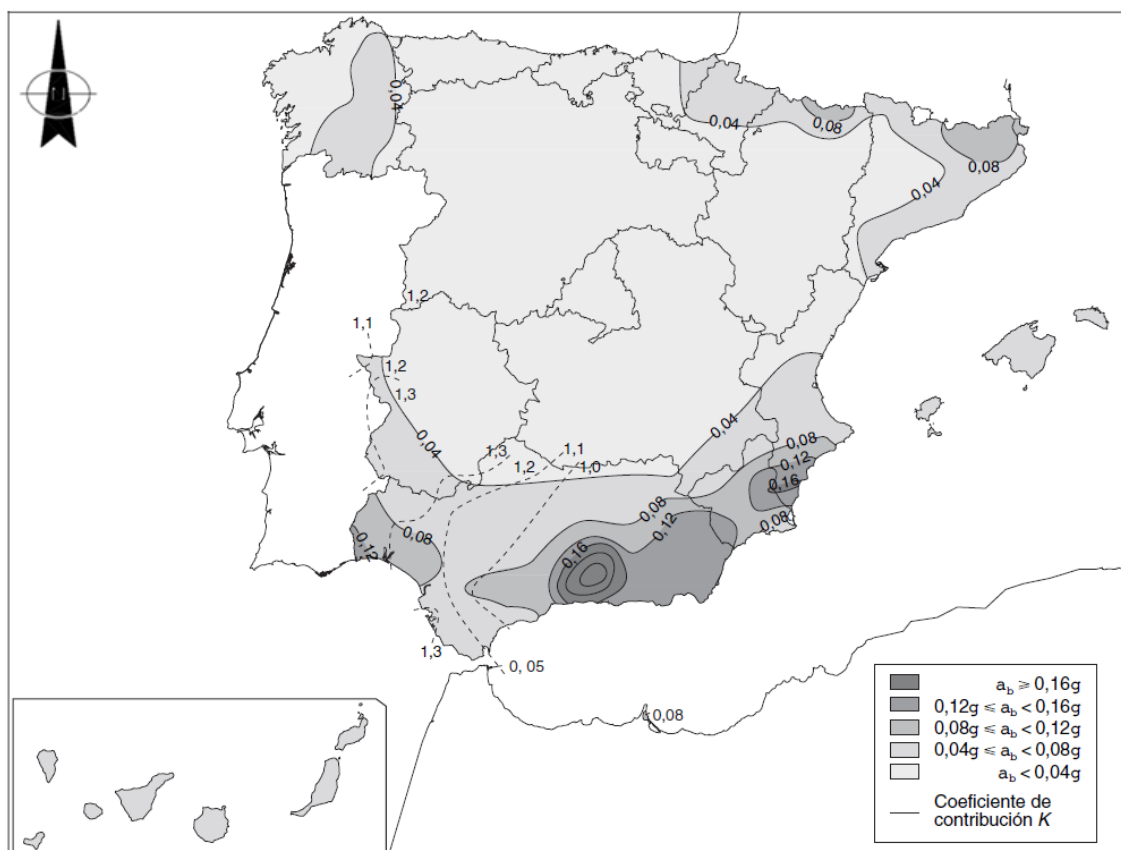


Figura 7: Mapa de peligrosidad sísmica. [38]

La zona presenta una relación entre el valor de la aceleración sísmica básica y el de la gravedad inferior a 0,04g (con un coeficiente de contribución “K” de 1,0). Por lo tanto, no se deben aplicar acciones sísmicas en cálculos según la normativa vigente.

4. INUNDABILIDAD

Desde el punto de vista morfoclimático, debido a las especiales características del relieve, litología y climatología que reúne la cuenca alta del Nervión y Altube, se dan condiciones para los procesos de erosión fluvial y desplazamientos en masa. Respecto a la zona donde se pretende implantar la depuradora, los principales riesgos que pueden aparecer son los siguientes:

- *Inundación:* Es un proceso continuo a lo largo de todos los cauces, teniendo especial incidencia en la zona de Llodio. Las avenidas producen la erosión de los márgenes aluviales y depósitos de limos en la llanura de inundación y de gravas en el lecho, modificando la morfología del río. Este proceso tiene un carácter cíclico pudiéndose diferenciar el ciclo anual, de incidencia muy moderada, y los procesos con mayor periodo de retorno en incidencia mucho más grave. La incidencia de estos episodios erosivos se ve atenuada; al estar la mayor parte de los cauces encajados en el sustrato rocoso, sus efectos serán más notorios en las zonas de depósitos aluviales.
- *Arroyada:* Se produce en las zonas de cauce de fuerte pendiente y en los cauces subsidiarios. Tiene efectos erosivos con arrastre y depósitos de materiales gruesos.
- *Inestabilidad:* Esta asociada a laderas, pero también se produce en los bordes del aluvial sobre el cauce.

Como medida de precaución, dado que el terreno seleccionado es colindante con los cauces de los ríos Arnauri y Altube, se recomienda dejar un margen de espacio entre los cauces de ambos ríos y los equipos de depuración, con el objetivo de evitar que los riesgos analizados alteren el normal funcionamiento de la infraestructura.

La ley de Aguas establece, salvo imposibilidad excepcional, una franja de servidumbre en la que, para velar por la protección del medio acuático, el paso público y la facilitación de los servicios de vigilancia y mantenimiento, no se permite construir ni edificar sobre ella. La zona de servidumbre, tal y como se muestra en la [Figura 8](#), corresponde al margen existente a lo largo de los 5 primeros metros posteriores al límite del cauce del río.

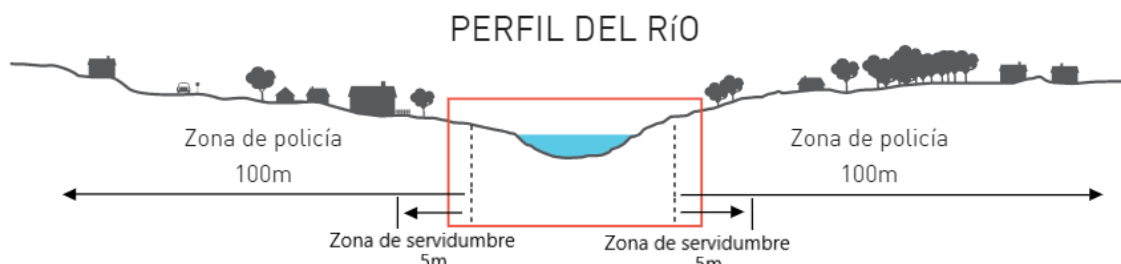


Figura 8: Partes de un río. [49]

Por tanto, los equipos e infraestructuras de la depuradora se dispondrán fuera de la zona de servidumbre del río. Además, para evitar problemas de inundación, arroyada e inestabilidad, se tratará de que existan otros 5 metros entre el límite de la zona de

servidumbre y la depuradora. De este modo, en la EDAR no se dispondrán equipos ni instalaciones que cuenten con una proximidad de menos de 10 metros al cauce del río.



Figura 9: Zona edificable del terreno seleccionado. (Propia mediante Geoeuskadi)

Por último, siguiendo las indicaciones expresadas en el *Anejo 3 “Caracterización de la cuenca del Nervión”*, se ha decidido la implantación de los distintos componentes de la EDAR en la zona Sureste del terreno seleccionado, por ser la zona menos propensa a inundaciones.

Se ha decidido ubicar la depuradora en la zona Sureste ya que, tal y como puede observarse en la *Figura 10*, cuenta con un periodo de retorno de 500 años (color azul). El extremo norte y el margen oeste del área de estudio cuentan con un periodo de retorno de 100 años (color naranja), mientras que la zona más próxima al cauce cuenta con un periodo de retorno de únicamente 10 años (color rojo).

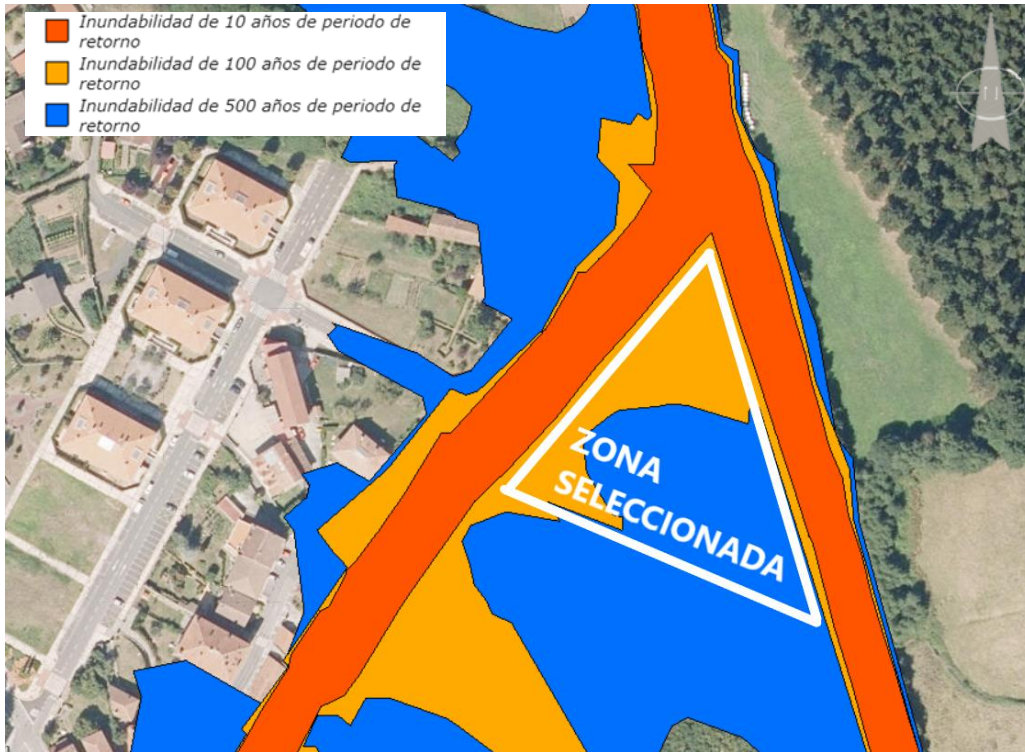


Figura 10: Mapa de inundabilidad de la zona. [21]

5. PRINCIPALES RIESGOS GEOLÓGICOS DETECTADOS

Tras el estudio de la geología y sismicidad de la zona, no se han identificado grandes riesgos geológicos que puedan aparecer en la zona de proyecto. El sustrato rocoso sobre el que se pretende edificar la EDAR está compuesto por roca sana sin aparentes discontinuidades, a la vez que el municipio de Orozko no cuenta con un riesgo sísmico importante. Por ello, no parece necesario el diseño de equipos e infraestructuras especiales para la depuradora.

Por otra parte, respecto a la morfoclimatología del terreno, y con el objetivo de evitar problemas de inundación, arroyada e inestabilidad, se ha decidido no construir en las proximidades del cauce del río, ni en las zonas más propensas a ser inundadas.

En resumen, el área seleccionada, donde a priori no existirán riesgos geológicos para la implantación de la depuradora, es la mostrada mediante la *Figura 11*. Por tanto, el terreno para la edificación e implantación de la depuradora contará con un perímetro de 310m y un área de alrededor de 4.900 m².



Figura 11: Área exenta de riesgos geológicos. (Propia mediante Geoeskadi)

ANEJO A LA MEMORIA N°3
CARACTERIZACIÓN DE LA
CUENCA DEL NERVIÓN

ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	4
2. LA CUENCA DEL NERVIÓN	5
2.1 EL RÍO NERVIÓN	6
2.2 EL RÍO ALTUBE	8
3. ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE	10
3.1 INUNDABILIDAD DE LA ZONA	10
3.2 VERTIDOS.....	12
3.3 EXTRACCIONES	14
3.4 SITUACIÓN REAL DE LA CUENCA DEL ALTO NERVIÓN	14
4. CONCLUSIÓN	20

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Unidad hidrogeológica del Ibaizabal</i>	5
<i>Figura 2: Trazado del río Nervión</i>	6
<i>Figura 3: Reparto de la población en la Unidad hidrogeológica del Ibaizabal</i>	7
<i>Figura 4: Inundabilidad del municipio de Urduña/Orduña</i>	10
<i>Figura 5: Inundabilidad del municipio de Llodio/Laudio</i>	11
<i>Figura 6: 26 de agosto de 1983, Calle Pío XII (Llodio/Laudio)</i>	12
<i>Figura 7: Vertidos puntuales en Llodio/Laudio</i>	13
<i>Figura 8: Estancamiento del río a su paso por Luiando por su falta de caudal</i>	15
<i>Figura 9: Estación de aforos de Gardea</i>	16
<i>Figura 10: Calidad de las aguas en Gardea</i>	17
<i>Figura 11: Oxígeno disuelto en el río a la altura de Gardea</i>	17
<i>Figura 12: Situación de anoxia a su paso por Ludio/Llodio</i>	18
<i>Figura 13: Flóculos de materia orgánica flotando en el agua del Nervión</i>	19

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Listado de EDAR en la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental ..</i>	8
---	---

1. INTRODUCCIÓN

La finalidad del presente anejo es la de caracterizar el estado de la cuenca alta del Nervión, determinando el estado de conservación ambiental actual, todo ello con el objetivo de analizar la problemática existente en el medio receptor de las aguas residuales, reflejando así la necesidad de la instalación de la depuradora.

Se han analizado los dos ríos que cuentan con mayor vulnerabilidad respecto a los vertidos de las aguas residuales del municipio de Orozko, analizando la problemática existente y analizando cuántos de estos efectos adversos podrán ser resueltos mediante la implantación de la EDAR diseñada.

"Un río es algo más que un accidente geográfico, una línea en un mapa o una parte fija del terreno. No puede considerarse solamente desde el punto de vista geológico y topográfico. Un río es algo con vida propia, con energía, con movimiento. Algo cambiante." Earl B. Phelps.

2. LA CUENCA DEL NERVIÓN

En la Comunidad Autónoma del País Vasco existen 147 ríos, que transportan un promedio de unos 5300 Hm³ de agua al año. Esos ríos no son simples canales del agua si no que, contrariamente a lo que se piensa cumplen valiosísimas funciones ecosistémicas.

La cuenca del Nervión pertenece a la Unidad hidrogeológica del Ibaizabal, concretamente, se encuentran en la Unidad Hidrológica del Nervión-Ibaizabal, perteneciente a la Demarcación del Cantábrico Oriental.

La unidad hidrogeológica del Ibaizabal es la mayor Unidad Hidrológica del PV. La superficie total de la Unidad Hidrológica del Nerbioi es de 1.814 km², de los que 1.534 km² se encuentran en la CAPV. El resto se ubica en el vecino territorio burgalés. De las cuencas de la vertiente cantábrica, es la única que supera, además con mucho, los 1.000 km².

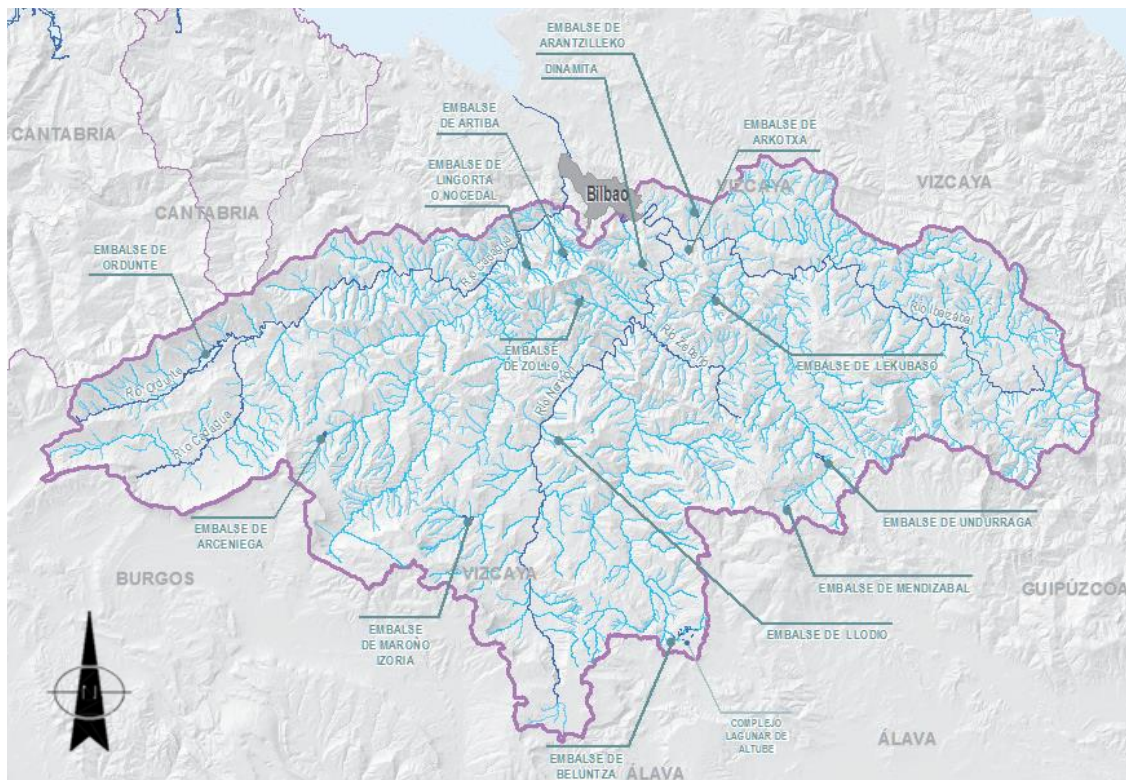


Figura 1: Unidad hidrogeológica del Ibaizabal. [7]

El río Nervión, junto con el Ibaizabal y el Kadagua, constituye uno de los tres principales ejes fluviales de esta cuenca. Los tres ríos conforman una red hidrográfica en forma de “T”, en la que el Nervión ocuparía el que a priori se podría considerar como eje central. La cuenca del Ibaizabal es una cuenca particular debido a ser la única cuenca cantábrica en la que no destaca un eje principal muy marcado y con predominante dirección N-S.

La superficie de la cuenca del Nervión es de 517 km², es decir, el 28% del total de la cuenca del Nervión-Ibaizabal, hallándose el 98% de la cuenca dentro de la CAPV.

Respecto a la cuenca del río Nervión, su litología es relativamente sencilla, de edad principalmente mesozoica, con margas y arcillas que siguen bandas de noroeste a sureste, y franjas de conglomerados que aparecen asociadas a cabalgamientos. En la parte sur aparecen reductos de margas, arcillas, yesos y calizas nodulosas en forma de diapiros como el de Mena, cruzado por el río Cadagua, donde estas rocas muy plásticas irrumpen entre otras litologías más rígidas ante la presión tectónica. [7]

2.1 EL RÍO NERVIÓN

La cuenca del Alto Nervión se desarrolla en los términos municipales de Aiara/Ayala, Amurrio y Llodio/Llodio, en Álava, y en el de Urduña/Orduña y Orozko en Bizkaia.

El río Nervión nace en Burgos y tras el salto del Nervión (uno de los mayores saltos de agua de la CAPV), atraviesa Orduña, Ayala/Aiara y Llodio/Llodio, para adentrarse en Bizkaia y desembocar en el Ibaizabal a la altura de Basauri. Tiene un recorrido con dirección ligeramente SO-NE y una longitud del eje principal del río Nervión de 56,7 km.

La cabecera del Nervión, como la mayoría de las cabeceras de los ríos de la CAPV, se caracteriza por su “intermitencia”, es decir, el caudal, tiende a aparecer y desaparecer a lo largo de su trazado. Esta característica es debida a que estos ríos cuentan con una acusada falta de caudal debido a su reducida cuenca hidrográfica, especialmente durante los meses de verano donde las precipitaciones no son tan abundantes.



Figura 2: Trazado del río Nervión. [49]

El Nervión, al igual que el Ibaizabal y el Kadagua, han sido ríos clave para el desarrollo industrial de la región, desarrollándose en torno a ellos un fuerte sector industrial. Debido a la implantación de las distintas industrias en las últimas décadas, se ha establecido una

mayor cantidad de población en torno a ellos, haciendo que aumente la población de los grandes municipios que atraviesa el Nervión (Amurrio, Llodio/Laudio, Arrigorriaga, Basauri, etc.).

En la actualidad, la Unidad hidrogeológica del Ibaizabal cuenta con una población de 269.045 habitantes divididos en 375 núcleos (*Figura 3*). La población se encuentra focalizada al norte del sistema debido a la influencia de la capital vasca de Bilbao.

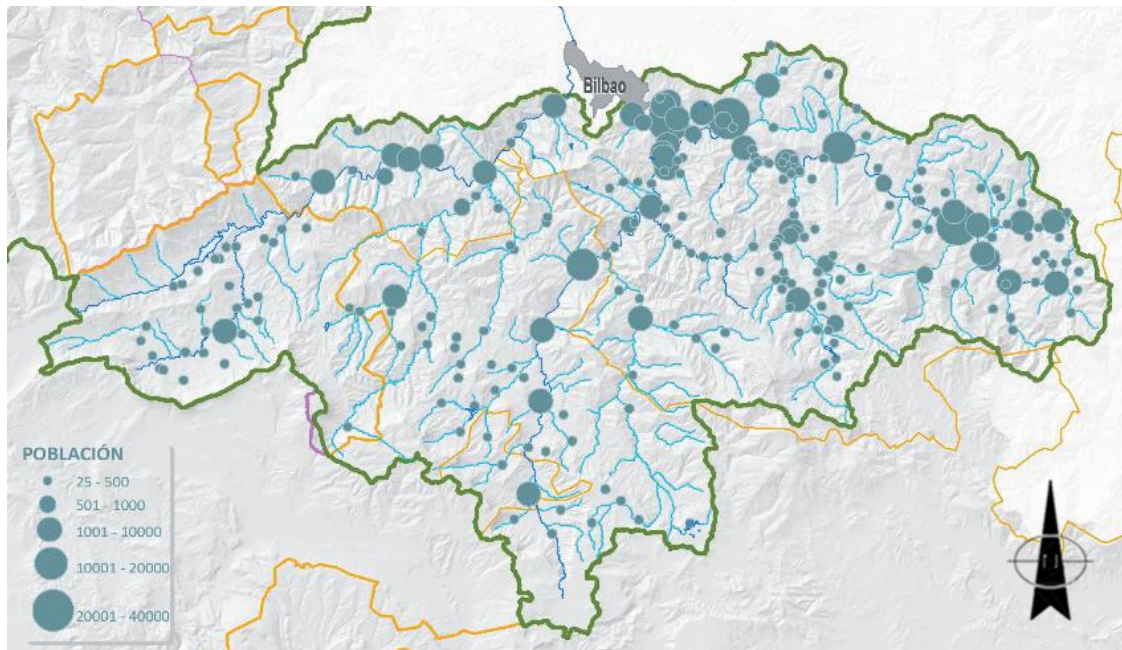


Figura 3: Reparto de la población en la Unidad hidrogeológica del Ibaizabal. [7]

Esta situación se ha repetido a lo largo de toda la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental, lo que ha acarreado un empeoramiento paulatino del medio fluvial, el cual se ha podido paliar mediante la implantación de depuradoras que han permitido devolver el agua residual al medio acuático de una manera más natural.

Para ello, ha sido necesario la implantación de depuradoras a lo largo de toda la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental, hasta llegar a la situación actual en la que 39 depuradoras se encuentran en funcionamiento (*Tabla 1*).

En lo que a este proyecto se refiere, para el saneamiento del alto Nervión, únicamente la depuradora de Orduña se encuentra en funcionamiento. Mientras que las depuradoras de Basaurbe (Llodio/Laudio) y Markijana (Amurrio) se encuentran aún en fase de proyecto.

Tabla 1: Listado de EDAR en la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental. [7]

Denominación	Gestión
Mungia	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Bedía	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Gorliz	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Bakio	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Arriandi	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Elorrio	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Galindo	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Gueñes	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
La Arboleda	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Larrabetzu	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Lekeitio	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Markina	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Muskiz	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Galtzuaran	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Urduña	Consorcio Aguas Bilbao Bizkaia
Basaurbe	(En proyecto)
Markijana	(En proyecto)
Villasana de Mena	Ayuntamiento Valle de Mena
Astepe	Ayuntamiento de Amorebieta
Lamiaran	Consorcio Aguas Busturialdea
Ea	Consorcio Aguas Busturialdea
Gernika	Consorcio Aguas Busturialdea
Epele	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Gaikao	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Zuringoain	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Apraitz	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Arronamendi	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Mekoalde	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Sanantope	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Zabalera	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Uralde	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Badiolegi	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Iñurritza	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Basusta	Consorcio de Aguas de Gipuzkoa
Loiola	Aguas del Añarbe
Atalerreka	Servicios de Txingudi
Baztan	NILSA
Leitza	NILSA
Lesaka	NILSA
Bera	NILSA
Santesteban	NILSA

2.2 EL RÍO ALTUBE

Orozko supera ligeramente los 100 km² de extensión, algo menos del 5% de Bizkaia, y está recorrido por los ríos Altube y Arnauri, junto con los afluentes de ambos. En la actualidad, tal y como se analiza en el *Apartado 4.7 “Saneamiento existente”* de la memoria, la mayor parte del volumen de aguas residuales generadas en el municipio se vierte a ambos ríos sin ningún tipo de tratamiento.

El río Altube, perteneciente a la cuenca alta del Nervión y situado en el sureste de la provincia de Bizkaia, es un río temporal, con una marcada estacionalidad. Nace en el alto del Altube (692 m), perteneciente al macizo del Gorbea (1.745 m), y desemboca en el río Nervión y con él, al Cantábrico. Con sus 30 km de longitud, es el afluente más importante del río Nervión. Este río se nutre, principalmente, del ya mencionado río Arnauri, de unos 9 km de recorrido y, en menor medida, de aguas procedentes de escorrentía superficial.

La cabecera del río Altube es un ejemplo representativo de los pequeños ejes fluviales cántabro-atlánticos calcáreos pertenecientes a la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental de la Provincia de Álava. Al igual que ocurre con la cabecera del Nervión, la cabecera del río Altube tiene un carácter estacional, contando con un escaso caudal, el cual puede llegar a desaparecer en periodos cortos en los que no exista un aporte de precipitaciones.

El río Altube conserva plenamente sus características naturales en su cabecera, y discurre a través de un valle modelado sobre calizas, margas, arenas y arcillas, configurando una llanura de inundación estrecha y discontinua, con un trazado sinuoso. Los grandes bloques y cantos del lecho condicionan la estructura longitudinal del cauce configurando rápidos y remansos o pequeños saltos y pozas.

Al llegar al municipio de Orozko, los vertidos urbanos (sin tratamiento previo) provocan la aparición de elementos contaminantes en el río, y con ello la aparición de malos olores y pérdida de las características naturales de las aguas del río.

El territorio de la cuenca viene caracterizado por la presencia de valles y montañas que confieren una extrema compartimentación a la zona. La mayor parte de la superficie se encuentra en los 200 y los 600 m de altitud, no llegando a superarse los 1.400 m. La pendiente es generalmente alta, entre el 20 y el 40% (pendiente media del 31%), quedando franjas de baja pendiente que siguen la dirección de las estructuras geológicas, de noroeste a sureste, independientemente de los cursos fluviales.

Por su parte, el valle del río Altube está excavado en paralelo a la dirección general de las capas, concretamente a una extensa barra de caliza que condiciona el cauce. Se trata de un río de características juveniles, muy erosivo y con fuerte acarreo de gravas.

3. ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE

A lo largo del presente apartado se muestran las problemáticas relacionadas con los cauces fluviales de los ríos que forman la cuenca del alto Nervión.

3.1 INUNDABILIDAD DE LA ZONA

El trazado del río Nervión presenta grandes contrastes debido al diferente comportamiento de los materiales. Mientras que, en Orduña, Saratxo, Markijana y Areta el río discurre encajado en el fondo de un valle estrecho, en las zonas de Amurrio, Luyando y Llodio el cauce es amplio y divaga formando meandros sobre un valle ancho. Esta variabilidad del perfil del río es en gran parte responsable de los procesos cíclicos de inundación que sufre esta cuenca.

De esta forma, debido a su situación física, Urduña/Orduña junto con Llodio/Laudio son los dos municipios de la zona más sensibles a la posible inundación de los terrenos cercanos al cauce fluvial (*Figura 4* y *Figura 5*).

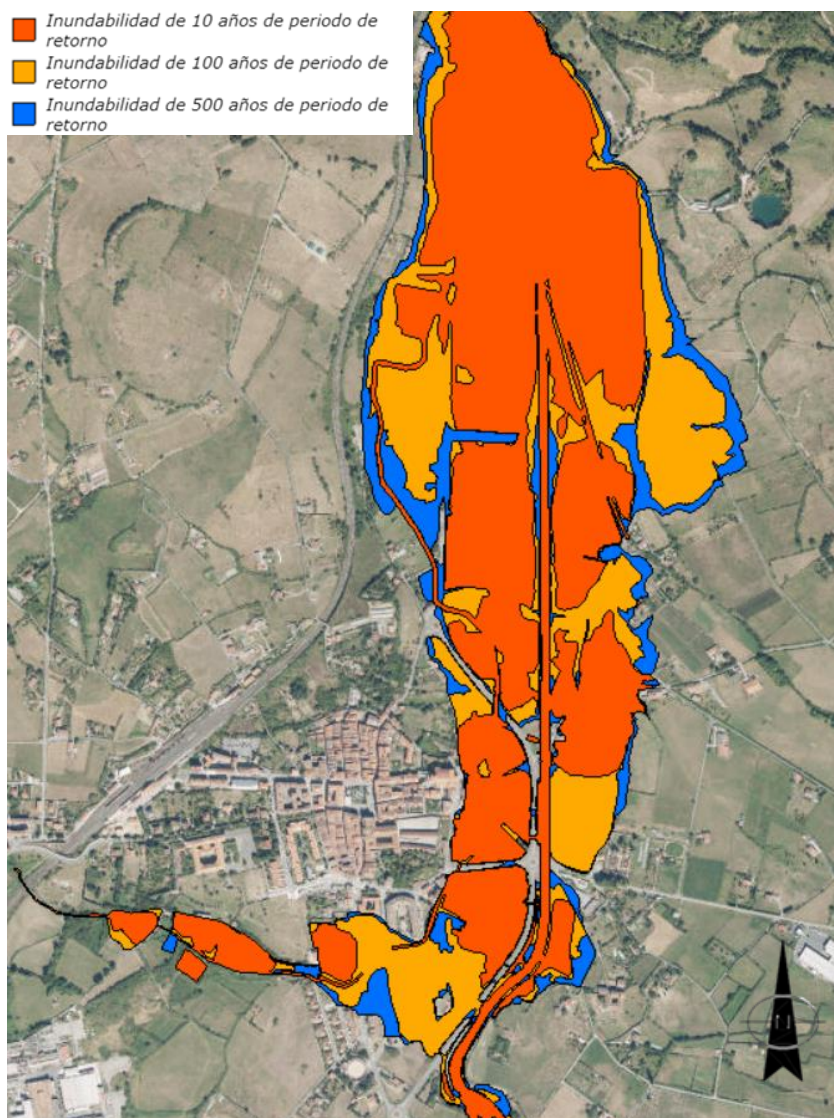


Figura 4: Inundabilidad del municipio de Urduña/Orduña. (Propia mediante Geoeskadi)

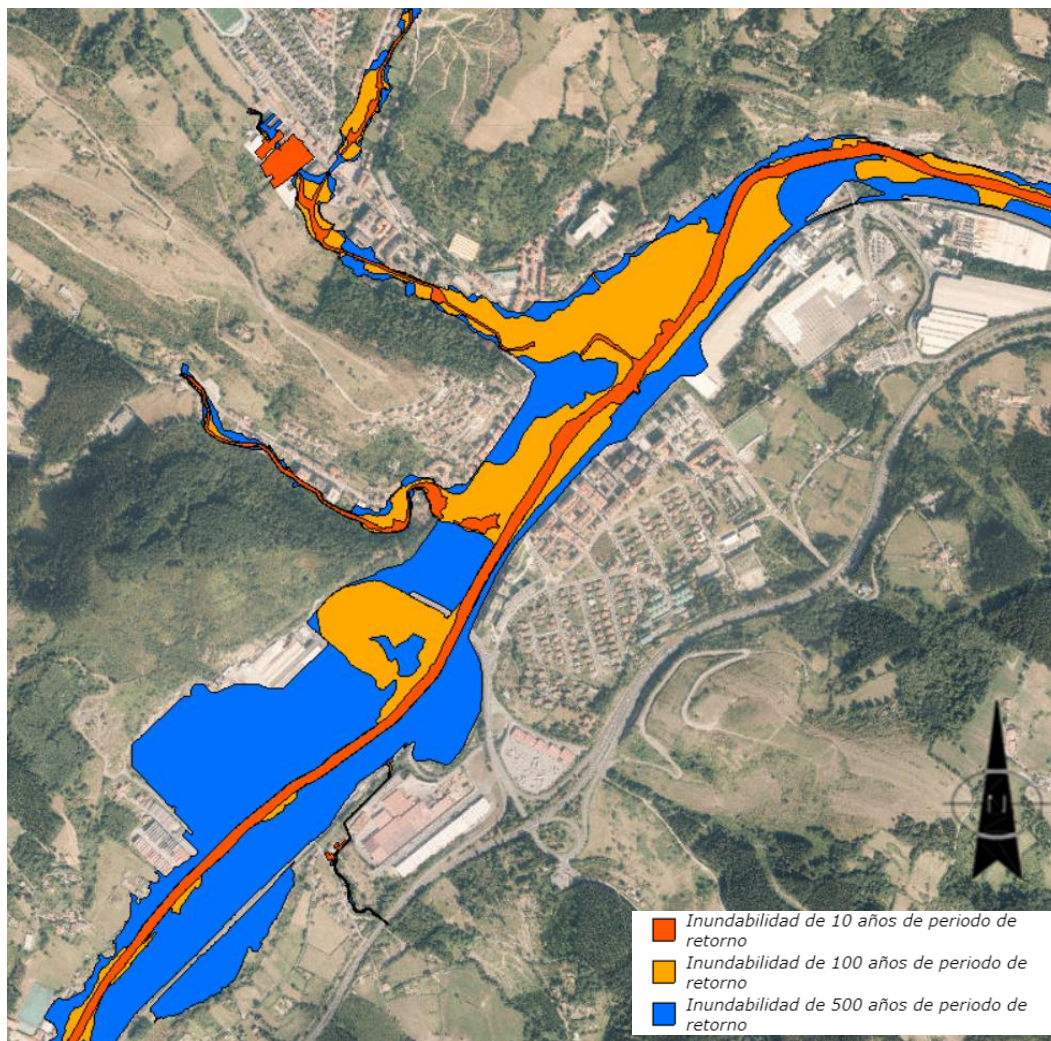


Figura 5: Inundabilidad del municipio de Llodio/Laudio. (Propia mediante Geoeskadi)

Cabe destacar que las zonas que sufren de inundación en caso de avenidas, por lo general grandes terrenos sin apenas inclinación, suelen corresponder a zonas de uso agrícola, de modo que no se dan grandes pérdidas en zonas de uso urbano o industrial.

Las precipitaciones en la cuenca alta del río Nervión son muy abundantes, destacando los meses de enero, abril, octubre, noviembre y diciembre, con una precipitación anual que oscila entre los 1.200-1.600 mm, y con un mínimo estival en julio, aunque no existe ningún periodo de aridez.

Revisando el registro histórico de precipitaciones en la zona del alto Nervión, mediante los datos recogidos de la estación termoplumiométrica de Amurrio, que se encuentra a 240 metros de altitud, destacan los datos de agosto de 1983 por su excepcionalidad, ya que fue el mes en el que mayor cantidad de litros por metro cuadrado se han recogido (423 litros) y el 26 de ese mismo mes el día de máxima precipitación en un día (214 litros).

El 26 de agosto de 1983 ha pasado a la historia del País Vasco por la inusitada cantidad de precipitación que cayó durante todo ese día y que continuo durante la madrugada del siguiente. Urduña/Orduña, Amurrio, Llodio/Laudio y Orozko, al igual que el resto de las localidades vecinas, se vieron afectadas por las lluvias de aquel día. Sin embargo, por su vulnerabilidad ante las inundaciones, el municipio de Llodio/Laudio fue el más perjudicado (*Figura 6*).



Figura 6: 26 de agosto de 1983, Calle Pío XII (Llodio/Laudio). [37]

Respecto a la zona de proyecto, tal y como se ha expresado en el *Anejo 2 “Riesgos geológicos”*, dado que el cauce de los ríos que atraviesan el municipio de Orozko discurren de forma abrupta y con un caudal menor que el río Nervión, no se trata de un municipio especialmente vulnerable a las inundaciones, aunque se entiende que para la instalación de la depuradora se recomienda su instalación en una zona con un periodo de retorno de al menos 500 años.

3.2 VERTIDOS

Las alteraciones por vertidos directos sin depurar o insuficientemente depurados, tanto de origen urbano como industrial, son una de las principales causas que condicionan el mal estado de las masas de agua de la cuenca del alto Nervión.

En la actualidad, se realizan vertidos de aguas residuales al cauce del río Nervión, con autorización, por la falta de estaciones depuradoras en toda la comarca de Aiaraldea, a excepción de la construida en Urduña/Orduña.

Independientemente de los vertidos de aguas residuales sin tratar, existen denuncias constantes de vertidos puntuales, especialmente en los municipios de Llodio/Laudio y Amurrio. Estos vertidos incontrolados proceden de pequeñas industrias y mataderos, provocando que además de deteriorar las propiedades naturales del río Nervión, se genere un fuerte impacto visual (*Figura 7*) que conlleva la denuncia de los vecinos y de las plataformas correspondientes, en su mayoría llevadas a cabo por Nerboi Bizirik y Ekologistak martxan.



Figura 7: Vertidos puntuales en Llodio/Laudio. [3]

Los distintos ayuntamientos, con el objetivo de terminar con los expedientes sancionadores que se abren por estos vertidos, con las correspondientes sanciones económicas, están tratando de implantar medidas correctoras que limiten los vertidos incontrolados hasta que se edifiquen las depuradoras y se dé una solución definitiva a la problemática existente.

Así, el ayuntamiento de Llodio/Laudio, ha aprobado en mayo del 2019 una ordenanza para delimitar los vertidos que se pueden realizar al río Nervión sin tratamiento previo hasta la implantación de la depuradora de Basaurbe. Se incluyen medidas como la realización de 24 controles anuales de los vertidos de aguas residuales del colector general de saneamiento, así como el control y seguimiento de los vertidos industriales que se realizan a la red de saneamiento, además de la implantación de elementos de tratamiento de aguas residuales para realizar un cierto tratado de ciertas industrias.

Aun así, estas medidas no parecen que puedan aportar una solución eficiente, cuando uno de los mayores problemas de los distintos municipios de la cuenca del alto Nervión esta provocado por las filtraciones en la red de saneamiento. Debido a la antigüedad de las acometidas y a la mala calidad de la construcción de algunas de ellas se producen múltiples filtraciones de agua residual que impiden el tratamiento de esta. Dicha problemática parece no tener solución hasta que se desarrolle la red de saneamiento que permita una óptima recogida de las aguas residuales.

3.3 EXTRACCIONES

La sobreexplotación de las masas de agua subterráneas de las cuales se nutre el río es una de las mayores problemáticas, y la más visible, a las que se enfrenta el flujo fluvial de la zona.

Esta causada por la elevada presión agrícola y como consecuencia inmediata puede observarse la disminución de los caudales mínimos suficientes para sostener un rango diverso de fauna y flora características de los ecosistemas fluviales que le corresponderían a la zona.

Dado que los ríos que configuran la cuenca del alto Nervión cuentan con una acusada falta de caudal en su cabecera, especialmente durante los meses de verano donde las precipitaciones no son tan abundantes, las extracciones incontroladas provocan una disminución acusada de los caudales que discurren por los diferentes cauces fluviales. Esta falta de caudal provoca que los vertidos recogidos en el apartado anterior (*Apartado 3.2 “Vertidos”*) sean aún más críticos, al no disponerse de la suficiente masa de agua que posibilite la atenuación de los diversos efectos adversos que provocan dichos vertidos.

El *Apartado 3.4 “Situación real de la cuenca del alto Nervión”* se muestra como esta situación provoca que en el periodo estival el río además de verse contaminado no sea capaz de ejercer como medio depurador de los agentes contaminantes de las aguas residuales, provocando graves problemas de olores y dificultades para el desarrollo de vida de los organismos acuáticos.

3.4 SITUACIÓN REAL DE LA CUENCA DEL ALTO NERVIÓN

En este apartado se muestran los efectos contaminantes provocados por los vertidos y las extracciones al río Nervión. Para ello se ha estudiado la situación en la que se encontraba el río Nervión desde su nacimiento hasta su paso por Areta (confluencia con el río Altube) entre los días 25 y 29 de agosto del 2016, utilizando la información recogida de la fuente citada en la bibliografía [37]. Aun no siendo el año 2016 uno de los veranos con caudales más reducidos se refleja bien la situación de contaminación en la que se encuentra el agua de la cuenca.

Se debe tener en cuenta que se considera que un agua está contaminada cuando su composición o su estado natural se ve modificado de tal modo, que pierde las condiciones aptas para los usos a los que estaba destinada, o su función ecológica, presentando alteraciones físicas (temperatura, color, radioactividad...) y químicas (composición).

Generalmente, en los meses de verano, el río tiende a estar seco desde su nacimiento en Delika hasta su llegada a Urduña/Orduña, a excepción de pequeñas pozas. Esta falta de caudal viene provocada porque la mayoría de los ríos cantábricos del PV son de corto recorrido y cuentan con cuencas hidrográficas pequeñas, lo que les da un carácter torrencial, que se traduce en caudales de estiaje muy bajos llegando a secarse

parcialmente en verano. A su paso por Orduña surge un escaso caudal circulante que se filtra a través de las distintas presas existentes.

En Saratxo, a la entrada de Amurrio, se vierten las aguas limpias de la EDAR de Orduña. La puesta en marcha de la depuradora en el 2011 ha solucionado los problemas de olores que sufrían los domicilios cercanos, y ha variado el color blanquecino de las aguas contaminadas a un estado más natural. Esto ha provocado una reducción de los problemas de malos olores que se producían en la zona, mejorando de forma notable la calidad de vida de los vecinos del entorno.

Unos kilómetros más adelante se encuentra la estación de aforos de Saratxo. Esta instalación propiedad de la DFB mide en tiempo real el caudal del Nervión. Las medidas de caudal tomadas para días de agosto de 2016 rondaban los 75-80 l/s.

Llegados al centro de Amurrio el panorama cambia, el vertido de las aguas residuales de la localidad sin tratamiento al cauce del Nervión provoca que el agua vaya adquiriendo un color oscuro.

A su llegada a Luiando/Luyando, el bajo caudal y las tomas de agua hacen que en algunos tramos no fluya el caudal, el río pierde continuidad. El aspecto del agua no ha mejorado demasiado, por el efecto de los vertidos continuados que recibe desde Amurrio y a lo largo de Luiando/Luyando.



Figura 8: Estancamiento del río a su paso por Luiando por su falta de caudal. [37]

En el barrio de Gardea, a la entrada de Llodio, se ubica la estación de aforos del mismo nombre, perteneciente también a la DFB y al GV. Además de la estación meteorológica,

se miden los caudales del río y algunos parámetros químicos del agua que aportan información de la calidad de esta.



Figura 9: Estación de aforos de Gardea. [37]

Comprobando el caudal que pasa por Gardea entre los días 25 y 29 de agosto, se observa que oscila entre los 55 l/s. Dado que por Saratxo pasaban 75-80 l/s los mismos días, quiere decir que por Gardea pasa menos agua por el río que por Saratxo, habiendo incluso recibido afluentes como el río Izoria. Esta situación evidencia el efecto de las tomas de agua que se realizan en el río (*Apartado 3.3 “Extracciones”*) que no solo impiden que se mantenga el caudal ecológico en el mismo, sino que sorpresivamente haya menos agua a medida que la cuenca aumenta de tamaño, limitando aún más la capacidad autodepuradora del río.



Figura 10: Calidad de las aguas en Gardea. [37]

Los datos de calidad de las aguas a su paso por Gardea muestran la siguiente concentración de OD (oxígeno disuelto) en el agua de los días 25 al 29 de agosto del 2016 (Figura 11).

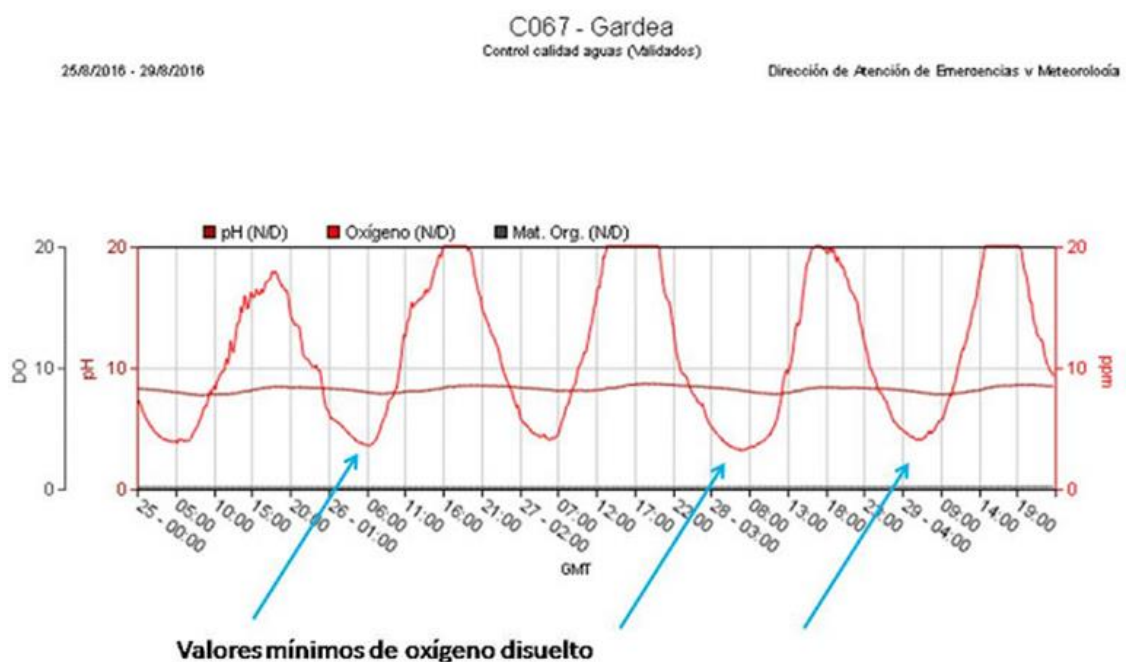


Figura 11: Oxígeno disuelto en el río a la altura de Gardea. [37]

El OD en el agua es necesario para la vida de los organismos acuáticos, se representa en la curva de color rojo y se puede observar que se comporta diariamente de manera fluctuante. Durante las primeras horas de la madrugada, entre las 4:30 y las 6:30 de la mañana se dan las mínimas concentraciones de oxígeno en el agua, bajando hasta unos

valores de 3,7 mg/l-O₂, lo cual es un valor bastante bajo, dejando poco oxígeno disponible a la fauna acuática para respirar. Es una situación de hipoxia. Mientras tanto los valores máximos superan los 20 mg/l-O₂, a las 19:00 horas, lo cual es un valor muy elevado, estando el agua sobresaturada de oxígeno.

Esta fluctuación diaria se da porque durante las horas de luz, las algas y plantas acuáticas realizan la fotosíntesis llegando a esta hora de la tarde a su máxima producción. A medida que la luz disminuye la producción de oxígeno también lo hace. De noche las algas y otros organismos microscópicos del agua no realizan la fotosíntesis, pero sí la respiración, de manera que se consume casi todo el oxígeno del agua, de manera que al final de la noche se alcanza el mínimo de OD.

La situación de anoxia (falta crítica de oxígeno) está cercana, aunque no llega a producirse. Si la situación de altas temperaturas hubiese continuado o se hubiese agravado se podría haber llegado a una situación de falta total de oxígeno, anoxia, lo que hubiese dado lugar a la mortandad de los peces que habitan en ese tramo de río.



Figura 12: Situación de anoxia a su paso por Laudio/Llodio. [37]

Continuando aguas abajo, a la salida de Areta en su confluencia con el río Altube, el Nervión recibe el vertido de las aguas residuales del municipio de Laudio/Llodio, también sin tratar. El cauce en este punto, en los días de estudio, es una cloaca a cielo abierto, tal y como se puede ver en la *Figura 13*. En el agua flotan flóculos de materia orgánica, el fondo está cubierto de un tapiz de bacterias y hongos que se desarrollan en aguas sin oxígeno, de color gris y negro. El olor es pestilente y puede detectarse desde una distancia considerable.



Figura 12: Flóculos de materia orgánica flotando en el agua del Nervión. [37]

Aguas abajo de este punto no hay estaciones cercanas de control de calidad de las aguas que evidencien el efecto de este último vertido en los parámetros químicos del agua, pero no hay más que ver el aspecto de esta para concluir que el Nervión, en el verano del año 2016, era un río moribundo con una necesidad urgente de saneamiento.

4. CONCLUSIÓN

Las conclusiones extraídas a partir del estudio del medio receptor indican la necesidad de la implantación de las depuradoras proyectadas para la zona del alto Nervión, y en lo que corresponde al presente proyecto la implantación de la depuradora de Orozko, cuyo diseño se tiene como objetivo en el presente proyecto.

El *Apartado 3.4 “Situación real de la cuenca del alto Nervión”* muestra las condiciones en las que se encuentra el río Nervión. Su falta de caudal en la cabecera, los datos de concentración de OD en el agua y los efectos adversos provocados por los vertidos (malos olores, flóculos de materia orgánica, etc.) hacen patente la necesidad de saneamiento del medio fluvial.

La implantación de las depuradoras de Orozko, Markijana y Basaurbe, junto con la construcción de la red de saneamiento proyectada para la zona del alto Nervión deberán dar solución a la problemática existente en la cuenca, resolviendo por fin una de las mayores problemáticas medioambientales del PV durante las últimas décadas.

Por todo lo recogido en el presente apartado, se asume la necesidad de implantación de la EDAR diseñada en el presente proyecto, entendiéndose que el coste necesario para su desarrollo quedará compensado por la labor que ejercerá en la recuperación del ecosistema fluvial de la zona.



ANEJO A LA MEMORIA N°4
CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE
DISEÑO



ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	4
2. DATOS DE PARTIDA	5
3. POBLACIÓN FUTURA	6
4. POBLACIÓN DE DISEÑO	9
4.1 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA POBLACIÓN DE DISEÑO.....	9
4.1.1 AGUAS RESIDUALES GENERADAS POR LA GANADERÍA Y LA AGRICULTURA	9
4.1.2 AGUAS RESIDUALES DE PROCEDENCIA INDUSTRIAL	9
4.2 POBLACIÓN EQUIVALENTE.....	11

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Número de habitantes censados en Orozko en las dos últimas décadas 5
Figura 2: Mapa de la situación de la industria en Orozko 10
Figura 3: Perfil de la situación de la industria en Orozko 10

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Número de habitantes Orozko 5

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo del presente anejo se han recogido todos los cálculos necesarios para la determinación de uno de los parámetros más importantes en el diseño de la infraestructura, como es el cálculo de la población de diseño.

El número de habitantes a los que está destinada la depuradora marca el volumen de aguas residuales que llegará a la depuradora. Por tanto, este anejo tiene la finalidad de representar la estimación, realizada de la forma más acertada posible, de la población que se prevé pueda existir en el año de proyecto en el municipio de Orozko.

Para ello, mediante correlaciones establecidas por las normas oportunas, se han usado los datos poblacionales históricos para lograr obtener un valor de la población del municipio en el año 2044.

2. DATOS DE PARTIDA

Se ha realizado un estudio de la población, para el cual se han recopilado los datos poblacionales del municipio de Orozko de las dos últimas décadas.

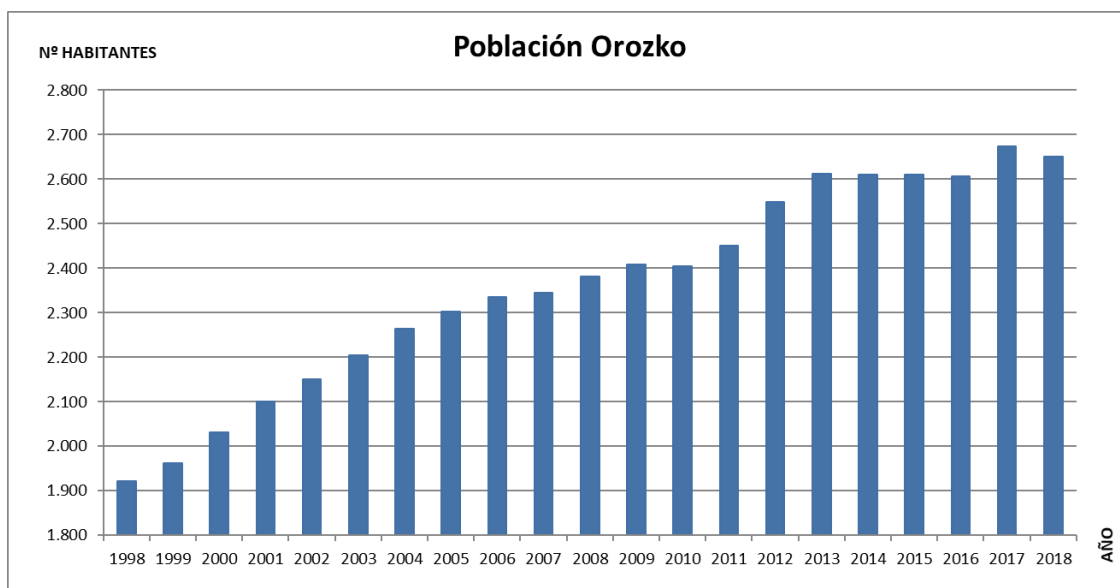


Figura 1: Número de habitantes censados en Orozko en las dos últimas décadas. (Propia)

En la *Figura 1* se muestra la población de la localidad de Orozko en los últimos 20 años, basándose en los datos aportados por el INE [29]. El número de habitantes censados en el municipio, para cada año de las dos últimas décadas, queda reflejado en la *Tabla 1*.

Tabla 1: Número de habitantes Orozko. (Propia)

AÑO	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	
HABITANTES	1.922	1.963	2.031	2.101	2.151	2.204	2.265	2.302	2.336	2.344	
2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	
	2.382	2.409	2.405	2.451	2.549	2.613	2.610	2.611	2.606	2.673	2.651

3. POBLACIÓN FUTURA

La población de diseño se ha determinado siguiendo las recomendaciones y directrices establecidas en las “NORMAS PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUAS Y SANEAMIENTO DE POBLACIONES” de la Dirección General de Obras Hidráulicas del antiguo MOPU [52]. La *Ecuación 1* define la población en el año de horizonte de diseño.

$$P_{diseño} = P_0 \cdot (1 + r)^t$$

(Ecuación 1)

Donde:

- r = Tasa de crecimiento acumulativo anual expresado en tanto por uno.
- $P_{diseño}$ = Población trascurridos t años desde el año P_0 .
- P_0 = Población en el año base o en el año actual.
- t = Diferencia de años entre P_0 y $P_{diseño}$

Conociendo los datos poblacionales del municipio para dos fechas separadas x años una de la otra, se ha determinado la tasa de crecimiento acumulativo siguiendo la *Ecuación 2*.

$$r = \left\{ \left(\frac{P_0}{P_x} \right)^{\frac{1}{x}} - 1 \right\} \cdot 100$$

(Ecuación 2)

Donde:

- x = Diferencia de años entre P_0 y P_x .
- P_x = Población existente x años antes del año P_0 .

Para una correcta determinación de “ r ”, las “NORMAS PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUAS Y SANEAMIENTO DE POBLACIONES” marcan que se han de tomar tres tasas con referencia a tres periodos de tiempo distintos (r_{10} , r_{20} y r_{50}).

Donde:

- r_{10} = Tasa de crecimiento para una diferencia de 10 años.
- r_{20} = Tasa de crecimiento para una diferencia de 20 años.
- r_{50} = Tasa de crecimiento para una diferencia de 50 años.

Una vez obtenidos los tres valores necesarios, se debe comprobar, para tener un valor coherente de “ r ”, que entre todos ellos no existan grandes diferencias, que todos ellos sean positivos y que no sean menores del 3%. Si estas tres condiciones se cumplen, se puede tomar “ r_{10} ” como valor definitivo de la tasa de crecimiento “ r ”.

En caso de detectar alguna anomalía en los supuestos anteriores, se puede calcular el valor de “r” siguiendo la *Ecuación 3*.

$$r = \frac{2 \cdot r_{10} + r'}{3}$$

(*Ecuación 3*)

Donde:

- r' = El valor más cercano a r_{10} de entre r_{20} y r_{50} .

La tasa de crecimiento acumulativo anual estudiada desde el año 1998 hasta el año 2018 (último año natural del que se tienen registros) ha sido calculada tal y como se representa en la *Ecuación 4* y en la *Ecuación 5*.

$$r_{20} = \left\{ \left(\frac{P_{2018}}{P_{1998}} \right)^{\frac{1}{20}} - 1 \right\} \cdot 100$$

(*Ecuación 4*)

$$r_{20} = \left\{ \left(\frac{2.651}{1.922} \right)^{\frac{1}{20}} - 1 \right\} \cdot 100 = 1,62\%$$

(*Ecuación 5*)

La tasa obtenida mediante la *Ecuación 5* tiene en cuenta la variación poblacional de los últimos 20 años. Si se calcula esta misma tasa, pero utilizando únicamente los datos poblacionales obtenidos en la última década, se obtiene el valor que se representa en la *Ecuación 7*.

$$r_{10} = \left\{ \left(\frac{P_{2018}}{P_{2008}} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 \right\} \cdot 100$$

(*Ecuación 6*)

$$r_{10} = \left\{ \left(\frac{2.651}{2.382} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 \right\} \cdot 100 = 1,08\%$$

(*Ecuación 7*)

Como se puede observar, ambas tasas son positivas e inferiores al 3%. No ha sido posible el cálculo de “ r_{50} ” debido a que no se tienen registros de los datos poblacionales del municipio más allá del año 1996.

Ambas tasas, aun cumpliendo los requisitos que marcan las normas para el cálculo de la tasa de crecimiento acumulativo final, son significativamente diferentes, contando “ r_{10} ” con un valor más reducido que “ r_{20} ”. Esta diferencia se entiende por el estancamiento de la población que ha sufrido el municipio de Orozko en los primeros años de esta última década, tal y como se ha expresado en la memoria, en el *Apartado 6.1 “Evolución histórica de la población”*.

Es complicado saber si este estancamiento que ha sufrido el municipio los últimos años será constante en el tiempo durante las próximas décadas, o si por el contrario es una tendencia puntual debida a la crisis o diversos factores transitorios. Por ello, y tratando de estar del lado de la seguridad, se ha calculado el valor de la tasa de crecimiento “ r ” siguiendo la *Ecuación 3*, representada anteriormente en este mismo apartado, que las normas establecidas por el MOPU marcan para los casos de anomalías. De esta forma, se obtiene un valor de “ r ” en el que se tienen en cuenta la tendencia de crecimiento de las dos últimas décadas, pero otorgándole una mayor importancia a los valores de los últimos años, puesto que es más posible que dicha tendencia sea la que se mantenga para un futuro cercano.

Con todo lo establecido en los apartados anteriores, se ha calculado el valor definitivo de la tasa de crecimiento acumulativa “ r ” mediante la *Ecuación 8* (modificación de la *Ecuación 3*), cuyo resultado se refleja en la *Ecuación 9*.

$$r = \frac{2 \cdot r_{10} + r_{20}}{3}$$

(Ecuación 8)

$$r = \frac{2 \cdot 1,08 + 1,62}{3} = 1,26\%$$

(Ecuación 9)

Se entiende por tanto que la población en el año 2044 será de alrededor de los 3.626 habitantes, tal y como se muestra mediante la *Ecuación 10*.

$$P_{2044} = 2.651 \cdot (1 + 0,0126)^{25} = 3.625,416 \text{ Habitantes}$$

(Ecuación 10)

4. POBLACIÓN DE DISEÑO

En la determinación de la población de diseño, para poder cuantificar el verdadero valor del volumen de aguas a tratar, no sólo hay que tener en cuenta el número de personas que viven en una ciudad, sino también el equivalente producido por los sectores primario, secundario y terciario.

Por este motivo se utiliza el concepto de HEQ. Este parámetro es una forma de expresar la materia orgánica total presente en las aguas residuales de un núcleo urbano, cuantificando todas las actividades que puedan generar contaminación. [41]

4.1 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA POBLACIÓN DE DISEÑO

Existen factores que influyen en la población de diseño, los cuales deberán ser estimados porque tienen incidencia sobre el volumen de aguas que llegará a la EDAR. Por ello, a lo largo del presente apartado se han analizado los diversos factores sospechosos de poder generar aguas residuales que tratar en la depuradora.

4.1.1 AGUAS RESIDUALES GENERADAS POR LA GANADERÍA Y LA AGRICULTURA

En relación con las aguas residuales procedentes de la ganadería y la agricultura, y tal y como se ha expresado en el *Apartado 4.4 “Situación socioeconómica”* de la memoria, la actividad ganadera en la zona no es considerable y sufre un fuerte estancamiento desde hace varios años. Además, las aguas residuales procedentes de la ganadería son responsabilidad de las personas encargadas de las actividades que generan estos residuos.

4.1.2 AGUAS RESIDUALES DE PROCEDENCIA INDUSTRIAL

En este sentido, no se ha considerado un caudal de industria, ya que las únicas industrias presentes en la zona se localizan en el polígono industrial Torrezar y en el barrio de Bengoetxea, ambas zonas muy próximas a la depuradora proyectada en Laudio/Llodio (EDAR de Basaurbe). Además, ambos polígonos industriales se encuentran aguas arriba de la futura EDAR de Basaurbe, al contrario de la EDAR diseñada en este proyecto. Por lo cual, como la depuradora de Basaurbe está a favor de la inclinación del terreno, será factible que llegue el agua a tratar únicamente por gravedad, haciendo que sea más sencillo este proceso de canalización de las aguas residuales de las empresas hacia la depuradora de Basaurbe que hacia la depuradora de Orozko, ya que esta última requeriría la necesidad de recurrir a sistemas de bombeos o similares.

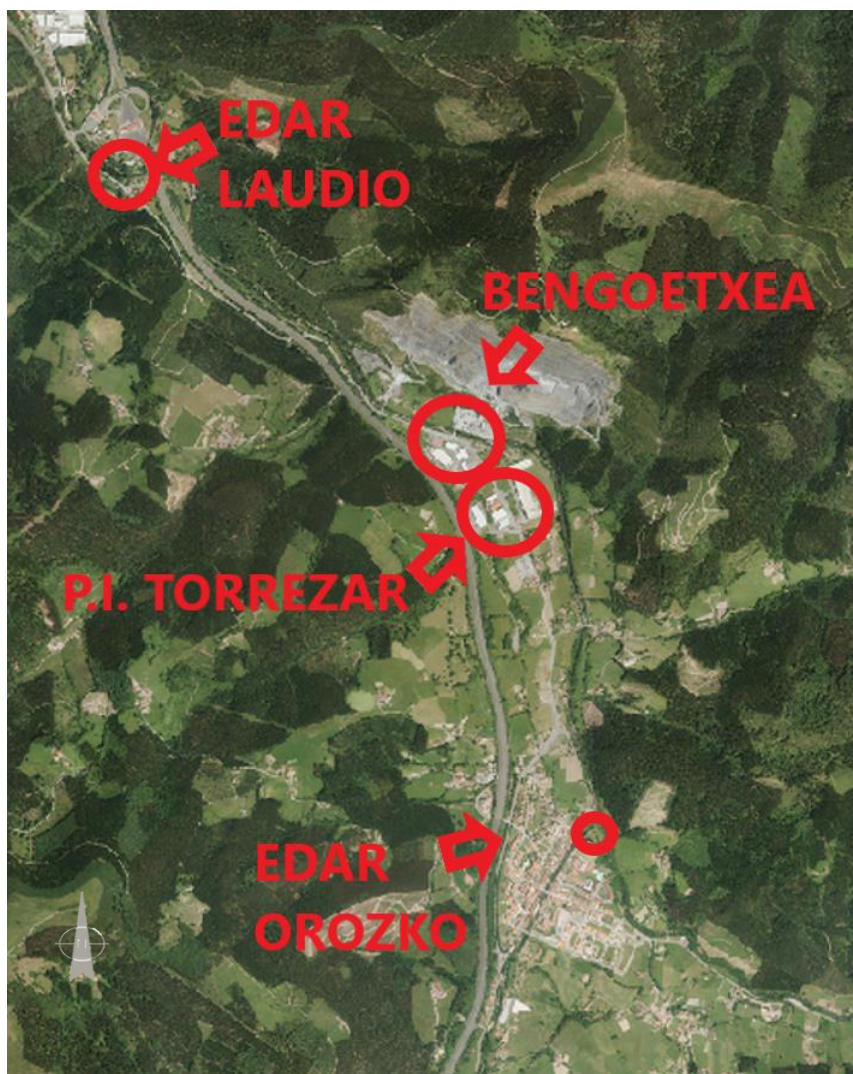


Figura 2: Mapa de la situación de la industria en Orozko. (Propia mediante Geoeskadi)

La Figura 2 muestra la situación de ambas zonas industriales respecto a la localización futura de las dos infraestructuras depuradoras. Por su parte, la Figura 3, representa el perfil del terreno, permitiendo apreciar la diferencia de cotas existentes entre los puntos de interés, reflejando así la idoneidad de enviar las aguas residuales industriales hacia la EDAR de Laudio/Llodio. Por lo tanto, la determinación de dichas aguas no ha sido tema a tratar en este proyecto.

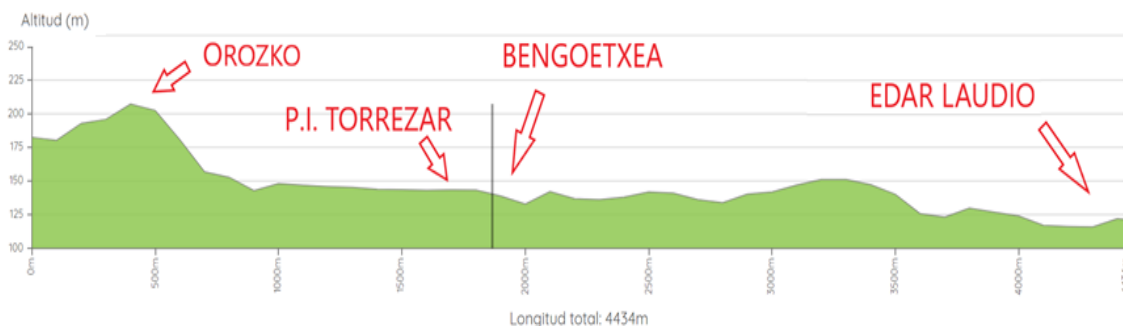


Figura 3: Perfil de la situación de la industria en Orozko. (Propia)

4.2 POBLACIÓN EQUIVALENTE

En conclusión, los HEQ determinan por tanto los volúmenes de aguas residuales generados y con ello se conocerán los caudales a los que tendrá que hacer frente la depuradora.

Para el cálculo de las aguas residuales no se ha tenido en cuenta el caudal generado por la agricultura o ganadería, al igual que pasaba con la actividad industrial. Esto implica que, para el cálculo de los HEQ, únicamente se ha usado el dato de la población estimada para el año de proyecto, calculada en el *Apartado 3 “Población futura”*. Por ello, el valor estimado de los HEQ, utilizado para el dimensionado de la depuradora, es de 3.626 HEQ.



ANEJO A LA MEMORIA N°5
CÁLCULOS HIDRÁULICOS



ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	4
2. EVOLUCIÓN DE LOS CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	5
2.1 DOTACIÓN ACTUAL.....	5
2.2 DOTACIÓN FUTURA.....	6
3. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO	7
3.1 CAUDAL ACTUAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.....	7
3.2 CAUDAL MEDIO (Q_M).....	7
3.3 CAUDAL PUNTA (Q_P).....	8
3.4 CAUDAL MÁXIMO ($Q_{MÁX}$)	9
3.5 CAUDAL MÍNIMO ($Q_{MÍN}$)	10
4. CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO	11

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Dotaciones máximas en l/habitante-día</i>	5
<i>Tabla 2: Coeficiente punta estimado en función de la población</i>	8
<i>Tabla 3: Caudales de diseño</i>	12

1. INTRODUCCIÓN

Dado que el volumen de aguas que llegará a la depuradora marca el dimensionado de los diferentes equipos y sistemas de depuración, ha sido necesario el cálculo de los caudales que llegarán a la depuradora en el año horizonte de proyecto. Por tanto, el objeto del presente anejo es el cálculo de los caudales de entrada a la EDAR, tanto provenientes de las aguas residuales urbanas como de las aguas pluviales recogidas por la red de saneamiento de la localidad de Orozko, estimados en base a la población del municipio esperada para el año 2044.

Los caudales de llegada a la EDAR están relacionados con la población a la que está destinada la depuradora, por ello, todos los cálculos recogido a lo largo del presente anejo han sido realizados en función de la población que verterá sus aguas residuales a la infraestructura (3.626 HEQ).

Mediante la realización de los diversos cálculos representados a lo largo del presente apartado, se ha tratado de estimar los caudales de entrada a los que tendrá que hacer frente la instalación. Para ello, se ha servido de documentos oficiales y estudios, de modo que se obtenga una estimación lo más próxima posible a la realidad.

2. EVOLUCIÓN DE LOS CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES

2.1 DOTACIÓN ACTUAL

Como punto de partida y antes del cálculo de los diferentes caudales de aguas fecales que entrarán a la EDAR, se ha tratado de conocer el valor de la dotación con la que cuenta el municipio. Se entiende por dotación a la cantidad de agua que se asigna para cada habitante, tomando en cuenta las pérdidas, expresado en litros/habitante-día.

Para poder determinar la dotación actual se utiliza la del agua de abastecimiento porque suelen ser los únicos datos registrados (conocido bien por los servicios municipales o por las empresas de suministro de agua local) y por tanto fiables sobre la cuantía de agua movida por la población. En caso de que no se tenga ningún dato al respecto, se tiende a coger la dotación de agua potable correspondiente a la población equivalente.

Dado que no se tienen valores reales de la dotación del municipio de Orozko, se han seguido las instrucciones referenciadas en la bibliografía [41]. La *Tabla 1*, mostrada a continuación, permite conocer las dotaciones de abastecimiento máximas con las que pueden contar los diferentes municipios en función de su población.

Tabla 1: Dotaciones máximas en l/habitante-día [21]

Población abastecida por el sistema (Municipio, área metropolitana, etc.)	Actividad industrial comercial		
	Alta	Media	Baja
Menos de 10.000	280	250	220
De 10.000 a 50.000	310	280	250
De 50.000 a 250.000	360	330	300
Más de 250.000	410	380	350

(*) Estas dotaciones incluyen las pérdidas en conducciones, depósitos y distribución. Se refieren, por tanto, al punto de captación o salida de embalses, es decir, a volúmenes suministrados.

La dotación máxima establecida (representada en l/hab·día), para poblaciones de menos de 10.000 habitantes y con un nivel de actividad industrial comercial bajo, es igual a $D_{\text{actual}} = 220$ l/hab·día.

La cantidad de agua recogida por los sistemas de saneamiento no es igual que la que se suministra por los canales de abastecimiento, ya que existen pérdidas del agua abastecida durante el consumo y transporte de esta. Para el cálculo del valor de la dotación de diseño se ha tenido en cuenta las pérdidas de agua por infiltración en el momento de su consumo.

Las pérdidas existentes entre el agua de abastecimiento y el agua residual que va a ser tratada no deben ser superiores al 20% del agua abastecida [26]. Dado que un 20% de pérdidas ya se considera una anomalía, cuando se determine que la diferencia entre el agua suministrada a los hogares y el agua residual a tratar es de entre 20% y 40% se deberá estudiar la red de saneamiento de agua, ya que es posible que se estén dando

pérdidas incontroladas. Por todo lo expuesto anteriormente, y suponiendo un correcto sistema de saneamiento de aguas residuales, la infiltración a la que deberá hacer frente el presente proyecto será menor del 20%.

Recurriendo a otras fuentes bibliográficas para la definición de los caudales de infiltración [47], se establece que la infiltración puede ser del orden del 10% de la dotación. En la *Ecuación 1* se representa el valor de la dotación de diseño obtenida mediante el uso de la indicación anterior, de modo que se ha usado un coeficiente reductor igual a 0,9.

$$D_{actual} = 0,9 \cdot 220 \cdot \frac{l}{hab \cdot día} = 198 \cdot \frac{l}{hab \cdot día}$$

(Ecuación 1)

2.2 DOTACIÓN FUTURA

Para el diseño de la EDAR, no es aconsejable basarse en los datos actuales de aguas residuales generadas, ya que es posible que la estación depuradora quede desfasada debido a la variación de volumen de aguas residuales que puede sufrir el municipio en los próximos años. Por ello, tal y como se ha explicado en la memoria, en el *Apartado 3 “Objetivos y alcance del proyecto”*, el diseño del saneamiento se suele efectuar para un período de vida útil de normalmente 25 años. Durante este intervalo de tiempo las instalaciones deben funcionar de manera correcta para garantizar el saneamiento de la zona de proyecto. De este modo, se ha realizado el cálculo de los diferentes caudales de entrada en previsión a las condiciones que se prevén puedan darse en el año de proyecto 2044.

La determinación de la dotación en el año de diseño se ha realizado de forma similar al cálculo de la población de diseño, teniendo en cuenta un coeficiente de mayoración “r”, pero en este caso el coeficiente de mayoración no será exactamente el mismo. Actualmente se tiende a adoptar valores entre el 0,5% y el 1% para no incrementar demasiado las dotaciones [33]. Se tiende a utilizar los anteriores valores para estos cálculos debido a que la evolución de la dotación es menor a la de la población. Para este caso se ha tomado un valor del 0,6%.

$$D_{diseño} = D_{actual} \cdot (1 + r)^t$$

(Ecuación 2)

$$D_{diseño} = 198 \cdot \left(1 + \frac{0,6}{100}\right)^{25} = 229,94 \frac{l}{hab \cdot día} \approx 230 \frac{l}{hab \cdot día}$$

(Ecuación 3)

Mediante la aplicación de la fórmula que se muestra en la *Ecuación 2*, se ha obtenido un valor de la dotación en el año de proyecto igual a $D_{diseño} = 230$ litros/habitante-día, tal y como se refleja mediante la *Ecuación 3*.

3. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO

3.1 CAUDAL ACTUAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Para el cálculo de los diferentes caudales de diseño, se ha partido de la estimación del caudal de aguas residuales domésticas, calculado a partir de la dotación de abastecimiento actual.

En el *Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”* se ha dado el valor de la población del municipio de Orozko (2.651 habitantes para el año 2018). A su vez, en el *Apartado 2.1 “Dotación actual”* se ha reflejado la estimación de la dotación actual ($D_{\text{actual}} = 198$ l/hab·día). Una vez conocidos ambos valores se ha realizado la estimación del volumen actual de aguas residuales generadas, el cual se muestra mediante la *Ecuación 5*.

$$Q = D_{\text{diseño}} \cdot P_{2018}$$

(Ecuación 4)

$$Q = 198 \cdot 2.651 = 524.898 \frac{l}{\text{día}} = 6,08 \frac{l}{\text{seg}} = 21,89 \frac{m^3}{h}$$

(Ecuación 5)

3.2 CAUDAL MEDIO (Q_m)

Se define como el caudal diario total al que tendrá que hacer frente la EDAR, obtenido mediante la multiplicación de la dotación prevista en el año de proyecto y la población de diseño, tal y como se representa en la *Ecuación 6*. Por tanto, para el cálculo de Q_m ha sido necesario conocer antes los valores de dotación y población para el año de proyecto 2044.

Para el año de proyecto se prevé una dotación igual a $D_{\text{diseño}} = 230$ l/hab·día (*Apartado 2.2 “Dotación futura”*), y un valor estimado de la población de 3.626 HEQ (*Anejo 4 “Cálculo de la población de diseño”*).

De la misma forma que se ha estimado el volumen de aguas residuales generado en la actualidad (*Apartado 3.1 “Caudal actual de aguas residuales domésticas”*), se ha podido estimar el caudal medio previsto que llegará a la EDAR. La *Ecuación 7* muestra el valor de Q_m que se espera pueda llegar a la infraestructura.

$$Q_m = D_{\text{diseño}} \cdot P_{2044}$$

(Ecuación 6)

$$Q_m = 230 \frac{l}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot 3.626 \text{ hab} = 833.980 \frac{l}{\text{día}} = 9,65 \frac{l}{\text{seg}} = 34,75 \frac{m^3}{h}$$

(Ecuación 7)

3.3 CAUDAL PUNTA (Q_p)

Contempla el incremento de caudal sobre el caudal medio, que se recibe de manera puntual en la planta a determinadas horas del día. Se calcula siguiendo la *Ecuación 8*.

$$Q_p = Q_m \cdot C_p$$

(Ecuación 8)

El coeficiente punta (C_p) viene influido por el tipo de comunidad a la que corresponde, siendo este coeficiente mayor en comunidades grandes donde no suelen darse grandes variaciones, y más reducido en poblaciones pequeñas más sensibles a variaciones de caudal. A modo de ejemplo suele darse que para comunidades pequeñas el Q_p es 4 veces mayor que el Q_m, mientras que para localidades grandes se establece que Q_p es 1,5 veces el Q_m.

De forma más precisa, y valiéndose en los estudios recogidos en la bibliografía del proyecto [5], se ha obtenido la siguiente tabla con los diversos valores del coeficiente punta en función de la población del municipio que se está analizando.

Tabla 2: Coeficiente punta estimado en función de la población. [5]

C _p	TAMAÑO DE LA POBLACIÓN (hab)
18,5	40
10,5	80
5,5	200
4	400
3	1.000
2,6	2.000
2,5	4.000
2,4	6.000
1,9	>100.000

Al no disponer de datos más fiables sobre el coeficiente punta, para el cálculo del caudal punta se ha utilizado la fórmula aportada por el antiguo ministerio MOPU 1983 (*Ecuación 9*).

$$Q_p = Q_m \cdot \left(1,15 + \frac{2,575}{Q_m^{\frac{1}{4}}} \right)$$

(Ecuación 9)

$$Q_p = 34,75 \cdot \left(1,15 + \frac{2,575}{34,75^{\frac{1}{4}}} \right) = 76,81 \frac{m^3}{h}$$

(Ecuación 10)

Se obtiene por tanto que el caudal punta es igual a $Q_p=76,81\text{m}^3/\text{h}$, tal y como se refleja en la *Ecuación 10*.

Conociendo el caudal medio y una vez obtenido el valor del caudal punta, es posible conocer mediante la *Ecuación 11* con que coeficiente punta se está trabajando. En base a las estimaciones mostradas en la *Tabla 2*, el valor del coeficiente punta obtenido es lógico teniendo en cuenta las dimensiones del municipio de Orozko.

$$C_p = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{76,81}{34,75} = 2,21$$

(*Ecuación 11*)

3.4 CAUDAL MÁXIMO ($Q_{\text{máx}}$)

Se define el caudal máximo como el máximo volumen de aguas, tanto residuales como pluviales, que pueden llegar a la EDAR en un momento determinado. Dado que se ha propuesto que el municipio trabaje con una red de saneamiento unitaria, el momento en el que se produzca la llegada del caudal máximo a la depuradora vendrá precedido de unas lluvias prolongadas en el municipio.

Ante la imposibilidad de calcular el volumen de aguas pluviales que pueden llegar a la depuradora se ha decidido trabajar con un coeficiente de seguridad. Mediante el coeficiente de seguridad utilizado se incrementa el caudal de diseño, de modo que se trabaja con un valor que se entiende que no va a ser sobrepasado con asiduidad a lo largo de la vida útil del proyecto.

En contadas ocasiones a lo largo de la vida útil de la EDAR, para que el dimensionado de la depuradora no sea excesivo, puede pasar que el caudal de llegada sea superior a la capacidad máxima calculada. En estas situaciones, como situación extraordinaria y hasta volver a unas condiciones de normalidad, se podrá desviar el caudal entrante al río sin tratar de modo que se asegure que los equipos de la depuradora no se vean dañados.

En general, se suele estimar el caudal máximo que puede llegar a planta como la mayoración del caudal punta en 1,5 a 2,5 veces [26]. Para este proyecto, con el objetivo de trabajar con un gran margen de seguridad para que las ocasiones en las que se supere la capacidad de la EDAR sean mínimas, se considera un caudal máximo 2,5 veces superior al caudal. En la *Ecuación 12* se representa el valor obtenido del caudal máximo.

$$Q_{\text{máx}} = Q_p \cdot 2,5 = 76,81 \cdot 2,5 = 192,03 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

(*Ecuación 12*)

Aun optando por la opción más restrictiva, dado que se trata de un caudal crítico para el diseño de la EDAR, se ha calculado también el caudal en base a lo establecido por la Norma British Standard B.S-8005 "Sewerage". De esta forma se optará por la opción que asegure estar trabajando con mayor margen de seguridad. [44]

La norma British Standard BS-8005 propone que los caudales de diseño aguas debajo de un aliviadero se calculen en base a la fórmula de Liverpool (*Ecuación 13*).

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m + \frac{1.360 \cdot P_d}{86.400} + 2 \cdot Q_{ind}$$

(*Ecuación 13*)

Donde:

- P_d = Población de diseño (número de habitantes).
- Q_{ind} = Caudal industrial (m³/h).

Dado que no se ha contado con el caudal industrial, se puede simplificar a la *Ecuación 14*.

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m + \frac{1.360 \cdot P_d}{86.400}$$

(*Ecuación 14*)

En resumen, la *Ecuación 15* estima el caudal máximo en función de la norma British Standard BS-8005.

$$Q_{m\acute{a}x} = 34,75 + \frac{1.360 \cdot 3.626}{86.400} = 91,83 \frac{m^3}{h}$$

(*Ecuación 15*)

Se ha optado por el caudal estimado mediante la *Ecuación 12* por ser el más restrictivo.

3.5 CAUDAL MÍNIMO ($Q_{mín}$)

Se define como el caudal mínimo necesario para el funcionamiento de la EDAR. Es importante durante los primeros años dado que se suele trabajar con caudales inferiores a los proyectados y se pueden producir retenciones.

En general, cuando no se disponen de datos suficientes de caudales, se suele considerar que en localidades pequeñas el caudal mínimo es alrededor del 30% del caudal medio diario. De la misma forma, para comunidades grandes, donde este efecto de caudal mínimo no es tan crítico, se puede trabajar suponiendo un caudal mínimo del 50% del caudal medio diario. [33]

Al igual que con el caudal máximo, se ha decidido trabajar con la situación más crítica de modo que se asegure estar del lado de la seguridad. La *Ecuación 16* muestra el valor final calculado del caudal mínimo.

$$Q_{mín} = Q_m \cdot 0,3 = 34,75 \cdot 0,3 = 10,42 \frac{m^3}{h}$$

(*Ecuación 16*)

4. CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO

En la *Tabla 3* se reúnen los diferentes caudales de diseño calculados en los apartados anteriores.

Tabla 3: Caudales de diseño. (Propia)

CAUDALES	
Caudal medio (Qm)	34,75 m ³ /h
Caudal punta (Qp)	76,81 m ³ /h
Caudal máximo (Qmáx)	192,03 m ³ /h
Caudal mínimo (Qmín)	10,42 m ³ /h



ANEJO A LA MEMORIA N°6
DIMENSIONAMIENTO DE LOS
PROCESOS



ÍNDICE DEL ANEJO

1. INTRODUCCIÓN	5
2. CRITERIOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO	6
2.1 DATOS DE PARTIDA	6
2.1.1 CAUDALES DE DISEÑO	6
2.1.2 CARGAS CONTAMINANTES	7
2.1.3 RESULTADOS A OBTENER	7
3. LÍNEA DE TRATAMIENTO PROYECTADA	8
4. DIMENSIONADO	9
4.1 LLEGADA DEL INFLUENTE A LA EDAR	9
4.2 PRETRATAMIENTO	11
4.2.1 POZO DE GRUESOS	11
4.2.2 TAMIZ ROTATIVO	15
4.3 REGULACIÓN DE CAUDAL PRETRATADO	16
4.4 TRATAMIENTO DE PLUVIALES	17
4.5 TRATAMIENTO BIOLÓGICO	18
4.5.1 TIPO DE PROCESO	18
4.5.2 NITRIFICACIÓN – DESNITRIFICACIÓN	20
4.5.3 VOLUMEN TOTAL REACTOR BIOLÓGICO	21
4.5.4 CÁLCULO DE LA AIREACIÓN	25
4.5.5 GEOMETRÍA DE LOS REACTORES BIOLÓGICOS	28
4.5.6 DEFOSFATACIÓN	28
4.6 DECANTADOR SECUNDARIO	29
4.7 TRATAMIENTO DE FANGOS	30

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Esquema de la EDAR de Orozko</i>	8
<i>Figura 2: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento</i>	9
<i>Figura 3: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento</i>	9
<i>Figura 4: Esquema del pozo de gruesos con cuchara bivalva</i>	11
<i>Figura 5: Cuchara bivalva seleccionada</i>	12
<i>Figura 6: Esquema tamiz rotativo</i>	15
<i>Figura 7: Esquemas de procesos de aireaciones prolongadas</i>	19
<i>Figura 8: Esquema del proceso de aireaciones prolongadas seleccionado</i>	19

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Caudales de diseño</i>	6
<i>Tabla 2: Parámetros contaminantes</i>	7
<i>Tabla 3: Parámetros límites de vertidos para la EDAR a diseñar</i>	7
<i>Tabla 4: Características técnicas cuchara bivalva</i>	12
<i>Tabla 5: Dimensiones pozo de gruesos</i>	13
<i>Tabla 6: Parámetros condicionantes para el dimensionado del pozo de gruesos</i>	13
<i>Tabla 7: Características técnicas tamiz rotativo</i>	16
<i>Tabla 8: Relación ente el reactor biológico y el tanque de desnitrificación</i>	21
<i>Tabla 9: Edad del fango en función del proceso biológico</i>	22
<i>Tabla 10: Parámetros según el proceso de fangos activos</i>	24
<i>Tabla 11: Factores punta</i>	27

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo del presente anejo se ha llevado a cabo la selección y dimensionado de los diferentes equipos que se han de emplear en la depuradora diseñada. El objetivo es dimensionar las diferentes operaciones necesarias para que la depuradora pueda recoger y tratar el agua residual del municipio, hasta que el efluente alcance las características que marca la ley vigente, recogidas en el *Apartado 2.1.3 “Resultados a obtener”*.

Se han tenido en cuenta parámetros fundamentales como el caudal y las cargas contaminantes que llegarán a la infraestructura, obtenidas en el resto de los anejos y representadas en el *Apartado 2 “Criterios generales de dimensionamiento”*.

El buen funcionamiento de la depuradora dependerá del correcto dimensionado de los elementos que componen la depuración, haciendo que un óptimo diseño permita reducir costes y aumentar rendimientos en la misma.

Dado que el proyecto se centra en el diseño del tratamiento del agua residual de la depuradora, no se han acometido los cálculos hidráulicos, ni los procedimientos constructivos necesarios para el desarrollo de la EDAR, centrándose únicamente en el dimensionado de los equipos de tratamiento. Además, dado que el tratamiento de fangos corresponde a la EDAR de Markijana, tal y como se menciona en el *Apartado 2 “Contexto”* y en el *Apartado 9 “Descripción del diseño de la EDAR”* de la memoria, no ha sido motivo de diseño el tratamiento de fangos.

2. CRITERIOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO

Existen ciertos criterios adoptados de gran relevancia para el correcto dimensionado de la EDAR, los cuales van a ser resumidos a lo largo del presente apartado. El sistema diseñado cuenta con una línea de tratamiento, dejando espacio para una segunda línea objeto de una futura ampliación.

La planta se diseña para los caudales de la situación futura calculados en el *Anejo 5 “Cálculo de caudales de diseño”*. Por su parte, el pretratamiento se albergará dentro de un edificio, de modo que se paliará la propagación de olores y se facilitarán procesos de retirada de residuos mediante cuchara bivalva, dado que esta podrá instalarse en la estructura del edificio.

En cuanto al tratamiento biológico, ha de desarrollarse un proceso biológico con nitrificación y desnitrificación, eliminación de DBO₅ y eliminación de fósforo, que permita que el efluente cuente con las características delimitadas por la normativa vigente.

Respecto a los caudales que llegarán a los diversos elementos de la depuradora, se han seguido los criterios que se desarrollan a continuación con el objetivo de que no se sobrepase la capacidad máxima de los diferentes equipos.

El pretratamiento ha sido diseñado para soportar el caudal máximo, el cual tiene en cuenta el máximo volumen de agua que se prevé llegue a la depuradora tras lluvias prolongadas. Por su parte, el tratamiento biológico trabajará en situaciones de caudal punta y caudal medio. Cuando a la depuradora llegue un caudal superior al punta, el excedente de pluviales segregado que no va a entrar al tratamiento biológico será desviado al tanque de tormentas.

2.1 DATOS DE PARTIDA

Para el dimensionado se ha partido de los valores adoptados para el diseño de la EDAR de Orozko, recogidos a lo largo de la memoria descriptiva. Los datos de partida necesarios para el dimensionado de los equipos están compuestos por los caudales de diseño, las características de la contaminación y los resultados a obtener.

2.1.1 CAUDALES DE DISEÑO

En la *Tabla 1* se reúnen los diferentes caudales de diseño, calculados en el *Anejo 5 “Cálculo de caudales de diseño”*.

Tabla 1: Caudales de diseño. (Propia)

CAUDALES	
Caudal medio (Qm)	34,75 m ³ /h
Caudal punta (Qp)	76,81 m ³ /h
Caudal máximo (Qmáx)	192,03 m ³ /h
Caudal mínimo (Qmín)	10,42 m ³ /h

2.1.2 CARGAS CONTAMINANTES

La *Tabla 2* establece las concentraciones de los diversos parámetros de contaminación que se darán en la EDAR de diseño. Se ha calculado el valor de estas concentraciones para las situaciones en las que la depuradora esté trabajando con caudal medio y punta.

Tabla 2: Parámetros contaminantes. (Propia)

Parametro contaminante	Carga [g/hab eq·d]	Carga total [mg/s]	Concentración con Qm [mg/l]	Concentración con Qp [mg/l]
SS	70	2.937,73	304,34	137,69
DBO ₅	60	2.518,06	260,86	118,02
DQO	150	6.295,14	652,16	295,05
NKT	12	503,61	52,17	23,60
PT	2	83,94	8,70	3,93

2.1.3 RESULTADOS A OBTENER

Los requerimientos establecidos para el agua tratada vienen impuestos por la legislación, tal y como se muestra en el *Apartado 7.2 “Caracterización y condiciones exigibles al vertido”* de la memoria, y están representados mediante la *Tabla 5*.

Tabla 3: Parámetros límites de vertidos para la EDAR a diseñar. (Propia)

Parámetro	Concentración máxima	% mínimo de reducción
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	25 mg/l	70-90
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/l	75
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l	90
Fósforo total	2 mg/l	80
Nitrógeno total	15 mg/l	70-80

3. LÍNEA DE TRATAMIENTO PROYECTADA

La *Figura 1* muestra el esquema de la depuradora de tratamiento, con la distribución de caudales que se dará.

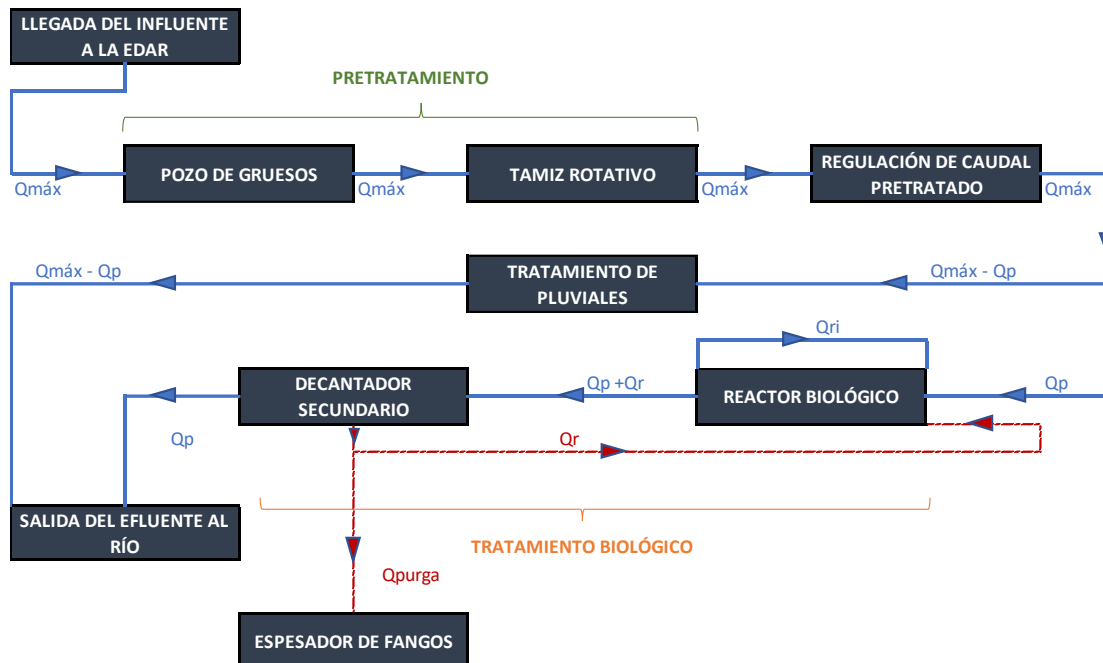


Figura 1: Esquema de la EDAR de Orozko. (Propia)

Se distinguen siete operaciones diferenciadas, las cuales han sido dimensionadas en el *Apartado 4 "Dimensionado"*. Concretamente los elementos a diseñar son los siguientes:

- *Llegada del influente a la EDAR.*
- *Pretratamiento*, compuesto por un pozo de gruesos y un tamiz rotativo.
- *Regulación del caudal pretratado.*
- *Tratamiento de pluviales.*
- *Tratamiento biológico*, donde tienen lugar los procesos de nitrificación, desnitrificación, eliminación de DBO_5 y eliminación de fósforo.
- *Decantación secundaria*, donde tiene lugar la separación sólido-líquido.
- *Tratamiento de fangos.*

4. DIMENSIONADO

El objeto del presente apartado consiste en la exposición de los criterios de diseño de los equipos de depuración previstos para la depuradora.

4.1 LLEGADA DEL INFLUENTE A LA EDAR

Las aguas llegarán directamente a la obra de llegada del pretratamiento de la EDAR a través de la red de saneamiento que se implantará en el municipio de Orozko. En la actualidad, la red de saneamiento únicamente opera en el núcleo central del municipio, donde la densidad de la población es mayor, sin llegar a dar servicio a las viviendas periféricas.

Los colectores recogen actualmente aguas residuales y aguas pluviales, existiendo tramos únicamente de aguas residuales y tramos de carácter unitario. Los cálculos efectuados en el presente anejo se han realizado suponiendo una ampliación de la red de saneamiento existente, hasta que esta de servicio a todo el municipio, la cual tendrá carácter unitario, tal y como se ha descrito en el *Apartado 10.3 “Sistema de saneamiento”* de la presente memoria.

La conexión entre el sistema de alcantarillado de Orozko y la obra de llegada se realizará por medio de un colector que conectará la futura depuradora con la red de saneamiento a su paso por el puente del río Altube, tramo que existe en la actualidad y que se muestra en la *Figura 2* y *Figura 3*.

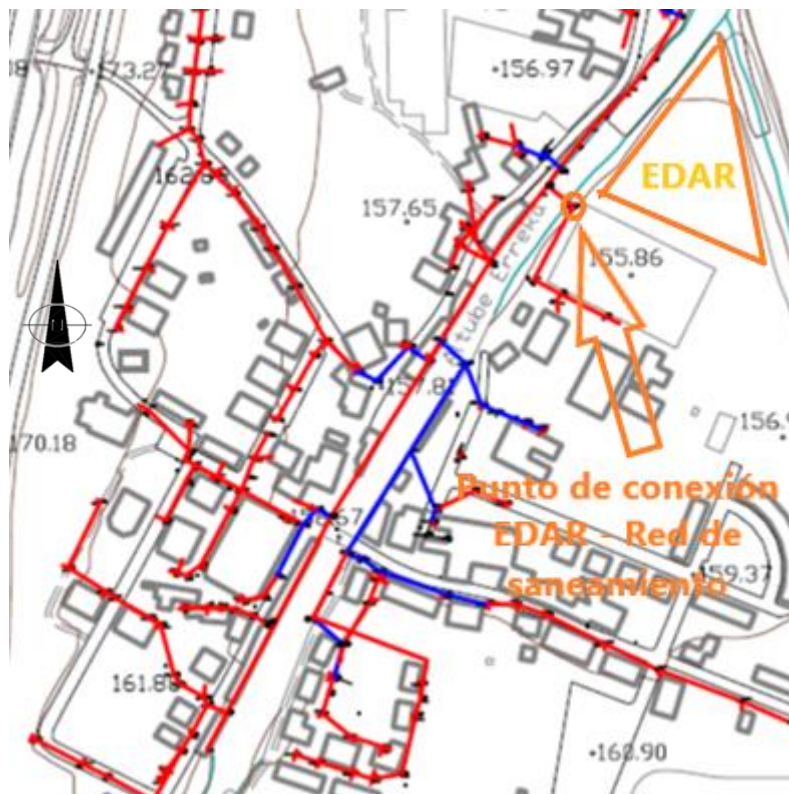


Figura 2: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento. (Propia)



Figura 3: Punto de conexión entre la EDAR y la red de saneamiento. (Propia)

Se ha dimensionado la EDAR para que permita la entrada del caudal máximo calculado en el *Anejo 5 “Cálculo de caudales de diseño”*, y representado en la *Tabla 1 del Apartado 2.2.1 “Caudales de diseño”*. Como la red cuenta con carácter unitario, llegarán aguas residuales y pluviales juntas, lo que puede provocar que, en momentos puntuales, tras grandes precipitaciones, puedan llegar volúmenes excesivos de aguas.

El caudal máximo se obtuvo seleccionando el mayor caudal existente entre las alternativas, con el objetivo de que no se superase el caudal a lo largo de la vida útil del proyecto. Aun así, en los años en los que la EDAR dé servicio, pueden producirse lluvias abundantes que, aunque en contadas ocasiones, pueden hacer que se supere el volumen del caudal máximo estimado.

Con el objetivo de evitar que se superen los caudales máximos establecidos se ha planteado el diseño de un aliviadero de entrada en la EDAR que desvíe el volumen de aguas sobrantes de nuevo al río de forma que no se dañen los equipos. Sin embargo, dado que la red de saneamiento está aún en fase de proyecto, se entiende que es preferible la instalación de varios aliviaderos de menor envergadura en diferentes puntos estratégicos de la red de saneamiento. Con ello se permitirá ir desviando el exceso de caudal de forma paulatina según este vaya discurriendo por los colectores.

Gracias a la instalación de los aliviaderos a lo largo de la red de saneamiento, habrá menos peligro de que un exceso de caudal producido por lluvias abundantes dañe las tuberías y colectores, y dado que el sistema aún no ha sido implantado no será un gasto mucho mayor que el de la instalación del aliviadero en la depuradora.

En esta situación, el caudal que llegará a la depuradora de Orozko será siempre inferior o igual al caudal máximo para el cual se han diseñado los equipos de pretratamiento.

4.2 PRETRATAMIENTO

La solución elegida para el pretratamiento constará de un pozo de gruesos, equipado con una reja de muy gruesos, y un tamiz rotativo. Al optar por un tamiz con una luz de paso estrecha (0,25 mm) y contando con que gran parte de las arenas serán retiradas en el pozo de gruesos, no se ha creído conveniente el dimensionado de un desarenador para completar el pretratamiento.

4.2.1 POZO DE GRUESOS

Es el primer elemento de eliminación de contaminantes que aparece en la EDAR. Se diseña con el objetivo de retirar una elevada cantidad de sólidos de gran tamaño y arenas que, dada su naturaleza, no es posible su degradación por los sistemas convencionales de depuración.

En el pozo de gruesos, al disminuir la velocidad de desplazamiento del agua, se logra aumentar el tiempo de retención hidráulico hasta unos valores que permiten que se depositen en el fondo los sólidos de gran tamaño y mayor densidad que el agua. Además, se instalará una reja de muy gruesos que impedirá el paso de grandes objetos, para que estos no puedan dañar el resto de los equipos que componen el tratamiento.

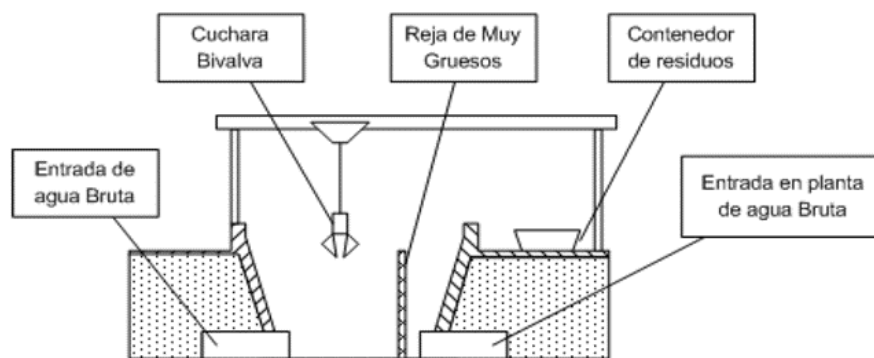


Figura 4: Esquema del pozo de gruesos con cuchara bivalva. [35]

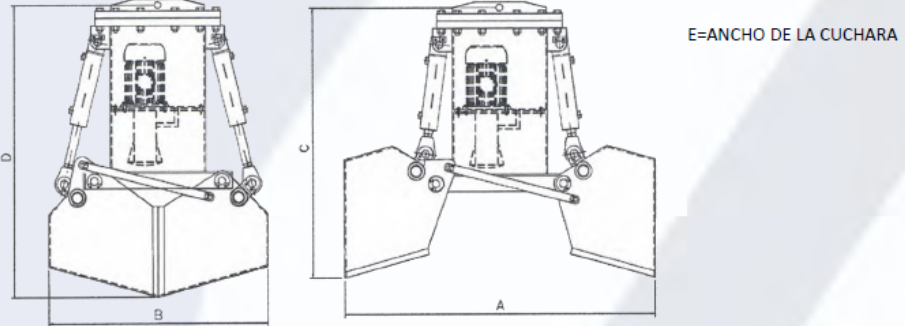
Para la extracción de los residuos se instala un equipo denominado cuchara bivalva o polipasto que es accionada mediante un motor electrohidráulico. Su manejo es generalmente manual, introduciéndolo el personal periódicamente en posición abierta hasta el fondo del pozo, donde se cierra para recoger los residuos. Posteriormente es elevada y tras dejar reposar un tiempo para eliminar el agua, dichos residuos son depositados en un contenedor de almacenamiento de residuos.

El pozo de gruesos se ha diseñado de forma que se establezca un tiempo de retención hidráulico que permita la decantación de los sólidos gruesos y las arenas. A su vez, las dimensiones del pozo deben facilitar el correcto manejo de la cuchara sin impedir su apertura y los movimientos necesarios para la retirada de los residuos.

Se ha seleccionado una cuchara bivalva (*Tabla 4*) del catálogo mostrado en la bibliografía [10]. En base a ello se ha dimensionado el volumen del pozo, a partir del cual se ha comprobado sí se cumplen las condiciones exigidas y que se exponen en la *Tabla 2*.

Los residuos acumulados en el pozo de gruesos se retiran, mediante la cuchara bivalva de representada en la *Figura 5*.

Tabla 4: Características técnicas cuchara bivalva. [10]



Modelo	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm
CBV-100	870	1080	1175	1136	438
CBV-250	1450	1360	1130	1650	710
CBV-300	1520	1580	1545	1438	620
CBV-500	1520	2000	2020	1833	766
CBV-600	1520	2000	2080	1920	800
CBV-750	1575	1435	1580	1850	710
CBV-900	1720	2250	2340	2160	900
CBV-1000	2025	1840	1760	2340	920
CBV-1250	1920	25000	2600	2400	1000
CBV-1500	2060	2680	2800	2580	1060
CBV-1800	2200	2750	3000	2760	1160
CBV-2000	2300	1980	2400	2960	1200

Modelo	Capacidad m3	Potencia Cv/Kw	Presión bares	Tiempo Cierre seg	Tiempo Apertura seg	Peso kg
CBV-100	0,10	1,5/1,1	100	6	2,5	450
CBV-250	0,25	2/1,50	100	8	4,5	580
CBV-300	0,30	3/2,2	100	8	4,5	610
CBV-500	0,50	4/3	120	8,5	4,5	630
CBV-600	0,60	5,5/4	120	8	5	670
CBV-750	0,75	7,5/5,5	130	8	5	800
CBV-900	0,90	7,5/5	130	10	5,5	925
CBV-1000	1,00	10/7,5	130	10	5	1150
CBV-1250	1,20	10/7,5	130	11	6	1250
CBV-1500	1,50	10/7,5	130	11	6	1350
CBV-1800	1,80	15/10	130	12	6	1675
CBV-2000	2,00	25/18,5	130	12	6	2100

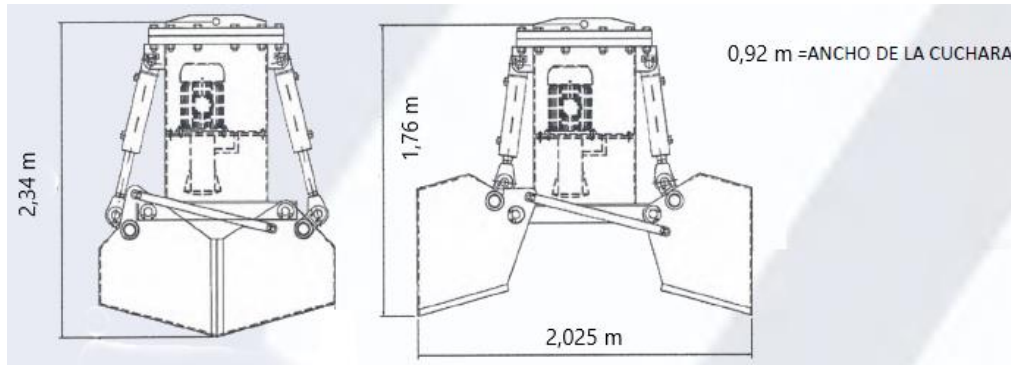


Figura 5: Cuchara bivalva seleccionada. (Propia)

En base a las dimensiones adoptadas para la cuchara bivalva se ha dimensionado un pozo de gruesos que facilite la correcta extracción de los sólidos muy gruesos y de las arenas. En la *Tabla 5* se adjunta el dimensionado del pozo de gruesos en función de la cuchara bivalva seleccionada.

Tabla 5: Dimensiones pozo de gruesos. (Propia)

	Dimensiones
Largo	2,5 m
Ancho	2 m
Altura	2,5 m
Volumen	12,5 m ³

Además de permitir la maniobrabilidad de la cuchara bivalva, existen diversos parámetros que condicionan la disposición del pozo de gruesos (*Tabla 6*), los cuales deben ser cumplidos para asegurarse un proceso de desbaste adecuado.

Tabla 6: Parámetros condicionantes para el dimensionado del pozo de gruesos. [35]

Parámetro	Valor
Carga superficial (m ³ /m ² ·h)	< 500 (a caudal máximo)
	<100 (a caudal medio)
Tiempo de retención hidráulica (min)	> 2 (a caudal máximo)
	> 10 (a caudal medio)
Profundidad del pozo (m)	> 2
Inclinación paredes (°)	> 70

Mediante la *Ecuación 1* es posible relacionar el volumen del pozo dimensionado con el tiempo de retención hidráulico.

$$V_p = TRH \cdot Q$$

(Ecuación 1)

Donde:

- V_p = Volumen del pozo de gruesos (m^3).
- TRH = Tiempo de retención hidráulico (s).
- Q = Caudal (m^3/s).

Conocido el volumen del pozo de gruesos se ha comprobado que el tiempo de retención en condiciones de caudal punta y de caudal medio cumple con los valores establecidos en la [Tabla 6](#).

$$TRH = \frac{V_p}{Q}$$

(Ecuación 2)

$$TRH = \frac{V_p}{Q_m} = \frac{12,5 \cdot 3600}{34,75} = 1294,96 \text{ seg} = 21,58 \text{ min} > 10 \text{ min}$$

(Ecuación 3)

$$TRH = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{12,5 \cdot 3600}{192,03} = 234,34 \text{ seg} = 3,9 \text{ min} > 2 \text{ min}$$

(Ecuación 4)

Respecto a la carga superficial, esta puede ser entendida como la cantidad de caudal (m^3/h) de aguas residuales que es tratada por cada unidad de superficie (m^2) del tanque o reactor. Viene definida por la [Ecuación 5](#).

$$C_s = \frac{Q}{S}$$

(Ecuación 5)

Donde:

- C_s = Carga Superficial ($m^3/m^2 \cdot h$)
- S = Superficie del pozo (m^2)

Al igual que para el tiempo de retención hidráulico, se comprueba que cumple para los estados de caudal medio y caudal punta.

$$C_s = \frac{Q_m}{S} = \frac{34,75}{2,5 \cdot 2} = 6,95 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} < 100 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

(Ecuación 6)

$$C_s = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} = \frac{192,03}{2,5 \cdot 2} = 38,41 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} < 500 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

(Ecuación 7)

Tras el pozo de gruesos se dispondrá de unas barras que mantengan los sólidos muy gruesos en el pozo hasta que estos sean retirados mediante la cuchara bivalva. Se ha optado por una reja de dimensiones normales respecto al dimensionado de este tipo de desbaste y que estará formada por cuatro barroses de 1 cm de espesor cada uno y separados 4 cm entre ellos.

4.2.2 TAMIZ ROTATIVO

Para completar el pretratamiento se ha optado por utilizar un tamiz rotativo del catálogo referenciado a continuación [48]. La función de este equipo es la de la separación de sólido-líquido mediante la filtración del líquido que entra en el tamiz rotativo. [43]

El líquido llega al tamiz a través de la tubería de entrada situada en la parte superior donde se distribuye uniformemente a lo largo de todo el tambor filtrante, el cual está girando de continuo (Figura 6).

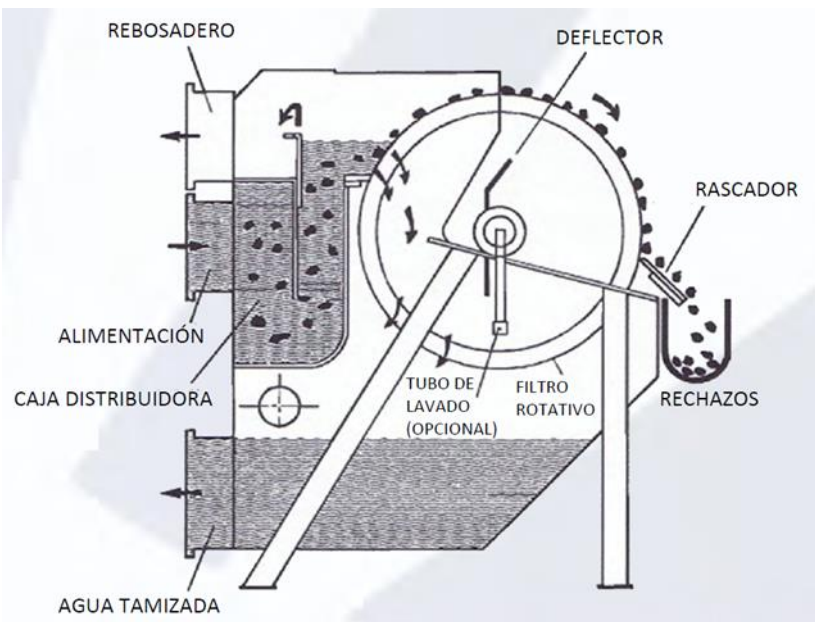


Figura 6: Esquema tamiz rotativo. [48]

Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie del cilindro, que por medio de su rotación son desplazadas hacia las rasquetas que son las encargadas de separarlas y depositarlas sobre la bandeja de descarga. El líquido se filtra a través de la malla especial de ranura continua con un perfil trapezoidal, gracias a su perfil, alivia rápidamente el afluente que pasa a través de ella y finalmente pasa a la tubería de salida. Gracias a su constitución y los dispositivos de auto limpieza es un equipo preparado para trabajar de continuo con un mínimo de mantenimiento tanto de limpieza como mecánico.

Para el presente dimensionado se ha optado por una disposición de un tamiz de tipo rotativo con una luz de paso lo más pequeña posible, 0,25 mm, de tal forma que la práctica totalidad de las arenas queden retenidas en este aparato, de forma que no sea necesario la implantación de un equipo de desarenado posterior.

Tabla 7: Características técnicas tamiz rotativo. [48]

Modelo	Capacidad en m ³ /h (Luz malla, mm)								
	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00	2,50	3
TRF-24/25	9	15	20	25	27	30	35	40	45
TRF-24/50	12	20	25	30	25	40	47	52	55
TRF-30/30	2	5	6	9	10	12	16	20	30
TRF-40/23	14	25	34	40	50	65	70	70	80
TRF-40/50	30	50	71	77	85	98	113	125	135
TRF-40/80	49	86	115	124	148	158	183	202	217
TRF-40/100	58	100	138	148	160	188	220	240	260
TRF-63/30	27	48	65	80	90	105	115	115	125
TRF-63/50	50	80	110	140	160	180	190	190	210
TRF-63/60	55	100	135	170	190	215	230	230	250
TRF-63/75	70	120	160	205	240	280	290	290	310
TRF-63/90	85	150	205	252	290	325	350	350	375
TRF-63/100	100	170	225	285	320	360	385	385	400
TRF-63/120	110	200	270	340	380	430	480	480	510
TRF-63/150	135	250	340	420	480	540	580	580	610
TRF-63/180	170	300	415	505	560	650	700	700	730
TRF-91/200	275	476	665	785	915	1000	1000	1300	1340
TRF-91/300	410	715	1000	1175	1375	1575	1875	2075	2120
TRF-120/300	575	1024	1386	1473	1650	1910	2244	2507	2719
TRF-120/400	747	1332	1802	1914	2016	2484	2917	3259	3534

El tamiz escogido (TRF-91/200) cuenta con un paso de de 0,25 mm, y es capaz de tratar un caudal de 275 m³/h, por lo que cuenta con capacidad suficiente para tratar el agua residual que se espera pueda llegar a la depuradora.

4.3 REGULACIÓN DE CAUDAL PRETRATADO

Seguido del tamizado se ha diseñado la instalación de un aliviadero previo al tratamiento biológico. Este aliviadero consiste en una arqueta provista de dos compartimentos, al primero de los cuales se dirige el caudal previsto para el tratamiento biológico. El agua desviada por el segundo compartimento irá a parar al tratamiento de pluviales previsto en la EDAR.

La finalidad de este aliviadero se debe a que el tratamiento biológico no está dimensionado para soportar un caudal superior al caudal punta calculado, en el *Anejo 5 "Cálculo de caudales de diseño"*. El caudal punta a tratar será de 76,81 m³/h para el escenario de diseño.

A fin de segregar el excedente de agua pretratada sobre caudal punta, si es el caso, el aliviadero diseñado deberá disponer de una longitud marcada para impedir el paso incontrolado de aguas pretratadas.

Esta diferencia entre el caudal máximo y punta es el volumen de agua que será evacuado hacia el tanque de tormentas, para que sea retenido allí. Para el dimensionamiento de este aliviadero, que supondremos de tipología rectangular, se tendrá en cuenta que deberá desaguar un caudal de 115,22 m³/h (*Ecuación 10*). [45]

La *Ecuación 8* relaciona el caudal del vertido que irá a la segunda arqueta con la longitud con la que deberá disponer el aliviadero.

$$Q_{tp} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

(Ecuación 8)

Donde:

- Q_{tp} = Caudal vertido hacia el tratamiento de pluviales desde el aliviadero (m^3/h).
- μ = Coeficiente del caudal del vertedero (adimensional).
- h = altura de lámina de agua sobre el vertedero (m).
- L = Longitud del vertedero (m).
- g = gravedad (m/s^2).

Se puede estimar un valor de 0,45 para el coeficiente del vertedero ($2/3 \cdot \mu$), con lo que se llega a la expresión que aparece en la *Ecuación 9*.

$$Q_{tp} = 0,45 \cdot L \cdot 0,16 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,16}$$

(Ecuación 9)

$$Q_{tp} = Q_{m\acute{a}x} \cdot Q_p = 192,03 - 76,81 = 115,22 \text{ m}^3/h$$

(Ecuación 10)

$$L = \frac{115,22}{3600 \cdot 0,45 \cdot 0,16 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,16}} = 0,25 \text{ m}$$

(Ecuación 11)

Recogiendo lo obtenido en la *Ecuación 11*, será necesario un aliviadero de 0,25 m.

4.4 TRATAMIENTO DE PLUVIALES

Tanto los aliviaderos que estén dispuestos a lo largo de la red de saneamiento como el que se dispone tras el pretratamiento, deberán ir acompañados de unos depósitos de retención con capacidad de almacenamiento que permitan albergar sobredosis de agua.

Por tanto, para el almacenamiento de los caudales de lluvia que superen el máximo de tratamiento previsto se ha proyectado la ejecución de un tanque de tormentas conectado a la salida del pretratamiento. El agua que llegará al tratamiento de pluviales corresponde al de la primera lluvia, que es donde se arrastran todos los residuos que el agua recoge de las calles durante una lluvia. [22]

En resumen, el objetivo del tanque será el de almacenar el excedente de pluviales segregado, una vez pretratado, durante un tiempo determinado para, ya en tiempo seco, dirigirlo al tratamiento biológico. El caudal máximo que llegará al tratamiento de

pluviales se dará cuando a la depuradora llegue el caudal máximo, en el que el tanque de tormentas estaría albergando 115,22 m³/h (*Ecuación 10*).

El tanque de tormentas diseñado contará con una geometría rectangular y dispondrá del volumen necesario para almacenar los caudales de lluvia durante, al menos, 20 minutos, tiempo suficiente para evitar el vertido sin tratamiento. [46]

En la *Ecuación 13* se muestra el volumen necesario para poder albergar el agua acumulada en un tiempo de retención de media hora.

$$V_{tp} = (Q_{m\acute{a}x} - Q_p) \cdot TRH$$

(*Ecuación 12*)

Donde:

- V_{tp} = Volumen del tanque de tormentas (m³).
- TRH = Tiempo de retención hidráulico (h).

$$V_{tp} = 115,22 \cdot 0,5 = 57,61 \text{ m}^3$$

(*Ecuación 13*)

El tanque de tormentas proyectado contará con unas dimensiones de 7 m de largo, 3,5 m de ancho y 2,5 m de altura útil, lo que se traduce en un volumen de almacenamiento de aguas pretratadas de 61,25 m³. El tiempo de retención mínimo que asegura el volumen adoptado es de 31,9 minutos.

4.5 TRATAMIENTO BIOLÓGICO

4.5.1 TIPO DE PROCESO

El proceso adoptado consiste en el tratamiento biológico de aguas residuales mediante la aireación prolongada con nitrificación y desnitrificación. Se encuadra dentro de los procesos de fangos activos de baja carga, en el que su carga másica es inferior a 0,2 kg DBO₅/kg SSLM · d.

Los tipos más comunes para este tipo de proceso son el reactor tipo Orbal, carrusel, CCAS (sistema de aireación a contracorriente), Biolac. En la *Figura 7* se pueden ver los diferentes esquemas posibles para un tratamiento de aireación prolongada. Los diferentes procesos se distinguen en su distribución de las zonas óxica y anóxica, y los puntos de aireación.

Las condiciones aerobias en el reactor se logran mediante el empleo de difusores, que además de oxigenar permiten la homogeneización del contenido del reactor evitando, a la vez, la sedimentación de los floculos.

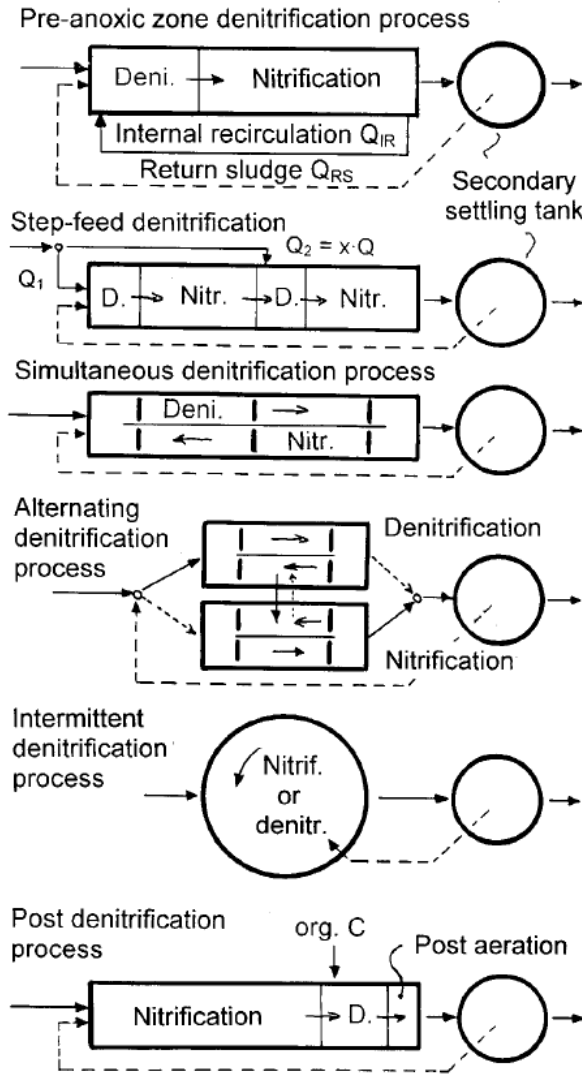


Figura 7: Esquemas de procesos de aireaciones prolongadas. [12]

El proceso seleccionado para la EDAR diseñada consiste en una primera fase anóxica, donde se produce la desnitrificación exógena por asimilación de la materia carbonosa, y una segunda fase con aireación, de degradación de la materia orgánica y nitrificación. Esta configuración ofrece garantías en la obtención de los valores deseados de N_T y P_T en el efluente de la planta.

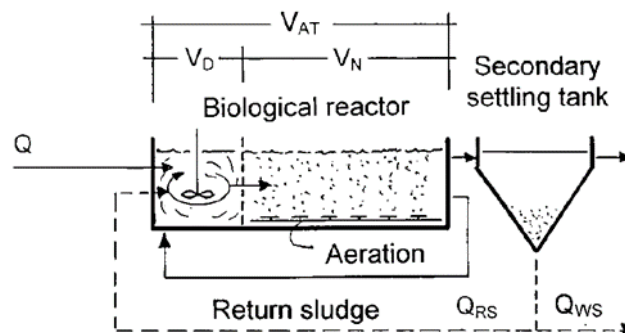


Figura 8: Esquema del proceso de aireaciones prolongadas seleccionado. [12]

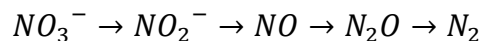
El diseño del proceso de depuración se ha llevado a cabo siguiendo las indicaciones establecidas por la norma alemana “GERMAN ATV-DVWK RULES AND STANDARDS” en su apartado sobre el dimensionado de plantas de tratamiento por fangos activos o aireaciones prolongadas “Standard ATV-DVWK-A 131” [12].

A lo largo del apartado se ha dimensionado el reactor biológico, especificando, según la norma, el volumen del reactor biológico y la cantidad de oxígeno necesaria para permitir el correcto desarrollo del proceso. El volumen del reactor biológico (V_{AT}) vendrá dado por los tanques de nitrificación y desnitrificación.

4.5.2 NITRIFICACIÓN – DESNITRIFICACIÓN

Tal y como se ha explicado en el *Apartado 4.5.1 “Tipo de proceso”*, dentro del reactor biológico diseñado para el tratamiento de aguas residuales, se dará un proceso de nitrificación – desnitrificación. El volumen del reactor de nitrificación vendrá dado por la cantidad necesaria de nitratos a desnitrificar.

El agua llegará en primera instancia a la zona anóxica, donde se dará el proceso de desnitrificación. En la desnitrificación se da un proceso de reducción de nitratos hasta nitrógeno molecular N_2 (gas), apareciendo como productos intermedios nitritos, óxido nítrico y óxido nitroso:



La cantidad de nitratos a reducir se obtiene siguiendo la formula representada por la *Ecuación 15*.

$$NO_3^- \text{ a reducir} = N_{\text{nitrificable}} - NO_3^- \text{ salida}$$

(Ecuación 15)

El valor de $N_{\text{nitrificable}}$ viene dado por la *Ecuación 16*, mientras que el de NO_3^- salida se ha obtenido por la *Ecuación 18*.

$$N_{\text{nitrificable}} = NKT_{\text{entrada}} - NKT_{\text{salida}} - N_{\text{fango}}$$

(Ecuación 16)

Donde:

- NKT_{entrada} = Nitrógeno Kjeldahl a la entrada (mg/l).
- NKT_{salida} = Nitrógeno Kjeldahl a la salida (mg/l).
- N_{fango} = Cantidad de nitrógeno eliminado con el fango (mg/l).

$$N_{\text{fango}} = 0,05 \cdot 260,86 = 13,04 \frac{mg}{l}$$

(Ecuación 17)

$$NO_3^- \text{ salida} = NT_{\text{salida}} - NKT_{\text{salida}}$$

(Ecuación 18)

$$NO_3^- \text{ a reducir} = NKT_{\text{entrada}} - NKT_{\text{salida}} - N_{\text{fangos}} - (NT_{\text{salida}} - NKT_{\text{salida}})$$

(Ecuación 19)

$$NO_3^- \text{ a reducir} = 52,17 - 2 - 13,04 - (0 - 15) = 22,13 \frac{mg}{l}$$

(Ecuación 20)

La *Ecuación 20* muestra la cantidad de nitratos que serán necesarios reducir en el proceso de desnitrificación.

4.5.3 VOLUMEN TOTAL REACTOR BIOLÓGICO

El dimensionado del reactor de desnitrificación vendrá dado por la relación mostrada en la *Ecuación 21*.

$$\frac{NO_3^- \text{ a reducir}}{DBO_5}$$

(Ecuación 21)

$$\frac{NO_3^- \text{ a reducir}}{DBO_5} = \frac{22,13}{260,86} = 0,0848$$

(Ecuación 22)

Tabla 8: Relación ente el reactor biológico y el tanque de desnitrificación. [12]

V_D/V_{AT}	Pre-anoxic zone denitrification and comparable processes
0.2	0.11
0.3	0.13
0.4	0.14
0.5	0.15

En función del valor obtenido, siguiendo la *Tabla 8* recogida en la norma, habría que dimensionar un volumen para la desnitrificación menor que $V_D/V_{AT} = 0,2$. Sin embargo, la norma establece lo siguiente:

“Denitrification volumes smaller than $V_D/V_{AT} = 0.2$ and greater than $V_D/V_{AT} = 0.5$ are not recommended for dimensioning.” [12]

Por ello, para el caso de la EDAR diseñada, dado que el volumen de nitratos a reducir por influente de DBO₅ no llega al mínimo marcado, se ha optado por una relación $V_D/V_{AT} = 0,2$, dado que es el mínimo que recomienda la norma “Standard ATV-DVWK-A 131”.

Una vez se ha establecido la relación entre el volumen del tanque anaerobio y el del reactor total, puede obtenerse el volumen del reactor biológico en función de la [Ecuación 23](#).

$$V_{AT} = \frac{\theta \cdot F_{exceso}}{SSLM}$$

(Ecuación 23)

Donde:

- V_{AT} = Volumen del reactor biológico (m³).
- θ = Edad del fango (días).
- F_{exceso} = Cantidad de fangos en exceso (kg/d).
- $SSML$ = Concentración de sólidos en el reactor biológico (kg/m³)

La norma [12], mediante la Tabla 9, muestra las diferentes edades del fango posibles en función del proceso biológico, la temperatura del agua y las dimensiones de la EDAR.

La norma diferencia entre plantas que reciban hasta una carga diaria de 1.200 kg/d de DBO₅ y las que superan los 6.000 kg/d. Para el caso de la EDAR de Orozko, partiendo de las cargas contaminantes mostradas en el [Apartado 2.1.2 “Cargas contaminantes”](#), se está trabajando con una carga diaria igual a 217,56 kg/d, de modo que se está en el primero de los casos.

Tabla 9: Edad del fango en función del proceso biológico. [12]

	Up to 1,200 kg/d		Over 6,000 kg/d	
	10° C	12° C	10° C	12° C
Without nitrification	5		4	
With nitrification	10	8.2	8	6.6
With nitrogen removal				
$V_D/V_{AT} = 0.2$	12.5	10.3	10.0	8.3
0.3	14.3	11.7	11.4	9.4
0.4	16.7	13.7	13.1	11.0
0.5	20.0	16.4	16.0	13.2
Sludge stabilisation incl. nitrogen removal	25		Not recommended	

Según la [Tabla 9](#), para una temperatura de 12 grados se tendría una edad de fango de $\theta=10,3$ días.

En la memoria, en el *Apartado 4.5.2 “Temperaturas”*, se muestra que la temperatura media del municipio es de 13,2° para el año 2017. Dado que la temperatura del agua residual suele ser ligeramente superior a la media del ambiente, se ha decidido calcular la edad del fango para una temperatura de 14° mediante la *Ecuación 24*.

$$\theta = FS \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-t)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{V_D}{V_{AT}}}$$

(Ecuación 24)

Donde:

- FS = Factor de seguridad (adimensional).

Based on all previous experience it is recommended, for municipal plants with a dimensioning capacity up to $B_{d,BOD,I} = 1,200$ kg/d (20,000 PT), to reckon with $SF = 1.8$ due to the more pronounced influent load fluctuation and for $B_{d,BOD,I} \geq 6,000$ kg/d (100,000 PT) with $SF = 1.45$.

Figura 8: Extracto de la norma sobre el factor de seguridad. [12]

La *Figura 8* muestra que para un influente de hasta 1.200 kg/d, el coeficiente de seguridad será de 1,8, todo ello basado en experiencias en plantas municipales de depuración.

$$\theta = \frac{1,8 \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-14)}}{1 - 0,2} = 8,44 \text{ días}$$

(Ecuación 25)

Respecto a la producción de fangos en exceso, se ha seguido la *Ecuación 26*.

$$F_{exceso} = 0,6 \cdot \text{CargadiariaSS} + \left(0,75 - \frac{0,1 \cdot F_T \cdot \theta}{1 + 0,17 \cdot F_T \cdot \theta} \right) \cdot \text{CargadiariaDBO}_5$$

(Ecuación 26)

Donde:

- FT = Factor temperatura

El cálculo del factor temperatura para la respiración endógena se obtiene mediante la *Ecuación 27*.

$$F_T = 1,072^{(T-15)} = 1,072^{(14-15)} = 0,9328$$

(Ecuación 27)

La *Ecuación 28* refleja la cantidad de fangos en exceso obtenidos.

$$F_{exceso} = 0,6 \cdot 253,82 + \left(0,75 - \frac{0,1 \cdot 0,9328 \cdot 8,44}{1 + 0,17 \cdot 0,9328 \cdot 8,44}\right) \cdot 217,56 = 242,21 \frac{kg}{d}$$

(Ecuación 28)

La norma recomienda la estimación de concentración de sólidos en el reactor biológico igual a 3,5 kg/m³.

Con la determinación de los diferentes parámetros definidos mediante la *Ecuación 25* y la *Ecuación 28* se ha dimensionado el volumen del reactor biológico mediante la *Ecuación 29*.

$$V_{AT} = \frac{8,44 \cdot 242,21}{3,5} = 584,07 m^3$$

(Ecuación 29)

Los volúmenes necesarios para la desnitrificación (V_D) y para la nitrificación (V_N) vienen dados por la relación obtenida a través de la *Tabla 8*.

$$V_D = 0,2 \cdot V_{AT} = 0,2 \cdot 584,07 = 116,81 m^3$$

(Ecuación 30)

$$V_N = V_{AT} - V_D = 584,07 - 116,81 = 467,26 m^3$$

(Ecuación 31)

Se ha comprobado, que con las dimensiones establecidas para los tanques del reactor biológico, se esté operando en la normalidad de los procesos de aireación prolongada, de forma que se asegure que el tratamiento será efectivo en la reducción de los parámetros contaminantes.

Tabla 10: Parámetros según el proceso de fangos activos. [35]

PARÁMETRO	ALTA CARGA	CONVENCIONAL (CARGA MEDIA)	AIREACIÓN EXTENDIDA O PROLONGADA (CARGA BAJA)
Color de Fango	Gris marrón	Marrón	Chocolate
Carga másica (C _m) (kg DBO ₅ /kg SSLM*d)	0,4 - 1,5	0,1 - 1,0	0,03 - 0,12
Carga volumétrica (C _v) (kg DBO ₅ /m ³ *d)	1,6 - 16	0,3 - 3,0	0,16 - 0,4
TRH (horas)	0,5 - 4	4,0 - 10	18 - 36
SSLM (ppm)	1000 - 2000	2000 - 3000	3000 - 6000
Tasa de Recirculación (%)	100 - 500	25 - 50	75 - 150
Eficiencia media (%)	80	90	90

$$CM = \frac{Q \cdot S_0}{V_{AT} \cdot SSLM}$$

(Ecuación 32)

Donde:

CM = Carga másica (kg DBO₅/kg SSLM · d)

$$CM = \frac{217,56}{584,07 \cdot 3,5} = 0,1064 \frac{kgDBO_5}{kgMLSS \cdot d}$$

(Ecuación 33)

$$CV = \frac{Q \cdot S_0}{V_{AT}}$$

(Ecuación 34)

Donde:

CV = Carga volumétrica (kg DBO₅/m³·d)

$$CV = \frac{217,56}{584,07} = 0,3725 \frac{kgDBO_5}{m^3 \cdot d}$$

(Ecuación 35)

$$TRH = \frac{V_{AT}}{Q}$$

(Ecuación 36)

$$TRH = \frac{584,07}{34,75} = 16,81 h \approx 17 h$$

(Ecuación 37)

Se demuestra que se trabajará en condiciones corrientes en comparación con otros procesos de aireación prolongada, de modo que puede estimarse una eficiencia mayor del 90% en la eliminación de contaminantes.

4.5.4 CÁLCULO DE LA AIREACIÓN

La necesidad de oxígeno se compone por el consumo necesario para la eliminación de la materia carbonosa (incluyendo la respiración endógena) y, si es necesario, el consumo para la nitrificación, teniendo en cuenta el ahorro de oxígeno de la desnitrificación.

La norma establece lo siguiente respecto a la temperatura que usar para el dimensionado:

“The oxygen transfer is to be determined for all relevant loading conditions. In plants without periodical fluctuations of the inflow loads during a year, the highest oxygen consumption occurs in summer. It is permitted, in summer, to work with a lower sludge

age and correspondingly smaller concentrations of suspended solids in the biological reactor, and to take account of this with the calculations. If no measured results are available the calculation for $T = 20^{\circ} C$ is to be carried out. If one works in winter with a reduced denitrification volume and, as a result, higher nitrate concentrations in the effluent, verification for this is also to be undertaken. If no temperature data are available one can reckon with $T = 10^{\circ} C$ for winter conditions.” [12]

En resumen, la norma establece que se debe trabajar en condiciones relevantes de 10° (condiciones de invierno) y 20° (condiciones de verano). Dado que el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría, se ha calculado el sistema de aireación teniendo en cuenta una temperatura de 20° , por entenderse que será más crítica.

El oxígeno necesario para la eliminación de la materia carbonosa se obtiene como resultado de la [Ecuación 38](#).

$$ON_C = \text{CargaDiariaDBO}_5 \cdot \left(0,56 + \frac{0,15 \cdot \theta \cdot F_T}{1 + 0,17 \cdot \theta \cdot F_T} \right)$$

(Ecuación 38)

Donde:

- ON_C = Oxígeno necesario para la eliminación de la materia carbonosa (kgO_2/d).
- F_T = Factor temperatura (adimensional).

$$F_T = 1,072^{(T-15)} = 1,072^{(20-15)} = 1,4157$$

(Ecuación 39)

$$ON_C = 217,56 \cdot \left(0,56 + \frac{0,15 \cdot 8,44 \cdot 1,4157}{1 + 0,17 \cdot 8,44 \cdot 1,4157} \right) = 250,46 \text{ kgO}_2/d$$

(Ecuación 40)

En el caso de la demanda de oxígeno para la nitrificación y la desnitrificación, la norma marca lo siguiente:

“For nitrification the oxygen consumption is assumed to be 4.3 kg O_2 per kg oxidised nitrogen taking into account the metabolism of the nitrificants. With denitrification one reckons for carbon removal with 2.9 kg O_2 per kg denitrified nitrate nitrogen”. [12]

Se obtiene un oxígeno necesario para la nitrificación (ON_N) igual al que se muestra mediante la [Ecuación 41](#).

$$ON_N = 4,3 \cdot 30,97 = 133,17 \text{ kgO}_2/d$$

(Ecuación 41)

Para el caso de la desnitrificación, en condiciones estándar se recupera una cantidad de oxígeno (OR_D) igual a la mostrada en la *Ecuación 42*.

$$OR_D = 2,9 \cdot 18,46 = 53,53 \text{ kgO}_2/d$$

(Ecuación 42)

La *Ecuación 43* permite el cálculo del oxígeno total necesario al que tendrá que hacer frente la depuradora en condiciones punta (ON_{punta}), y permitirán conocer el numero de difusores a instalar para permitir las reacciones de nitrificación.

$$ON_{punta} = \frac{(ON_C - OR_D) \cdot f_C + ON_N \cdot f_N}{24}$$

(Ecuación 43)

Donde:

- f_C = Factor punta para la respiración de carbono (adimensional).
- f_N = Factor punta para la oxidación de amonio (adimensional).

Tabla 11: Factores punta f_C y f_N . [12]

	Sludge age in d					
	4	8	10	15	20	25
f_C	1.3	1.25	1.2	1.2	1.15	1.11
f_N for $B_{d,BOD,I} \leq 1200 \text{ kg/d}$	-	-	-	2.5	2.0	1.5
f_N for $B_{d,BOD,I} > 6000 \text{ kg/d}$			2.0	1.8	1.5	-

Los coeficientes de seguridad, en función de la edad del fango, frente a puntas de carga (f_C y f_N) vienen indicados en la *Tabla 11* y se corresponden a un valor de $f_C = 1,2$ y $f_N = 2,5$.

La demanda total de oxígeno, en condiciones punta viene dada por la *Ecuación 45*.

$$ON_{punta} = \frac{(ON_C - OR_D) \cdot f_C + ON_N \cdot f_N}{24}$$

(Ecuación 44)

$$ON_{punta} = \frac{(250,46 - 53,53) \cdot 1,2 + 133,17 \cdot 2,5}{24} = 23,72 \text{ kgO}_2/d$$

(Ecuación 45)

4.5.5 GEOMETRÍA DE LOS REACTORES BIOLÓGICOS

Se adjuntan los dimensionados del reactor biológico que estará compuesto por dos tanques. El primero para que se dé el proceso de desnitrificación, y el segundo, con un aporte de oxígeno punta de 23,72 kgO₂/d, para el proceso de nitrificación.

Adoptamos 2 reactores de 5 m de profundidad y 6 m de anchura. El reactor para la desnitrificación contará con una longitud de 4 m por los 16 m con los que contará el tanque de nitrificación. La capacidad total será de 600 m³, con un volumen anóxico total del 20%.

4.5.6 DEFOSFATACIÓN

Tal y como se aprecia en el *Apartado 2.1.2 “Cargas contaminantes”*, existe un aporte de fósforo desde el influente de la EDAR, que habrá que reducir hasta lo establecido por la ley vigente.

Entre el 10% y el 30% del fósforo presente en la depuradora se elimina durante el tratamiento biológico, aunque este valor puede ser mayor dado que los microorganismos pueden consumir más fósforo en condiciones anóxicas. Se ha estimado un consumo del 20% resultando una cantidad de fósforo igual a la que se muestra mediante la *Ecuación 46*.

$$8,70 \cdot 0,8 = 6,96 \text{ mg/l}$$

(Ecuación 46)

En el *Apartado 2.1.3 “Resultados a obtener”*, se aprecia que se puede permitir que el agua tratada cuente con una concentración de fósforo igual a 2 mg/l.

$$6,96 - 2 = 4,96 \text{ mg/l}$$

(Ecuación 47)

La *Ecuación 47* marca la cantidad de fósforo que es necesaria eliminar. La norma [29] indica que se deberá suministrar 2,5 kg de Fe por cada kg de P precipitado. Para ello se empleará cloruro férrico (FeCl₃) con una estimación de presencia de hierro del 34%.

$$F_{e\text{necesario}} = 2,5 \cdot P_{\text{eliminar}} = 2,5 \cdot 4,96 = 12,4 \text{ mg/l}$$

(Ecuación 48)

$$F_{e\text{Cl}_3\text{ necesario}} = \frac{F_{e\text{necesario}}}{0,34} = \frac{12,4}{0,34} = 36,47 \text{ mg/l}$$

(Ecuación 49)

La dosificación se efectuará mediante reactivos comerciales que se estima que el cloruro cuente con una concentración del 42%. De este modo, mediante la *Ecuación 50*, se estima la cantidad necesaria de reactivo para reducir hasta la cantidad necesaria la presencia de fósforo.

$$\text{Reactivo}_{necesario} = \frac{F_e Cl_3 \text{ necesario}}{0,42} = \frac{36,47}{0,42} = 86,83 \text{ mg/l}$$

(Ecuación 50)

4.6 DECANTADOR SECUNDARIO

El decantador secundario tiene una doble función, por una parte, debe permitir la correcta sedimentación de los sólidos restantes para que el efluente se vierta de con la mayor calidad posible, al mismo tiempo, debe conseguir un espesamiento óptimo del fango, necesario para la recirculación del mismo al reactor biológico.

La norma [12] recomienda un tiempo de retención en el decantador secundario de 4 horas. En base a eso se obtiene el volumen necesario en el decantador secundario mediante la Ecuación 51.

$$V \geq TRH \cdot Q$$

(Ecuación 51)

$$V \geq TRH \cdot Q_m = 4 \cdot 34,75 = 139 \text{ m}^3$$

(Ecuación 52)

De modo que el decantador secundario deberá contar con un volumen mínimo igual al que se muestra en la Ecuación 53.

$$V \geq 139 \text{ m}^3$$

(Ecuación 53)

El área de la superficie del decantador vendrá dada por la velocidad ascensional, que siguiendo la norma se ha estimado en función del caudal con el que se esté trabajando, de modo que se conozca la situación más crítica.

$$V_{asc} = \frac{Q_p}{A}$$

(Ecuación 54)

$$0,5 \geq V_{asc} = \frac{Q_m}{A}$$

(Ecuación 55)

$$A \geq \frac{Q_m}{V_{asc}} = \frac{34,75}{0,5} = 69,5 \text{ m}^2$$

(Ecuación 56)

$$0,9 \geq V_{asc} = \frac{Q_p}{A}$$

(Ecuación 57)

$$A \geq \frac{Q_p}{V_{asc}} = \frac{76,81}{0,9} = 85,34 \text{ m}^2$$

(Ecuación 58)


Dado que la *Ecuación 58* marca la situación más crítica, se ha dimensionado un decantador secundario de 10,5 m de diámetro y una altura de 1,6 m.

4.7 TRATAMIENTO DE FANGOS


Según la norma [12], se deberá contar con un intervalo de recirculación de fangos desde el decantador secundario al reactor biológico del 100%, retirándose el exceso de fangos para su posterior tratado.

En función de lo mencionado en el *Apartado 2 “Contexto”* y en el *Apartado 9.8 “Tratamiento de fangos”* de la memoria, el tratamiento de fangos será responsabilidad de la EDAR de Markijana (Amurrio), que contará con un sistema completo de digestión y tratamiento de fangos.

Dado que se desconocen las particularidades de dicho proyecto se entiende que el dimensionado del tratamiento de fangos no formará parte de este proyecto, y tendrá que dimensionarse en función de lo proyectado para la EDAR de Markijana (días hasta la recogida de lodos, espesor necesario para el transporte, etc.). Por tanto, en el presente proyecto no ha sido motivo de diseño el tratamiento de fangos.



ANEJO A LA MEMORIA N°7
AFECCIONES AL MEDIO
AMBIENTE



ÍNDICE DEL ANEJO

1.	INTRODUCCIÓN	5
2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
3.	INVENTARIO AMBIENTAL	7
3.1	CLIMA.....	7
3.2	CALIDAD DEL AIRE.....	7
3.3	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	8
3.4	RUIDOS.....	8
3.5	ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA E HIDROGEOLOGÍA	9
3.6	VEGETACIÓN.....	9
3.7	FAUNA.....	10
3.8	SOCIOECONOMÍA	11
3.9	PAISAJE.....	11
3.10	PATRIMONIO HISTÓRICO, CULTURAL Y ARQUEOLÓGICO	13
4.	EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS AMBIENTALES	14
4.1	EFECTOS SOBRE EL CLIMA	14
4.2	EFECTOS SOBRE LA CALIDAD DEL AIRE.....	14
4.3	EFECTOS SOBRE EL SUELO	15
4.4	EFECTOS SOBRE EL CONFORT SONORO	15
4.5	EFECTOS SOBRE EL ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA.....	15
4.6	EFECTOS SOBRE LA VEGETACIÓN.....	16
4.7	EFECTOS SOBRE LA FAUNA.....	16
4.8	EFECTOS SOBRE LA POBLACIÓN Y LA ACTIVIDAD ECONÓMICA... 17	
4.9	EFECTOS SOBRE EL PAISAJE	17
4.10	EFECTOS SOBRE EL PATRIMONIO CULTURAL.....	17
5.	MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTORAS DEL IMPACTO AMBIENTAL	18
5.1	MEDIDAS PARA MINIMIZAR EFECTOS SOBRE EL CLIMA.....	18
5.2	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA CALIDAD DEL AIRE	18
5.3	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL SUELO.....	18
5.4	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL CONFORT SONORO.....	18
5.5	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA CALIDAD DE LAS MASAS DE AGUA.....	18

5.6	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA VEGETACIÓN	19
5.7	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA FAUNA	19
5.8	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA POBLACIÓN	19
5.9	MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL PAISAJE	19
6.	CONCLUSIÓN	20

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Mapa de estaciones de control de la calidad del aire.....</i>	8
<i>Figura 2: Diagnóstico de estado ecológico de la Unidad Hidrológica Ibaizabal</i>	9
<i>Figura 3: Mapa de distribución de la vegetación</i>	9
<i>Figura 4: Paisaje de la zona</i>	12
<i>Figura 5: Paisaje de la zona</i>	12

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Elementos del patrimonio histórico, cultural y arqueológico de Orozko</i>	13
---	----

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se realiza una valoración de las afecciones al medio ambiente que acarreará la implantación de la depuradora diseñada en el entorno de su construcción. Para ello, se ha realizado una descripción del medio afectado, identificando y valorando los diversos impactos ambientales.

Dado que el presente proyecto se centra únicamente en el diseño de la depuradora, sin describir los procesos constructivos necesarios para acometer las obras descritas, no se han analizado las posibles afecciones que se puedan producir en el desarrollo de las obras. Por tanto, el objetivo del anejo es el de valorar el impacto que tendrá la infraestructura sobre el entorno cercano, a lo largo de su vida útil.

Sobre la base de los impactos detectados, se proponen unas medidas protectoras y correctoras, con el objeto de minimizar los impactos ambientales. Algunas medidas para paliar los posibles efectos ambientales ya han sido tenidas en cuenta en fase de proyecto.

El marco legal básico para el desarrollo de este anejo corresponde a la Ley 9/2018, de 5 de diciembre, que se dicta con la finalidad fundamental de modificar la Ley 21/2013, de Evaluación Ambiental, con el fin de completar la incorporación al ordenamiento español la Directiva 2014/52/UE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 16 de abril, por la que se modificó la Directiva sobre evaluación de impacto ambiental de proyectos (Directiva 2011/92/UE).

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La EDAR diseñada se ubicará en la parcela denominada “Makaldi parkea”, la cual cuenta con una extensión estimada en torno a una hectárea (10.315m² exactamente). Está situada al norte del barrio de Zubiaur, dentro del término municipal de Orozko, en el Territorio histórico de Bizkaia, perteneciente a la CAPV.

La superficie ocupada por la actuación prevista se destinará principalmente a la ubicación de las instalaciones del tratamiento biológico de la EDAR y al edificio de control y pretratamientos.

El tratamiento diseñado consta de una depuración integral formada por un pretratamiento, un tratamiento biológico, realizado mediante un tanque de aireación prolongada y un decantador secundario, y una línea de fangos que permitirá la recirculación de estos para el tratamiento biológico y que recogerá el exceso de fangos a través de un espesador de fangos y una tolva de almacenamiento, en la cual se almacenarán hasta su recogida y transporte a la EDAR de Markijana.

3. INVENTARIO AMBIENTAL

El estudio del medio analiza y describe la situación medioambiental actual de la zona potencialmente afectable como consecuencia de la puesta en funcionamiento de la EDAR diseñada. Es importante conocer la situación del entorno previa construcción de la depuradora, ya que de este modo se podrá tratar de devolver al medio estas características una vez la infraestructura se encuentre en servicio, y con ello lograr el mínimo cambio en el entorno ambiental.

Los diferentes elementos analizados en el inventario ambiental son el clima, la calidad del aire, la geología y geotecnia del suelo de la zona, la situación fónica, el estado de las masas de agua, la vegetación, la fauna, la situación socioeconómica, el patrimonio histórico, cultural y arqueológico y el paisaje.

Mediante la descripción del medio, realizada a lo largo del inventario ambiental, se permitirá que en el apartado siguiente se identifiquen con mayor precisión los impactos que provocará la implantación de la EDAR en la ubicación elegida.

3.1 CLIMA

El clima es un elemento clave en la configuración del medio natural, el cual condiciona otros elementos del medio (vegetación, suelos, relieve,...).

El área de estudio se ubica en la zona suroeste de Bizkaia, aproximadamente a 15km al sur de la capital vizcaína y a unos 32km al noroeste de Vitoria-Gasteiz. De este modo la zona próxima a la ubicación de la EDAR se caracteriza por un clima templado-oceánico con la característica fundamental de la abundancia de precipitaciones, inviernos frescos y húmedos y veranos suaves con carencia de meses secos a lo largo del año.

3.2 CALIDAD DEL AIRE

El GV dispone de una red de control de la calidad del aire. De las 41 estaciones existentes en la red de control, una de ellas se ubica en las proximidades del ámbito de estudio, concretamente en Llodio/Laudio (calle Lamuza). En esta estación todos los parámetros cumplen con los objetivos de calidad vigentes en la campaña 2017. La estación mantiene una elevada calidad del aire.

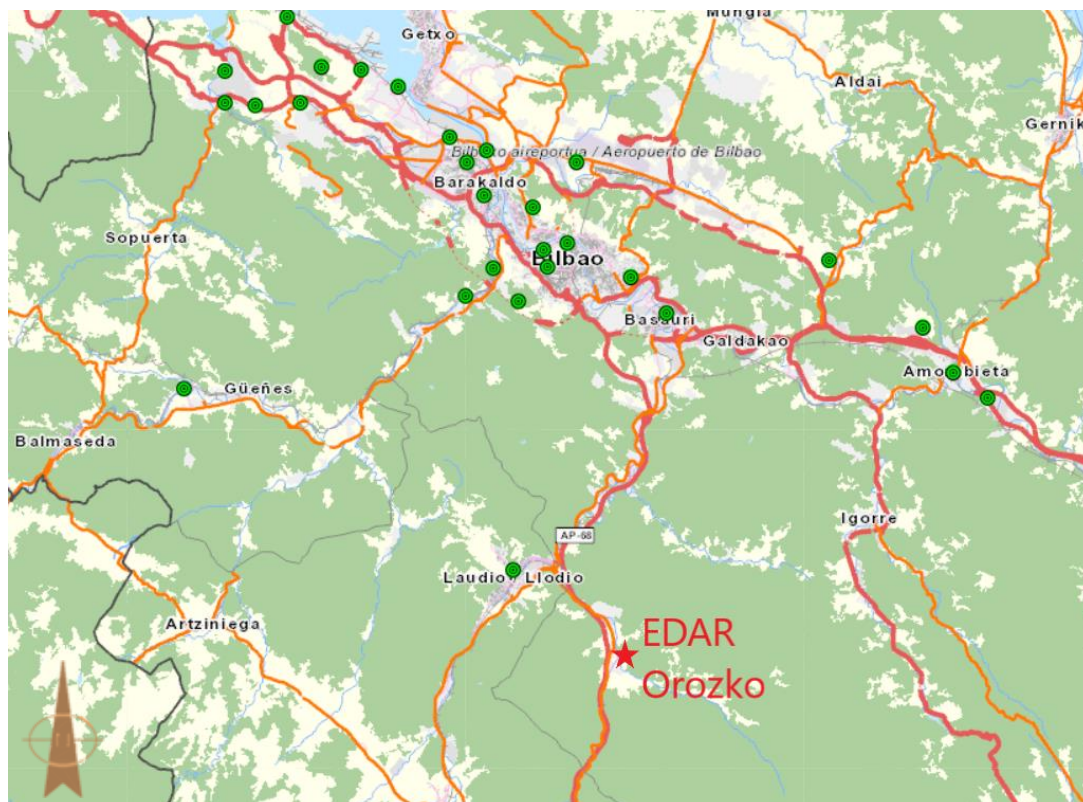


Figura 1: Mapa de estaciones de control de la calidad del aire. (Propia mediante Geoeuskadi)

Se entiende que Orozko contará también con una óptima calidad del aire, debido a su cercanía con la estación de control y gracias a la zona rural en la que se encuentra, alejada de focos de contaminación notables.

3.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

La zona de estudio se encuentra dentro del dominio de la cuenca Vasco-cantábrica, concretamente en la extensa unidad litoestructural de Gorbea, que ocupa todo el cuadrante noroccidental de los valles alaveses. Los materiales son de edad comprendida entre el Aptiense superior y el Albiense inferior (del sistema Cretácico Inferior).

En cuanto a la estratigrafía, el ámbito de estudio se engloba dentro del Complejo Urganiano, es decir, aquella sucesión de materiales del Cretácico inferior con facies mayoritariamente marinas

Para profundizar más en algunos de estos aspectos aquí mostrados de manera abreviada, se recomienda consultar el *Anejo 2 “Riesgos geológicos”*.

3.4 RUIDOS

El área de estudio se caracteriza por tener unos niveles de ruido propios de una zona urbana, con la característica de la existencia de una arteria de comunicación de tráfico rodado como es la autopista AP-68, la cual pasa a 400m de la zona de estudio.

3.5 ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA E HIDROGEOLOGÍA

A su paso por la zona de proyecto, tanto el río Arnauri como el río Altube cuentan con un estado de calidad de las aguas de clase “Moderado” (*Figura 2*).

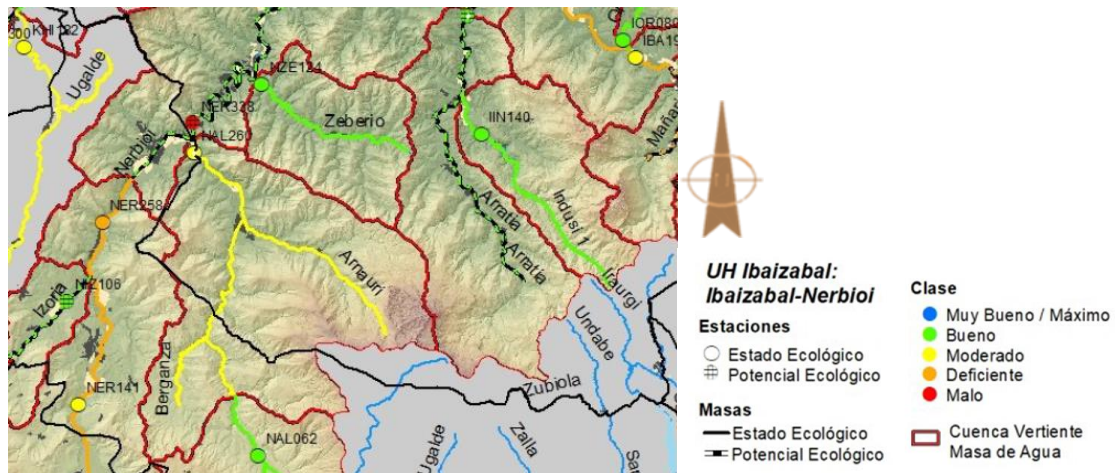


Figura 2: Diagnóstico de estado ecológico de la Unidad Hidrológica Ibaizabal (Campana 2018). [49]

La acumulación de aguas en las formaciones aflorantes en la zona es bastante improbable habida cuenta de la gran cantidad de niveles impermeables, constituidos por lutitas y margas, que existen intercalados.

En el *Anejo 2 “Riesgos geológicos”* del presente proyecto, se analiza en mayor profundidad las características hidrogeológicas del suelo de la zona de estudio.

3.6 VEGETACIÓN

La vegetación potencial de la zona de estudio, es decir, aquella que se desarrollaría sin intervenciones humanas, estaría compuesta por 5 unidades. La *Figura 3* muestra la distribución de la vegetación alrededor de la zona de proyecto.



Figura 3: Mapa de distribución de la vegetación. (Propia mediante Goeuskadi)

- *Robledal acidófilo y robledal-bosque mixto atlántico (morado)*: En este bosque la especie dominante es el roble (*Quercus robur*), si bien puede encontrarse un cortejo de otras especies. Se trata de la Serie cántabro-euscalduna de los bosques de robles pedunculados (*Hyperico pulchri-Quercu roboris sigmetum*).
- *Aliseda cantábrica (marrón)*: Formación dominada por el aliso (*Alnus glutinosa*) en su proximidad al agua y con abundancia de fresno (*Fraxinus excelsior*) en una posición más retrasada, que flanquearía ambas márgenes de los distintos ríos: Nervión, Altube y tributarios. Corresponde a la Geoserie fluvial cantabro-euscalduna septentrional y ovetense litoral de los bosques de alisos (*Hyperico androsaemi-Alno glutinosae geosigmetum*).
- *Encinar cantábrico (azul)*: Si bien la depuradora no incide directamente sobre ninguna zona en la que se presentaría esta unidad, conviene citarla por su proximidad, sobre todo en la margen derecha del Altube. La especie mayoritaria del dosel arbóreo sería la encina (*Quercus ilex*). Es la Serie cántabro-euscalduna y ovetense de los bosques de encinas ilicifolias (*Lauro nobilis-Quercu ilicis sigmetum*).
- *Marojal (verde)*: En las zonas norte y sur del municipio se podría presentar un pequeño rodal de esta formación. Es un bosque dominado por el marojo (*Quercus pyrenaica*).
- *Hayedo acidófilo (naranja)*: Hayedos acidófilos atlánticos con sotobosque de *Ilex* y a veces de *Taxus* (*Quercion robori-petraeae* o *Illici-Fagenion*).

3.7 FAUNA

En el entorno de la ubicación de implantación de la depuradora se pueden encontrar tres grandes ambientes en lo que a la fauna se refiere.

- *Fauna de ríos y sus riberas*: En este ambiente se incluirían los ríos Nervión, Altube, Arnauri y sus riberas inmediatas, además de los arroyos y pequeños tributarios que afluyen a estos ejes principales.
- *Fauna propia de la campiña*: Se trata de un sistema formado por un mosaico de prados, pequeños rodales y bosquetes de frondosas, zonas de matorral, fases juveniles o degradadas de robledales y bosques mixtos, plantaciones forestales, etc.
- *Fauna de ámbitos urbanos y periurbanos*: Incluimos en este apartado los asentamientos urbanos, áreas industriales y principales infraestructuras de comunicación.

El tercero de estos ambientes presenta una comunidad faunística de escaso valor e interés. Se trata en general de especies muy comunes, que toleran y aprovechan la cercanía humana y que suelen carecer de protección en el Catálogo Vasco de Especies Amenazadas (CVEA).

Respecto a la fauna propia de la campiña, las posibles poblaciones de especies incluidas en las categorías de máxima protección del CVEA (“vulnerable” y “en peligro de extinción”) se ciñen a varias especies de Quirópteros. No obstante, teniendo en cuenta las características del proyecto, la depuradora no afectará a los hábitats críticos de estas especies, en especial sus lugares de reproducción y reposo (cuevas, edificios antiguos o abandonados...). También se descarta que en estos ámbitos haya otras especies catalogadas como Lagarto verdinegro (*Lacerta schreiberi*) y Rana patilarga (*Rana iberica*). Hay algunas citas relativamente cercanas de Halcón peregrino (*Falco peregrinus*), pero tampoco sería afectada por las obras de la depuradora, porque su área de cría se ubica alejada del ámbito de estudio.

Los ríos Nerbioi y Altube y sus riberas, y en menor medida sus afluentes, constituyen el hábitat de mayor interés para la fauna en el ámbito de análisis. En concreto pueden encontrarse poblaciones de especies protegidas como el Visón europeo (*Mustela lutreola*), el Visón americano (*Neovison vison*), la Rana ágil (*Rana dalmatina*), el Avión zapador (*Riparia riparia*), la Nutria euroasiática (*Lutra lutra*), el Mirlo acuático (*Cinclus cinclus*), el Turón (*Mustela putorius*), el Cangrejo de río común (*Austropotamobius italicus*) y Rana patilarga (*Rana ibérica*).

3.8 SOCIOECONOMÍA

El medio humano ostenta una importancia singular en cualquier estudio ambiental. Su intensa relación con los medios físico y biológico se manifiesta comportándose a la vez como un sistema receptor de alteraciones producidas en ambos ámbitos y como generados de modificaciones en esos medios.

Orozko es un municipio con un tamaño poblacional de 2.651 habitantes, con una densidad aproximada de 25 hab/km², muy por debajo de la media de la CAPV y de la de Bizkaia (que supera los 500 hab/km²). El 49,2% de la población es de sexo masculino mientras que el 50,5% restante son mujeres. El principal núcleo de población, Zubiaur, aglutina el 75% de la población del municipio, mientras que los otros 7 barrios del municipio se reparten el 25% restante. Existen 231 establecimientos con 917 personas empleadas, englobándose más de la mitad del total de los empleos de la zona en el sector servicios.

El municipio de Orozko cuenta con un PIB per cápita de 62.433€ en 2016, siendo más de un 30% más alto que el PIB medio de Euskadi.

3.9 PAISAJE

El ámbito de actuación se enmarca en un paisaje de un fondo de valle con forma de V, donde el dominio geomorfológico fluvial de los ríos Altube y Arnauri ha modelado el paisaje de la zona.

El fondo de valle ha sido fuertemente antropizado, fruto del cual predomina el paisaje residencial y marcado por las obras civiles como es el caso de la autopista AP-68. Al otro

lado del río Altube, justo antes de su confluencia con el río Arnauri, se encuentra una ladera natural con presencia de arbolado y escasas construcciones.



Figura 4: Paisaje de la zona. (Propia)



Figura 5: Paisaje de la zona. (Propia)

3.10 PATRIMONIO HISTÓRICO, CULTURAL Y ARQUEOLÓGICO

Dentro del patrimonio histórico, cultural y arqueológico de la localidad de Orozko se pueden destacar los elementos mostrados en la *Tabla 1*, aunque cabe mencionar que, aun estando próximas a la zona de implantación de la depuradora, en ningún caso se verán afectadas por la construcción de la EDAR.

Tabla 1: Elementos del patrimonio histórico, cultural y arqueológico de Orozko. [52]

Municipio	Elemento	Grado de protección
Orozko	Torrelanda o Torre Leguizamon	Inventariable
Orozko	Ferrería de Torrezar	Inventariable
Orozko	Ferrería de Torrelanda	Inventariable
Orozko	Molino de Torrelanda	Inventariable
Orozko	Molino de las Rivas	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Casa-torre de la Riva	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Ermita de San Francisco de Asís	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Casa-Torre de Torrelanda	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Ferrería de Torrezar	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Molino de Torrezar	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Ermita de Santa María Magdalena	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Molino de Torrelanda	Zona Presunción Arqueológica
Orozko	Ferrería de Torrelanda	Zona Presunción Arqueológica

4. EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS AMBIENTALES

Una vez identificados y descritos cada uno de los elementos del medio en el que se va a desarrollar este proyecto se sintetizan las diferentes actuaciones capaces de producir impacto ambiental que puedan manifestarse como consecuencia de la implantación de la depuradora en el municipio de Orozko. Para ello se habrá de tener en cuenta las variaciones que se produzcan en el área de la EDAR cuando la instalación entre en funcionamiento.

Además de la identificación de los posibles efectos negativos de la infraestructura en el área de estudio, también se han identificado los posibles impactos que puedan repercutir positivamente sobre el medio receptor y el entorno de la zona.

4.1 EFECTOS SOBRE EL CLIMA

Es complicado evaluar el impacto sobre el clima que puede tener la implantación de la depuradora.

Durante la fase de explotación, pueden darse emisiones de CH₄ en el tratamiento de lodos y emisiones indirectas asociadas al consumo eléctrico de la propia planta. En todo caso, estas emisiones tendrán una intensidad asumible y con una magnitud poco significativa dados los reducidos volúmenes de emisión de gases.

Además, estos efectos producidos por las emisiones quedan compensados por el beneficio sobre el medio ambiente que acarreará la instalación de la EDAR, gracias a la mejora de la calidad del agua del medio fluvial de la zona.

4.2 EFECTOS SOBRE LA CALIDAD DEL AIRE

La retirada de los elementos contaminantes de las aguas tratadas durante el tratamiento biológico, junto con el almacenado de los fangos compuestos por estos elementos contaminados, puede acarrear la aparición de malos olores en el entorno de la depuradora. Se trata de un impacto ambiental severo que requerirá la adopción de medidas preventivas intensivas de tratamiento de olores en la depuradora.

Varias de estas medidas ya se incorporan en el diseño de la depuradora, entre ellas la ubicación de la EDAR en un emplazamiento donde las molestias por los malos olores queden paliadas y el desarrollo de ciertos trabajos en recintos cerrados. De esta forma, teniendo en cuenta la efectividad de las medidas recogidas en el diseño de la infraestructura, se le asigna una escasa importancia al impacto sobre la calidad del aire de la depuradora.

Sin embargo, la implantación de la depuradora tiene un impacto positivo, dado que acaba con la propagación de los malos olores provocados por el vertido de aguas residuales al río. Claro ejemplo es el caso de Orduña, único municipio de la cuenca del alto Nervión que cuenta en la actualidad con una EDAR en funcionamiento, y que como se muestra en el *Anejo 3 “Caracterización de la cuenca del Nervión”*, ha logrado acabar con los malos olores que se daban en el límite del municipio con el barrio de Saratxo.

4.3 EFECTOS SOBRE EL SUELO

Debido a que no se trata de una infraestructura de gran envergadura, se entiende que las excavaciones y movimientos de tierras realizados para la implantación de la EDAR no tendrán un impacto apreciable sobre el suelo de la zona de estudio.

4.4 EFECTOS SOBRE EL CONFORT SONORO

Mientras la EDAR este en servicio, el nivel sonoro que pueda producir la actividad de la planta se focalizará en el propio funcionamiento de los procesos de depuración y en la circulación de camiones para el transporte de fangos espesados.

Conjuntamente, la realización de labores de mantenimiento e instalación de equipos, junto con el tránsito de la maquinaria necesaria para las diversas operaciones de mantenimiento de la depuradora, pueden provocar que se aumenten los niveles de ruido de las zonas cercanas, afectando a las zonas residenciales próximas a la ubicación de la EDAR.

Para paliar los impactos sonoros anteriormente mencionados, el diseño de la depuradora se ha realizado de modo que no se encuentren viviendas colindantes. A su vez, gracias a que la EDAR se ha dispuesto tras el campo municipal de fútbol, se contará con una barrera que hará que el nivel de decibelios en la zona habitada sea todavía menor.

Además, las viviendas más cercanas a la depuradora se encuentran rodeadas de focos que se pueden considerar de mayor impacto auditivo como son la autopista AP-68 y la carretera BI-2522, de modo que las posibles molestias provocadas por la EDAR quedarán atenuadas.

4.5 EFECTOS SOBRE EL ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA

El fin de la instalación de la planta EDAR de Orozko es la de mejorar la calidad de las aguas del río Altube y Nervión mediante la depuración de las aguas residuales de Orozko, que hasta la actualidad se han vertido directamente sobre el río.

La puesta en funcionamiento supondrá una mejora considerable en la calidad de las aguas de las cuencas del Alto Nervión, con lo cual se prevé garantizar la posibilidad de alcanzar el buen estado ecológico de las aguas tanto a nivel químico como biológico. La carga de contaminante de vertidos que se están produciendo en la actualidad deriva en el mal estado de las aguas, por lo que la puesta en marcha de la EDAR supondrá una mejora inmediata de la calidad de las aguas de estos cauces.

El impacto producido sobre la calidad de las aguas en fase de funcionamiento tendrá un carácter positivo y no se prevén medidas correctoras más allá de la misma planta EDAR. La magnitud del impacto se considera significativa en funcionamiento ya que la planta dará fin a una problemática que viene dándose en la Cuenca del Alto Nervión durante muchos años.

Como único impacto negativo se debe tener en cuenta la posibilidad de vertidos incontrolados o fugas de aguas residuales al río sin tratar. Sin embargo, se entiende que esta situación no debería darse, por lo que se trata de un impacto de baja importancia por la escasa posibilidad existente de que ocurra.

4.6 EFECTOS SOBRE LA VEGETACIÓN

La implantación de la depuradora implicará la eliminación de la cubierta vegetal como consecuencia de las labores de desbroces, talas y movimientos de tierra que se van a realizar dentro de la fase de construcción.

La afección sobre el sustrato vegetal quedará restringida básicamente a la ubicación seleccionada para la instalación de la depuradora, la cual tiene una extensión aproximada de una hectárea. Además, la vegetación de la zona cuenta con escaso valor, en el que la disposición de árboles se limita al perímetro de la ubicación y no tendrán que ser talados, por lo que los efectos sobre la vegetación no supondrán una afección importante.

Por otra parte, debe tenerse en cuenta el correspondiente beneficio que aportará el vertido de aguas tratadas a la vegetación de la zona, acabando así con el vertido de elementos contaminantes que se da en la actualidad.

4.7 EFECTOS SOBRE LA FAUNA

Se generará una afección directa debido a el área de hábitat para la fauna que se perderá para la disposición de la EDAR. En el caso de la ubicación seleccionada, se afecta a un prado de ámbito periurbano. Según lo expuesto en el *Apartado 3.7 “Fauna”*, estos ambientes presentan una comunidad faunística de escaso valor e interés, por lo que su efecto se considera escaso y de carácter compatible. Además, las especies presentes en la zona son tolerantes y adaptables a la presencia humana por su proximidad a áreas pobladas y la inmediación de infraestructuras como las carreteras AP-68 y BI-2522.

Los mayores efectos sobre la fauna pueden venir derivados de las posibles afecciones al Visón europeo (en peligro de extinción en el CVEA), cuyo hábitat se establece en las cercanías del río Altube. [24]

Puede darse también, a lo largo de la fase de explotación, un impacto poco significativo derivado de los animales que puedan caer accidentalmente a los equipos de tratamiento. Se trata de una afección de escasa entidad y de reducido interés, la cual afectará a pocos ejemplares pertenecientes a especies comunes.

Por el contrario, la mejora de la calidad del agua por el tratamiento de los vertidos que llegan a los ríos Altube y Nervión supondrá un intenso efecto positivo sobre la fauna acuática y anfibia. Por tanto, se considera un efecto global positivo y significativo en la fase de explotación, por la mejora de las condiciones del hábitat acuático de los ríos Altube y Nervión.

4.8 EFECTOS SOBRE LA POBLACIÓN Y LA ACTIVIDAD ECONÓMICA

La ubicación seleccionada no se encuentra en ninguna zona de paso ni de gran relevancia, con lo que se considera de escasa importancia el impacto sobre caminos, carreteras y servicios.

Aun así, pueden producirse molestias causadas por la circulación de los camiones que recogen los fangos de la depuradora. Sin embargo, dado que la recogida de fango se realiza una vez cada dos semanas, se puede considerar que el impacto sobre la red viaria es prácticamente nulo.

La ubicación elegida es en la actualidad un parque público, que una vez empiecen las obras no podrá ser disfrutado por la población del entorno. Esto conllevará una reducción del espacio de uso lúdico del municipio.

Cabe considerar un impacto positivo por la dinamización económica y la creación de empleo mediante la contratación de operarios para la EDAR. Conjuntamente, la construcción del vial de acceso a la depuradora permitirá una mejor conexión entre los barrios del municipio, con la consiguiente mejora que eso supondrá para los conductores y viandantes.

Debe tenerse en cuenta, además, la ganancia de calidad motivada por la presencia de la infraestructura de depuración, la cual se considera un efecto positivo sobre la población del entorno.

4.9 EFECTOS SOBRE EL PAISAJE

Las actuaciones contempladas van a suponer una disminución de la calidad paisajística ocasionada por la implantación de los edificios que componen la planta de la EDAR.

Sin embargo, la magnitud del impacto se ha considerado poco significativa, ya que se trata de un área en el que los equipos de depuración quedarán disimulados por la vegetación que los rodea, y el edificio de control quedará mimetizado por el resto de las obras de origen antrópico de la zona.

4.10 EFECTOS SOBRE EL PATRIMONIO CULTURAL

Tanto durante la construcción como en la fase de explotación de la depuradora, no se prevé que se afecte directamente a ninguno de los elementos del patrimonio cultural existente en Orozko.

5. MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTORAS DEL IMPACTO AMBIENTAL

En el presente apartado se describen las medidas preventivas o protectoras y correctoras encaminadas a evitar, reducir o eliminar las afecciones ambientales negativas más importantes detectadas en el diseño de la EDAR de Orozko.

5.1 MEDIDAS PARA MINIMIZAR EFECTOS SOBRE EL CLIMA

Con el objetivo de reducir el consumo eléctrico de la planta, se buscará que los equipos e instalaciones cuenten con una eficiencia óptima, optando entre otras soluciones por luminarias LED para el entorno de la infraestructura.

5.2 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA CALIDAD DEL AIRE

Como medida preventiva para evitar la propagación de malos olores, se evitará que los lodos recogidos se dispongan en las instalaciones más de dos semanas. Antes de ese periodo de tiempo deberán ser trasladados a la EDAR de Markijana.

Complementariamente, otra medida para evitar la generación de malos olores corresponderá a la realización de una limpieza periódica de los elementos que se encuentran en contacto con los lodos.

5.3 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL SUELO

Instalar equipos e infraestructuras en las zonas próximas a los cauces de los ríos puede provocar riesgos de inestabilidad, tal y como queda recogido en el *Anejo 2 “Riesgos geológicos”*. Con el objetivo de evitar la inestabilidad del suelo, entre la infraestructura de la EDAR y los ríos Altube y Arnauri se deberá mantener una franja de unos 10m de anchura desde la línea de los cauces fluviales.

5.4 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL CONFORT SONORO

Al objeto de evitar el deterioro del confort sonoro en zonas habitadas, tanto los trabajos de mantenimiento, como la evacuación de los fangos se realizarán entre las 08:00 y las 20:00 h.

Se realizará un mantenimiento adecuado de todos los elementos que puedan producir emisiones sonoras significativas en el periodo de explotación para limitar el efecto sobre las áreas cercanas habitadas.

5.5 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA CALIDAD DE LAS MASAS DE AGUA

Todas las etapas del tratamiento del agua y fangos susceptibles de sufrir un vertido accidental y los sistemas de almacenamiento y/o depósito de residuos, reactivos y aditivos de las diferentes líneas de la planta dispondrán de las medidas de control necesarias que garanticen que en ningún caso se producirán vertidos de aguas sin depurar al cauce receptor.

5.6 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA VEGETACIÓN

Se llevarán a cabo las labores de recuperación de la cubierta vegetal indicadas en el *Apartado 10 “Actuaciones complementarias”* de la memoria. Se realizarán las actuaciones para todas las superficies afectadas por las obras, incluyendo las superficies destinadas al depósito temporal de materiales y maquinaria, vías de acceso a los equipos, etc.

Se realizará un seguimiento del entorno de la depuradora para determinar la presencia de vegetación invasora. En el caso de que se detecten nuevas colonias de especies invasoras en el entorno de la infraestructura, se realizarán acciones de erradicación inmediatas.

En la restauración de la vegetación del área de la depuradora, se tratará de utilizar la capa de suelo retirada durante los movimientos de tierra de la construcción de la EDAR, de modo que no sea necesario el uso de volúmenes de tierras de otras localizaciones.

5.7 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA FAUNA

En la medida que se pueda, se tratará de afectar lo mínimo posible a los hábitats, procurando su recuperación en caso necesario. Especialmente se evitarán posibles afecciones al Visión europeo, para lo cual se dispondrá de un margen mínimo de 10m entre el cauce del río y el vallado de la EDAR, para interferir lo mínimo posible en su hábitat.

Se dispondrá de un vallado en el perímetro de la depuradora que evite el ingreso de fauna salvaje a los equipos de depuración, evitando que puedan caer en los tanques de tratamiento.

5.8 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE LA POBLACIÓN

Mediante la construcción de la nueva vía de acceso a la EDAR se evitará que el normal funcionamiento de la depuradora interfiera sobre la red viaria. Aun así, se procurará que la evacuación de fangos no se realice en las horas de mayor tráfico.

En compensación por los terrenos de uso público que se han dispuesto para la implantación de la EDAR, sería recomendable que el municipio habilite nuevos espacios de ocio y recreo.

5.9 MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DEL PAISAJE

Se tratará de integrar, en la medida de lo posible, el edificio de control con el entorno próximo, mediante la planta de arbustos en caso de ser necesario.

Con las obras finalizadas, se realizará una restauración de la vegetación, mediante la planta de árboles y arbustos para compensar los posibles efectos generados. Con la planta de árboles en el perímetro de la EDAR se pretende crear una pantalla visual que camufle los equipos de depuración.

6. CONCLUSIÓN

El estudio de las afecciones al medio ambiente del presente proyecto trata, como objetivo principal, la evaluación de los efectos ambientales que puede causar la implantación y posterior explotación de la EDAR de Orozko.

Los efectos más considerables afectarán al estado de la calidad del aire y al confort sonoro. Ambas afecciones deberán ser corregidas mediante las correspondientes medidas preventivas y correctoras expuestas en el apartado anterior.

El resto de los efectos se han considerado de escasa importancia, a excepción del efecto sobre el patrimonio cultural cuyo efecto se considera nulo. Las distintas medidas protectoras y correctoras tratarán de subsanar estos impactos con el objetivo de que el área de proyecto recupere en la medida de lo posible su carácter natural.

Por su parte, se han descrito varios efectos positivos, algunos de alta intensidad y marcado carácter ambiental, en especial la mejora de la calidad del agua en los ríos concernidos, verdadero objetivo de la realización del presente proyecto.

