

Diseño ambiental del colector y de los dispositivos anti-DSU de la margen derecha de la ría de Ferrol

Manuel Quintana¹ (), Ignacio Pardo², David Montoya², Benigno Antuña², Antonio del Río², Ignacio Maestro², Marta Garrido³, María Bermúdez³, Luis Cea³, Jose Anta³, Joaquín Suárez³ y Jerónimo Puertas³.*

¹. EPTISA

mquintana@eptisa.com

². Confederación Hidrográfica Miño-Sil

³. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente

mgarrido@udc.es, mbermudez@udc.es, lcea@udc.es, jose.anta@udc.es, jsuarez@udc.es, jpuertas@udc.es

1 Introducción

Las obras necesarias para la depuración y vertido de Ferrol se declararon de interés general en la Ley 22/1997 de 8 de julio y suponen la construcción de una estación depuradora de aguas residuales y el sistema de vertido asociado. Dichas actuaciones se encuentran incluidas en el “Protocolo general de colaboración entre el Ministerio de Medioambiente, la Xunta de Galicia y la Confederación Hidrográfica del Norte para el desarrollo de determinadas obras hidráulicas de interés general en la Comunidad Autónoma de Galicia”, firmado el 9 de diciembre de 1999.

Por la Ley 10/2001, de 15 de julio, se aprueba el Plan Hidrológico Nacional en el que se declara de interés general la “Conducción de las Aguas Residuales, Depuración y Vertido de Ferrol” que, además de las actuaciones recogidas en el protocolo mencionado anteriormente, incluye así mismo la conducción de las aguas residuales hasta la estación depuradora.

Las conducciones necesarias para el transporte de las aguas residuales hasta la EDAR de cabo Prioriño son (ver Figura 1):

- 1) Emisario terrestre: A Malata – E.D.A.R. de Cabo Prioriño
- 2) Cruce e Impulsión de A Malata
- 3) Interceptor general de la margen derecha de la ría de Ferrol.

Las dos primeras conducciones son obras de nueva creación y actualmente se encuentran totalmente terminadas; así mismo, la nueva EDAR de Cabo Prioriño, con una capacidad máxima de 6,5 m³/s, se encuentra a su vez terminada y a la espera de la construcción de las nuevas infraestructuras de saneamiento que habrán de conducir el influente hasta las instalaciones de la nueva EDAR.

Actualmente, el interceptor general de la margen derecha de la Ría de Ferrol, construido en los años 90, se encuentra fuera de servicio. Sin embargo, dado que numerosos colectores vierten al mismo sin existir un punto de evacuación claro, contiene un espesor de fangos importante. Además, se encuentra interrumpido en varios puntos y atravesado por servicios y colectores en amplias zonas. En algunos tramos, incluso se ha producido el colapso del colector, por lo que se hace imprescindible su completa sustitución.

En resumen, las conducciones del interceptor se encuentran en un estado claramente deficiente, situación esta que impide su aprovechamiento en las condiciones actuales. Además, las estaciones de bombeo, también construidas en los años 90 asociadas al sistema del interceptor, no cuentan con los equipos de bombeo y no son objeto de mantenimiento periódico, por lo que se encuentran en evidente estado de abandono y muy deterioradas. En cuanto a la red de colectores municipales, esta no se halla conectada al interceptor, por lo que se vierte de forma directa a la ría, detectándose innumerables puntos de vertido a lo largo de la línea de costa.



Figura 1 Obras de saneamiento en la margen derecha de la ría de Ferrol

Por todo lo expuesto, se hacía necesaria la redacción de un proyecto para el saneamiento en el entorno del margen derecho de la ría. El Proyecto de Acondicionamiento de la Margen Derecha de la Ría de Ferrol fue licitado por la Confederación Hidrográfica del Miño – Sil, y adjudicado a EPTISA SERVICIOS DE INGENIERIA con fecha de 22 de Julio de 2009. Bajo el título de acondicionamiento de una infraestructura existente como es el interceptor, se ha acometido un trabajo de análisis y diseño que trasciende ampliamente la mera rehabilitación de esta infraestructura. Para ello se ha contado con la colaboración del Grupo de Ingeniería del agua y el medio ambiente de la UDC - GEAMA - en el desarrollo de los modelos de simulación. Además, y con el objetivo de conocer al detalle la situación de partida del sistema de saneamiento, se ha realizado el levantamiento e inspección de una gran parte de la red de saneamiento existente (2000 pozos de registro y 170 Km de colectores), levantamiento e inspección mediante CCTV de la totalidad del interceptor actual (130 pozos de registro y 12 Km de conducciones) y toma de datos de detalle en las 5 estaciones de bombeo existentes.

2 Descripción general del sistema de saneamiento

Uno de los criterios de calidad determinantes en el diseño del sistema general de saneamiento de Ferrol, Narón y Neda es el impuesto por las exigencias de control de la contaminación fecal en la ría de Ferrol. Dicho control requiere el cumplimiento de las limitaciones impuestas en la legislación sobre las concentraciones de indicadores bacterianos específicos, como son los coliformes (bacterias entéricas).

El vertido de aguas residuales al mar supone la introducción de concentraciones de bacterias entéricas en un medio adverso para su desarrollo, como es el medio marino. La evolución de estas poblaciones bacterianas depende de factores físicos, ecológicos y biológicos. Los primeros provocan cambios en la concentración de microorganismos, propios de los fenómenos de dispersión y dilución, causados por el desplazamiento de las masas de agua y la interacción de éstas con los efluentes vertidos. Simultáneamente, se produce la inactivación de dichas poblaciones bacterianas como consecuencia del efecto combinado de factores naturales, tales como la radiación solar, la salinidad o la temperatura. Por último, los fenómenos de mortalidad y predación afectan también a la dinámica poblacional propia de estas bacterias.

A la vista de los datos de campo tomados durante la campaña de inspección, varias son las conclusiones que se han podido determinar y que han sido empleadas como características singulares del propio sistema y/o condiciones de contorno imperativas en la definición de la solución definitiva.

En primer lugar, citar como condición de contorno inicial, la existencia de infraestructuras ya ejecutadas que, bien por su ubicación, estado de conservación y/o capacidad, han condicionado el resultado desde el punto de

vista hidráulico. En este caso se encuentran tanto las nuevas infraestructuras de la EDAR de Cabo Prioriño (que incluyen además la estación de bombeo de A Malata, el emisario terrestre y el emisario submarino), diseñadas para una caudal punta en tiempo de lluvia de 6,5 m³/s, y el sistema del interceptor actual que, tanto por su avanzado estado de deterioro como por su concepción inicial, han condicionado la solución final en una serie de puntos críticos debido a la limitación de capacidad de transporte en diversas zonas y a la inexistencia de volumen de regulación en las estaciones de bombeo existentes actualmente fuera de servicio.

En cuanto a la tipología de red secundaria existente, se ha considerado la totalidad del sistema urbano de tipo unitario. Se han introducido sin embargo algunos matices a en las zonas periurbanas y de tipo rural que se encuentran en los límites exteriores del área objeto estudio, e incluyendo a su vez las áreas de expansión de urbanización también de tipo fundamentalmente unitario. Como circunstancia adicional indicar que se ha encontrado una red secundaria de gran antigüedad que presenta múltiples problemas de capacidad en tiempo de lluvia, que adolece a su vez de importantes defectos de mantenimiento y que, en su totalidad, concluye en múltiples puntos de vertido al medio receptor que por consiguiente, generan un impacto medioambiental en la Ría de Ferrol que habrá de ser resuelto en el diseño de las nuevas infraestructuras.

3 Modelización del sistema de saneamiento

En el marco de estudio anteriormente descrito, se hace necesario el dimensionamiento de los tanques de tormenta del nuevo esquema de saneamiento, imponiendo el cumplimiento de los parámetros de calidad del medio marino de la ría de Ferrol. Para ello se ha elaborado un modelo hidrológico de la cuenca de las zonas de Ferrol, Narón y Neda empleando los datos de la red existente y un modelo de calidad del medio marino de la ría de Ferrol. Con dicho fin se han empleado el software Infoworks 9.0.1 y un modelo bidimensional de desaparición bacteriana que integra los diferentes procesos antes señalados. Dicho modelo se encuentra implementado dentro del código Turbillon para el cálculo del flujo turbulento poco profundo en ríos y zonas costeras, y permite evaluar la concentración de *Escherichia coli*.

En este proyecto se ha estudiado la evolución de estas poblaciones bacterianas en la ría de Ferrol, a partir de los resultados obtenidos con el modelo hidrológico tras las simulaciones de 6 escenarios de diseño para los nuevos tanques de tormenta. En cada escenario de análisis el volumen de almacenamiento utilizado es creciente. Los datos de vertidos anuales para cada escenario se han introducido en el modelo de calidad de la ría para estudiar la evolución de los vertidos. Finalmente, se ha analizado que escenarios cumplen los objetivos de calidad establecidos y, dentro de éstos, cual requiere un menor volumen de tanque.

3.1 Modelización de la red de saneamiento y drenaje

Como se ha comentado, la red de saneamiento se ha modelizado con la versión 9.0.1 del programa InfoWorks (Wallingford, 2007). Con este objeto, se siguieron las pautas marcadas en los apartados 3.2 y 5 de las ITOHG-SANO-1/1 y ITOHG-SANO-1/3, relativas a la elaboración de los modelos de transformación lluvia-caudal y de tránsito de caudales por las conducciones respectivamente (Augas de Galicia, 2009).

En el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía Infoworks contempla diferentes modelos. Para este estudio se ha utilizado el modelo de escorrentía SWMM, que calcula la escorrentía superficial que se produce en cada subcuenca asumiendo que cada una de ellas se comporta como un depósito no lineal. El modelo de depósito no lineal es un modelo agregado que aplica la ecuación de conservación de la masa y una ecuación tipo onda cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca. Este modelo requiere de parámetros como el área en planta, el ancho característico de la cuenca y la rugosidad superficial. Los dos primeros parámetros son calculados directamente por el programa a partir de la geometría de las subcuencas proporcionada.

Además en el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía el modelo tiene en cuenta otros parámetros que definen las pérdidas iniciales y la infiltración. Las pérdidas iniciales son aquellas que incluyen los fenómenos por los que una primera parte del evento de lluvia no genera caudal, por ser almacenado en depresiones (charcos) y por la “absorción” de las superficies. La infiltración y otro tipo de pérdidas que se producen en la transformación lluvia a caudal se calculan mediante el modelo Fixed. Este modelo es un modelo simplificado que hace que una parte constante e invariable de la lluvia que cae sobre la superficie, drene al alcantarillado (el resto se pierde o se infiltra). Este caudal se caracteriza para cada subcuenca mediante el coeficiente de escorrentía.

Tabla 1 Parámetros de cálculo del modelo hidrológico

Descripción	Rugosidad (Manning)	Tipo de Superficie	Valor de la Pérdida Inicial (m)	Coefficiente de Escorrentía Fijo
CALLE	0.015	Impermeable	0.001	0.75
TEJADO	0.015	Impermeable	0.001	0.75
ZONA VERDE	0.1	Permeable	0.01	0.05
MONTE ALTO	0.15	Permeable	0.012	0.03

Los datos de partida para fijar los caudales de salida (envío hacia la EDAR) del modelo, han sido extraídos del anexo de estudio de caudales del proyecto de "Cruce e impulsión de La Malata" para el año horizonte 2026, considerando los siguientes habitantes y dotaciones:

- 130.000 habitantes para el año horizonte.
- La dotación de agua residual (consumo-pérdidas) es de 250 l/h/d en la actualidad, y de 350 l/h/d en el futuro.
- El consumo industrial se establece como una dotación de 0,4 l/s/Ha en las zonas consolidadas, y de 0,15 l/s/Ha para las no consolidadas. En la situación de futuro, toda el área industrial se ha considerado como consolidada.

Como paso previo a la simulación de los distintos escenarios para el año medio de precipitación, y para analizar la capacidad de drenaje de la red, se ha generado una lluvia sintética mediante el método de los bloques alternados. La curva IDF empleada para obtener este hietograma se ha desarrollado con la metodología de la Instrucción 5.2 IC y los datos correspondientes a la precipitación máxima diaria de la estación Fene-Mañños de la Agencia Estatal de Meteorología - AEMET para un periodo de retorno de 10 años. Esta metodología es habitual en este tipo de trabajos y es la que establecen p.ej. las Instrucciones para Obras Hidráulicas en Galicia (ITOHG SAN 1/0 y SAN 1/1).

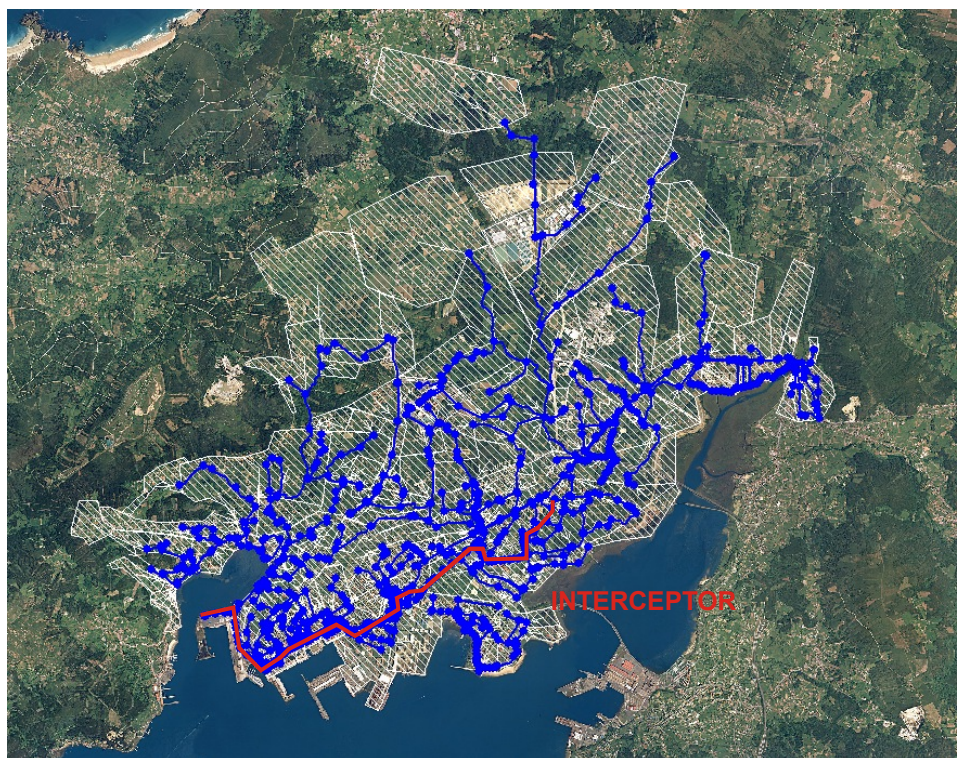


Figura 2 Discretización espacial. Subcuencas y red de drenaje.

Una vez determinada la precipitación de diseño se ha comprobado la capacidad hidráulica de la red existente, buscando que en las conducciones, y para este periodo de retorno, el grado de llenado relativo no superase el 75%. Este criterio, esbozado en varias normativas como la UNE – EN 752, las ITOHG o en las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento de la antigua CHN, no se ha aplicado en aquellos tramos bajos de la red afectados por el nivel de agua en los depósitos de detención. En estas situaciones, se ha buscado que el agua no ascienda por encima del nivel de la rasante (diseño frente a inundaciones), permitiendo en circunstancias excepcionales, el acerrojamiento de los pozos de registro.

Tras asegurar el correcto drenaje del sistema de saneamiento, se han introducido las características de las infraestructuras de detención: ubicación, curva de llenado, cotas de solera de implantación, cota del vertido, longitud del labio de vertido y/o curva de gasto de los aliviaderos. Además, se han introducido las condiciones de contorno del vertido (lámina libre, desagüe en carga bajo condiciones de PMVE) y elementos de regulación adecuados a cada sistema (bombeos, compuertas telecontroladas) para enviar los caudales máximos admitidos por el colector interceptor. Estos caudales han sido establecidos y comprobados en el estudio de la contaminación bacteriana en la ría de Ferrol para los diferentes escenarios de la red de saneamiento considerados.

Para este tipo de análisis sin embargo, no es apropiado contar únicamente con lluvias extremas. Para esta situación, es necesario contar con una serie temporal de lluvias. En este caso, se empleó la serie de precipitación registrada durante el año 2008 en la estación meteorológica de CIS Ferrol de Meteogalicia (www.meteogalicia.es). Este registro refleja el comportamiento pluviométrico medio de la zona de análisis, estando la precipitación total del año escogido comprendida entre el 90% y el 110% de la precipitación media anual de una serie de 10 años consecutivos. Los datos de precipitación tienen una resolución temporal de 10 minutos.

Las simulaciones anuales se han realizado bajo la premisa que la precipitación correspondiente al año 2008 se acepta como año medio. De este modo, se han obtenido los vertidos en la Ría para cada uno de estos diseños de la red de saneamiento. Estos vertidos se introducen como dato de entrada en el modelo de desaparición bacteriana del código Turbillon, con el que se estudia la evolución de las poblaciones bacterianas durante el año 2008 en 29 puntos de control situados en toda la Ría.

3.2 Definición de los escenarios de diseño

Para cumplir con los objetivos de calidad en la Ría de Ferrol, se han definido en el modelo un total de 16 sistemas infraestructuras de control y tratamiento de reboses o dispositivos anti-DSU. La tipología es similar en todas las soluciones, en las que se plantean depósitos de detención o “tanques de tormentas”, a excepción del sistema de “La Rana”, en la zona del Barrio de la Magdalena en Ferrol, donde se realiza un almacenamiento en el colector interceptor y un colector paralelo de nueva construcción.

Una vez elaborado el modelo de la red de saneamiento, se procedió a analizar el funcionamiento de la misma sin la colocación de depósitos. Se aumentaron algunos diámetros de las tuberías hasta permitir que todo el caudal que entra en la red llegase a los tanques, sin pérdidas ni desbordamientos. Se busca que no existan pérdidas de volumen por el camino y considerar una situación futura en la que toda la transformación lluvia-escorrentía termine por confluir en las zonas previstas para los tanques de tormentas.

En esta primera simulación se obtiene como resultado un volumen de vertido por cada aliviadero de tanque considerando volumen de retención cero. Para cada una de las incorporaciones al interceptor se definió el caudal punta en tiempo seco en función del área de aportación, la tipología de cada cuenca, la densidad poblacional y el caudal industrial, alcanzando un total en la parte final de interceptor de $1,15 \text{ m}^3/\text{s}$, dato que se considera como condición de contorno impuesta por la propia estación de bombeo de A Malata.

El caudal en tiempo de lluvia que se integra en el interceptor se asignó a cada tanque de tormentas de forma proporcional al caudal vertido con volumen de regulación cero, alcanzando un total en la parte final del interceptor de $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$, dato que se considera como condición de contorno impuesta por la propia estación de bombeo de A Malata.

Para tantear diferentes volúmenes de regulación total se ha tanteado una superficie neta de las cuencas de aportación de unas 1500 ha (la superficie total es de 4391 ha, es decir, el coeficiente de escorrentía medio es de 0.30). Esta aproximación inicial fue utilizada para delimitar los rangos de simulación que adoptaremos para el volumen total de regulación. Considerando un límite máximo de regulación del orden de 100 m^3 por hectárea neta, tenemos unos rangos de retención que parten de volumen cero y terminan en 150000 m^3 totales de regulación. Así, se definen los escalones de regulación total que se detallan a continuación: 0, 40000, 60000,

80000, 90000, 100000, 150000m³ respectivamente. Dentro de cada rango de simulación se asigna a cada tanque un volumen y un caudal de envío al interceptor en función de dos condicionantes: proporción en volumen de agua que drena a cada tanque y capacidad del interceptor actual existente (Tabla 2).

Tabla 2 Distribución de volúmenes de tanque para cada escenario de modelización

	ESCENARIO					
	1	2	3	4	5	6
CIS GALICIA	560	950	950	950	950	950
LA MALATA	670	1100	1100	1100	1100	1100
LA MALATA 2	2400	4000	4000	4000	4000	4000
LA RANA	2200	3650	3650	3650	3650	3650
ESTEIRO 1	400	700	700	700	700	700
ESTEIRO 2	1100	1800	1800	1800	1800	1800
CARANZA 1	400	650	650	650	650	650
CARANZA 2	115	200	200	200	200	200
CARANZA 3	125	210	210	210	210	210
MONTÓN	350	600	600	600	600	600
ALCAMPO	2300	3850	9500	12250	21600	24700
INXERTO	1000	1600	4000	5150	9000	10300
POL GANDARA	500	800	2000	2600	4500	5200
CADAVAL	20000	30000	35000	40000	40000	50000
FREIXEIRO	7500	11000	12000	15000	15000	30000
NEDA	650	1000	2000	2000	2000	3000
Total						
Volumen (m³)	40000	62000	78000	91000	105000	137000
Volumen por superficie neta (m³/Ha neta)	31.69	49.13	61.80	71.31	83.20	108.6

Una condición de contorno que ha limitado la solución final ha sido la de respetar la capacidad del del colector interceptor. Este interceptor consta de un tramo especialmente limitante en la zona de la recta de Alcampo (ver **Error! Reference source not found.**), debido a su geometría y la pendiente de la zona. A este tramo se le permite la entrada en carga, manteniendo el resto de tramos un llenado inferior al 70%. Con esta condición el caudal máximo circulante por el tramo limitante es 1,35 m³/s, lo que restringe los caudales de bombeo que entran en el interceptor aguas arriba de esta zona.

De esta forma se consideraron para los cálculos dos grupos de tanques diferenciados:

- 1) TANQUES ESTE, aguas arriba del tramo limitante. El caudal de sus bombes está restringido y sus volúmenes son consecuentemente mayores.
- 2) TANQUES OESTE, donde la capacidad del interceptor permite un caudal de bombeo holgado en estos tanques y, por tanto, un volumen menor.

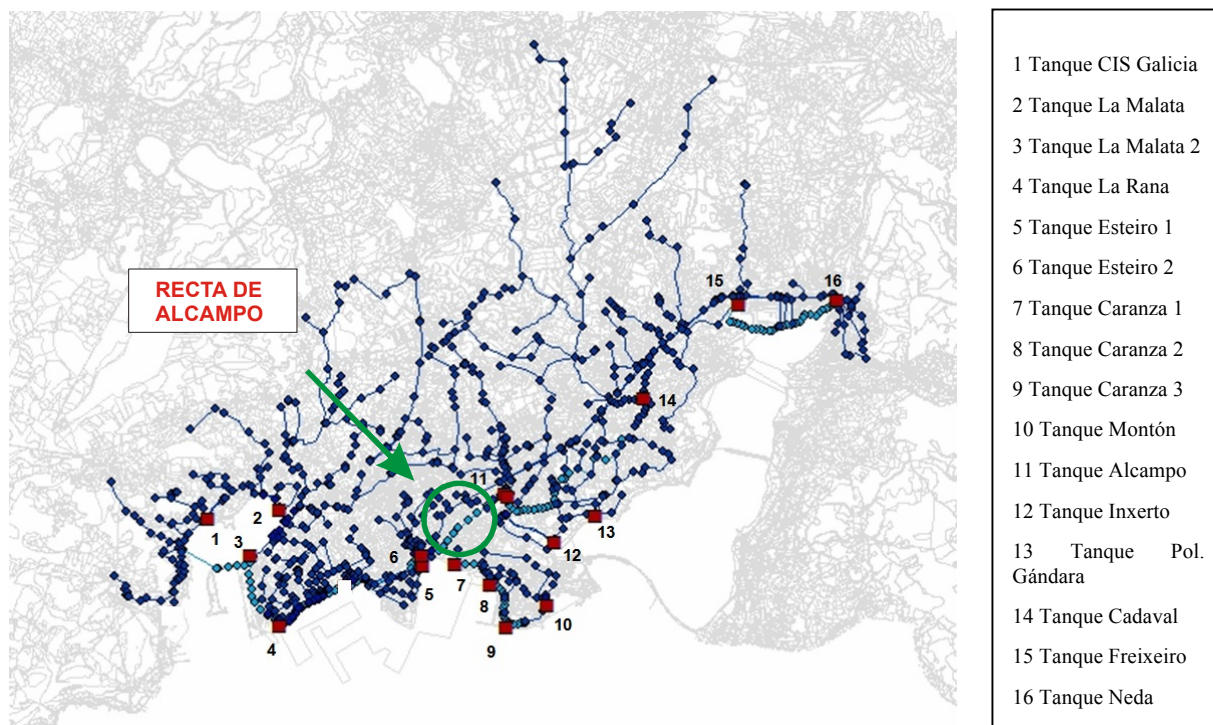


Figura 3 Emplazamiento de los tanques de regulación de estudio

En el primer grupo se limitó el caudal desviado a la EDAR en un total de $1,35 \text{ m}^3/\text{s}$, repartido proporcionalmente entre los 7 tanques afectados en función del volumen de agua que llega a cada uno de ellos. El resto de tanques envían a la EDAR los $5,15 \text{ m}^3/\text{s}$ restantes hasta el total de $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ admitidos. Dentro de cada grupo los volúmenes de tanque se reparten siempre de manera proporcional al volumen de agua que llega a cada uno de ellos.

3.3 Modelización del medio receptor

Para verificar el cumplimiento de los parámetros de calidad en la ría de Ferrol se ha modelizado la contaminación bacteriana con un modelo bidimensional de flujo en lámina libre. Se han empleado dos módulos de dicho modelo: el módulo hidrodinámico y el módulo de desaparición bacteriana.

3.3.1 Modelo hidrodinámico

El modelo de desaparición bacteriana requiere determinar los campos de velocidad y calado en la Ría. Estos se calculan mediante el módulo hidrodinámico del modelo Turbillon, que resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St.Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. Ambas hipótesis se cumplen de manera razonable tanto en ríos como en zonas litorales, haciendo posible la utilización de modelos de aguas someras para su estudio.

Se modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios. De esta forma es posible evaluar el movimiento del frente de marea.

3.3.2 Modelo de desaparición bacteriana

Este módulo permite estudiar la evolución de la concentración de coliformes fecales (*Escherichia coli*). El balance de materia implementado en el código es el siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial t}(h \cdot CF) + \frac{\partial}{\partial x}(h \cdot U_x \cdot CF) + \frac{\partial}{\partial y}(h \cdot U_y \cdot CF) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(h \left(\frac{\Gamma_i}{\rho} + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) \frac{\partial CF}{\partial x_j} \right) + S_{CF} \cdot h$$

Donde CF es la concentración de coliformes fecales, U_x , U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, v_t es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular, S_c es el número de Schmidt, que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta del soluto, y S es el término fuente/sumidero.

En el término fuente/sumidero se considera el proceso de desaparición bacteriana, el cual se modela mediante una reacción cinética de primer orden:

$$S_{CF} = -k_{coliforme} \cdot CF$$

donde $k_{coliforme}$ es la constante de desaparición bacteriana en días⁻¹ y CF es la concentración de coliformes.

Para el cálculo de la tasa de desaparición bacteriana se ha utilizado el modelo de Mancini (1978). En dicho modelo la tasa de desaparición se calcula de la siguiente forma:

$$k_{coliforme} = (0.8 + 0.02 \cdot S) \cdot 1.07^{(T-293)} + \frac{I_0}{k_e \cdot H} (1 - e^{-k_e \cdot H})$$

Donde $k_{coliforme}$ es la tasa de desaparición en días⁻¹, S es la salinidad en g/l, T es la temperatura en K, I_0 es la energía de la luz en superficie en Ly/h, k_e es el coeficiente de extinción de la luz en m⁻¹ y H es la profundidad en m.

3.3.3 Definición de las condiciones de modelización

La discretización espacial se realiza mediante una malla no estructurada de volúmenes finitos triangulares. Dicha malla consta de 22758 volúmenes finitos y cubre una extensión espacial de aproximadamente 39.44 km². Para proceder al cálculo hidrodinámico es preciso definir las condiciones de contorno del problema. Las condiciones que se han impuesto son las siguientes: Aguas arriba se supone un caudal de entrada de 5 m³/s, que se considera es la aportación media del río Xubia, y en el contorno exterior se impone una cota del agua variable en función de la altura de marea, obtenida a partir de los armónicos de marea de la ría de Ferrol. Se utiliza un ciclo representativo de marea de 15 días, que se supone se repite indefinidamente.

Se consideran un total de 16 vertidos asociadas a las estructuras de regulación previstas. El hidrograma de cada vertido para los distintos escenarios analizados se obtiene de la modelización de la red de saneamiento con el programa InfoWorks. Se toma una concentración de coliformes en los vertidos de 10⁷ ucf/100ml.

El modelo de desaparición bacteriana utiliza 4 parámetros: la salinidad del agua, la temperatura del agua, la energía de la luz solar en superficie y el coeficiente de extinción de la luz. Se han considerado los siguientes valores:

- Temperatura del agua: temperatura variable (datos semanales obtenidos de la National Oceanic and Atmospheric Administration, NOAA)
- Salinidad del agua: constante de valor 32.5 kg/m³
- Energía de la luz solar en superficie: radiación solar variable correspondiente al año 2008 (datos cada 10 minutos de la estación CIS Ferrol)
- Coeficiente de extinción de la luz: 1 m⁻¹

3.4 Resultados de la simulación

A partir de la zonificación de usos de la Ría, en la que destacan las zonas de marisqueo y las zonas de baño, se han seleccionado 29 puntos de control (Figura 4). Estos puntos se agrupan en zonas de control de acuerdo con su ubicación y su uso. Se consideran 5 zonas: global (considerando los 29 puntos), fondo de Ría (puntos P2, P3, P4, b5, m12 y m13), marisqueo en fondo de Ría (puntos P2, P3, P4, m12 y m13), baño (puntos b1 a b7) y marisqueo

(P1 a P8 y m1 a m13). En dichos puntos y zonas de control, se estudia la evolución de la concentración de coliformes a lo largo del año.

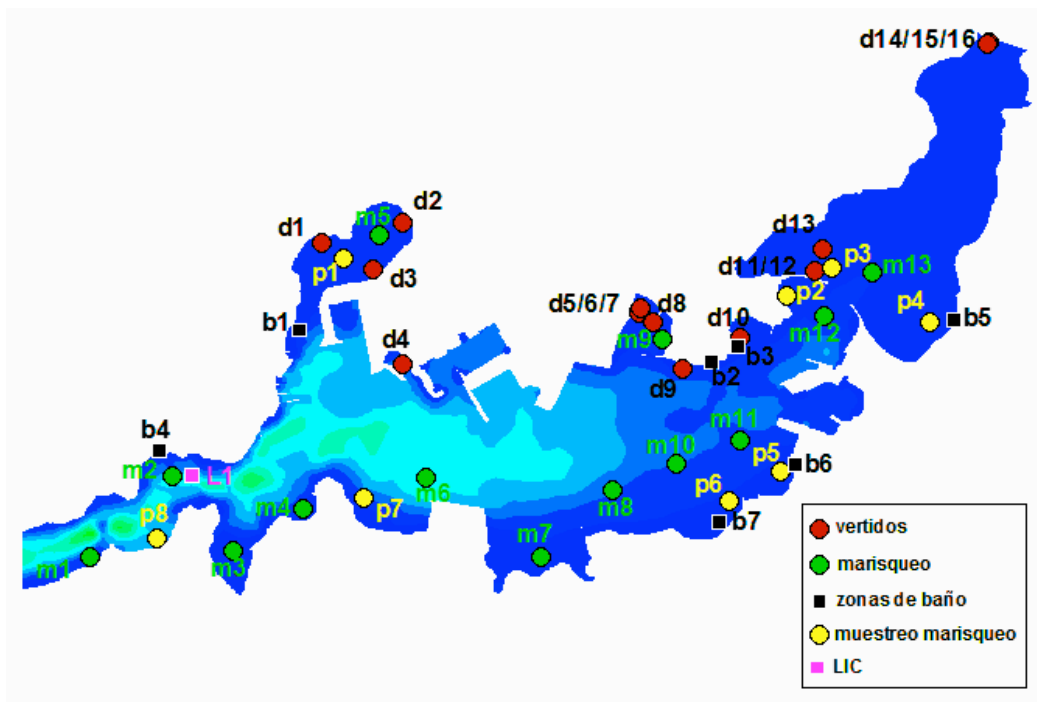


Figura 4 Puntos de vertido y control en la Ría de Ferrol

Los puntos de control que presentan mayores tiempos de superación son los situados en el fondo de la Ría, en cualquiera de los escenarios considerados. Se considera la siguiente limitación sobre la contaminación fecal: la concentración de coliformes debe ser inferior a 100 ucf/100ml un 90% del año (esta limitación se adopta como valor límite considerado en la legislación autonómica vigente). Si se consideran únicamente los tiempos de superación promedios, tanto en el fondo de Ría como los promedios globales en función de los usos, el caso 2 (**Error! Reference source not found.**) sería el escenario con menor volumen de tanque de los que cumplen la restricción. No obstante, si se considera que esta limitación se debe de cumplir de forma estricta en cualquier punto de la Ría, el escenario 3 sería el adecuado (**Error! Reference source not found.**).

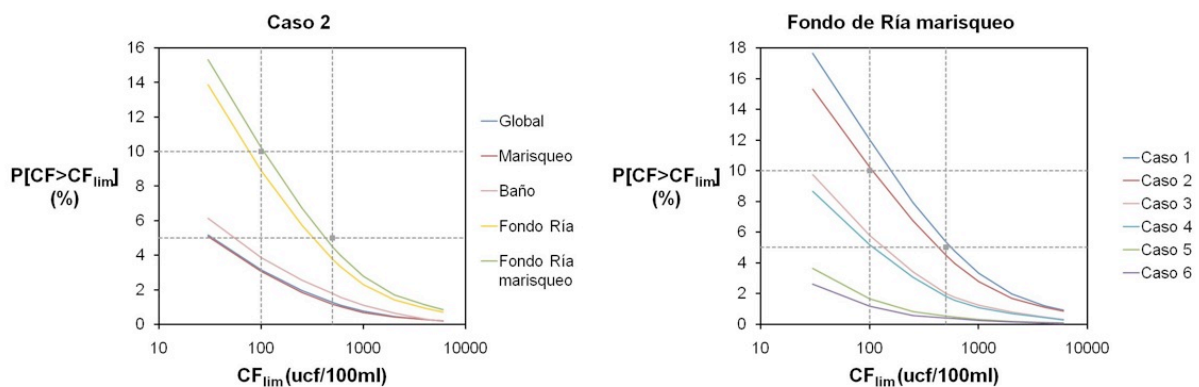


Figura 5 Tiempos de superación del límite de contaminación fecal

4 Conclusiones

En este proyecto se ha realizado la modelización de la contaminación bacteriana en la ría de Ferrol para diferentes escenarios de volúmenes de tanque en la red de saneamiento de Ferrol, Narón y Neda. Se resume a continuación el proceso seguido:

1. Se han estudiado 6 escenarios de la red de saneamiento, cada uno de ellos con un volumen total de tanques mayor al anterior.
2. Se han calculado los vertidos en la Ría para cada uno de estos diseños de la red de saneamiento, tomando el año 2008 como año medio.
3. Se ha modelizado la evolución de las poblaciones bacterianas durante el año 2008 en la ría de Ferrol con un modelo de desaparición bacteriana bidimensional y considerando las condiciones meteorológicas de dicho año.
4. Se ha estudiado la concentración de coliformes en 29 puntos de la Ría, distribuidos en función de la zonificación de usos. Se busca que la concentración de coliformes sea inferior a 100 ufc/100ml un 90% del año en las distintas zonas de control.
5. Se ha analizado que escenarios cumplen esta condición y, dentro de éstos, cual requiere un menor volumen de tanque.

A la vista de los resultados, la contaminación bacteriana en los escenarios 4, 5 y 6 estaría muy por debajo de los límites legales. En el escenario 3, la condición de no superar las 100 ufc/100ml el 90% del año se cumpliría en todos los puntos analizados, mientras que en el escenario 2 se cumple al promediar por zonas. Por tanto, se opta por el escenario 2, ya que, cumpliendo los límites establecidos, requiere un menor volumen de tanque (78000 m³).

Por último, destacar por tanto que este documento representa una superación en los objetivos marcados para la rehabilitación del colector interceptor existente, implementando como factor limitante de todo el diseño y análisis la protección del medio receptor frente a las cargas de contaminación procedentes de las descargas de sistemas unitarios en tiempo de lluvia, acometiendo la modelización y solución de los dispositivos anti-DSU necesarios para el control de los impactos previsibles sobre el medio aunque sin perder de vista el espíritu inicial del proyecto de poner en valor tanto las infraestructuras de nueva construcción como las ya existentes, y desarrollando a nivel constructivo todas las soluciones planteadas de modo que modo que los diferentes análisis teóricos tengan su próximo traslado a la realidad constructiva de todas las infraestructuras diseñadas, circunstancia esta que sin duda contribuirá a mejorar sustancialmente el estado actual del entorno medioambiental de la Ría de Ferrol.

5 Referencias Bibliográficas

Mancini J.J. (1978). "Numerical estimation of Coliform mortality rates under various conditions." *J. Water Poll. Contr. Fed.*, Vol. 50, p.2477.

Wallingford (2007). "Programa de modelización de redes de saneamiento y canales: InfoWorks CS" Manual de usuario, Oxfordshire.

Augas de Galicia (2009). Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas en Galicia. Serie Saneamiento.