

Modelos numéricos para el estudio de calidad de aguas del medio receptor

Luis Cea

Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA)

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad de A Coruña

lcea@udc.es

1 Introducción

El Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (MARM) está desarrollando el Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración, en donde se establecen, entre otras, las actuaciones necesarias para reducir el impacto en tiempo de lluvia de los sistemas de saneamiento en España. La gran mayoría de las infraestructuras de control y tratamiento de reboses de alcantarillado unitario en tiempo de lluvia, que son parte de las denominadas Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS), se suelen basar en alcanzar alguno, o varios, de los objetivos siguientes, basados en el control de las emisiones:

- Dilución: caudal múltiplo del caudal medio en tiempo seco a partir del cual se admite el vertido.
- Porcentaje de captura seguido de tratamiento (control de masa de un contaminante): Se fija un porcentaje de un contaminante concreto que debería capturarse y tratarse (el balance podría ser por suceso de lluvia o anual).
- Porcentaje de captura seguido de tratamiento (control de volumen de agua de escorrentía): Se fija un porcentaje de volumen de escorrentía que se capturará y que, por lo tanto, se tratará más o menos (el balance podría ser por suceso o anual).
- Frecuencia de vertidos: Se genera volumen de regulación en red o en EDAR y se fijar un número de descargas de sistemas unitarios de alcantarillado por año.
- Limitar el número de horas de vertido a través de un aliviadero.
- Captura de lluvia de diseño: se captura completamente la lluvia de diseño, de periodo de retorno T.
- Nivel de tratamiento: Se especifica el rendimiento de eliminación de un contaminante en los reboses; con frecuencia especificados como el equivalente de un tratamiento primario.

Todos los criterios anteriores buscan proteger el medio natural limitando bien la masa de contaminación que a él se envía bien las concentraciones en los sucesos de vertido, pero no consideran el estado ecológico del medio receptor. Dichos criterios están pensados en su mayoría para vertidos continuos en tiempo seco.

La Directiva Marco del Agua establece que la protección del medio se puede enfocar de dos maneras diferentes. La primera consiste en establecer estándares de emisión (ES, "Emission Standars"); se estudian e imponen restricciones a los vertidos que se realizan (se fijan frecuencias de rebose en una año, o nivel de tratamiento mínimo en el flujo vertido, etc., ya comentados anteriormente); presentan el problema de que no analizan las repercusiones sobre el sistema acuático específico que se intenta proteger. La segunda metodología consiste en establecer objetivos de calidad ambiental (EQS, "Environmental Quality Standards"). Se evalúa, mediante técnicas de modelización, el impacto concreto que se produce sobre el medio acuático, y se analiza si es tolerable para él. En esta metodología es necesario, por lo tanto, disponer de estándares de calidad del agua del sistema acuático afectado.

En España, muchos de los saneamientos costeros construidos en los últimos años han tenido como referencia el cumplimiento de objetivos de calidad bacteriológicos en el medio marino, analizando los incumplimientos provocados por DSUs. Sin embargo, la experiencia existente en el diseño de sistemas de saneamiento y drenaje en entornos fluviales no es tan amplia, de hecho las referencias son muy escasas. Se han realizado estudios que han modelizado el medio acuático fluvial y las presiones que reciben, pero con escenarios de tiempo seco. Apenas han sido estudiados los impactos transitorios generados por vertidos de carácter intermitente en tiempo de lluvia. A nivel internacional la referencia más conocida que trabaja en este sentido es el manual "Urban Pollution Management" (UPM), de la "Foundation for Water Research" (1998), en Gran Bretaña, el cual utiliza

estándares de calidad que tienen en cuenta la concentración, duración y frecuencia de los sucesos de contaminación.

Con el fin de evaluar la calidad de las masas de agua del medio receptor ante diferentes escenarios de vertido es importante disponer de una herramienta que permita conocer la evolución de la contaminación producida por vertidos puntuales a lo largo del cauce y del tiempo. Los modelos numéricos de calidad de aguas pretenden predecir la concentración de contaminantes en cualquier punto de un medio acuático y en cualquier escenario. Constituyen una de las herramientas más utilizadas para la gestión técnica de la calidad de aguas y pueden ser utilizadas para muy diversas aplicaciones. Permiten, por ejemplo, relacionar la descarga de aguas residuales con la calidad de agua del cuerpo receptor, pudiendo así evaluar planes alternativos de ingeniería para el control de los vertidos. Así, es posible analizar la influencia sobre la calidad del agua receptora de los diversos grados de tratamiento o las ubicaciones de los puntos de descarga de aguas residuales. Otras de las posibles aplicaciones de este tipo de modelos son el estudio del impacto de las regulaciones de caudal sobre la calidad del agua o la verificación del cumplimiento de los estándares de calidad.

En este artículo se describen las principales características de los modelos de calidad de agua para evaluación de la mezcla de contaminantes en el medio receptor y se presentan diversos ejemplos de aplicación en los que se utilizan diferentes estándares de calidad del agua.

2 Modelo numérico

2.1 Módulos de cálculo

La dilución y dispersión de un contaminante en el medio receptor está condicionada por diferentes procesos y variables que deben ser tenidos en cuenta en un modelo de calidad de agua. Estas variables pueden ser introducidas directamente como datos de entrada del modelo de calidad o pueden a su vez calcularse mediante otros módulos de cálculo acoplados al modelo de calidad. En la siguiente figura se presentan de forma esquemática los diferentes procesos y variables que deben ser consideradas en el análisis de la calidad de agua en ríos y estuarios. Generalmente, variables con una gran variabilidad espacial y temporal, como son la hidrodinámica (velocidades y calados), turbulencia, y en ocasiones el oleaje. La temperatura, la salinidad y la turbidez del agua pueden imponerse en el modelo a partir de mediciones de campo o pueden, en el caso de que se considere oportuno debido a su variabilidad espacio/temporal o a la falta de datos de campo, modelarse mediante módulos específicos.

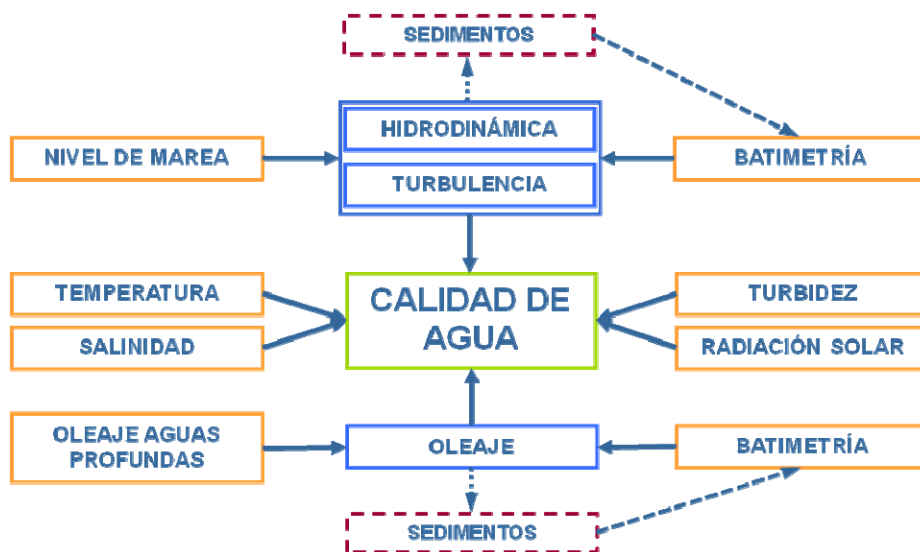


Figura 1 Esquema general de los módulos de cálculo y variables que intervienen en un modelo numérico de calidad de agua

En los siguientes apartados se comentan brevemente los tipos de módulos que habitualmente se incluyen en un modelo de calidad de aguas, sin entrar a describir en detalle las ecuaciones matemáticas que se resuelven en dichos módulos.

2.2 Módulo de calidad de aguas

Una característica muy importante de los modelos numéricos utilizados para el estudio de calidad de aguas en el medio receptor son las ecuaciones matemáticas resueltas por el modelo, así como los procesos considerados y las hipótesis simplificadoras realizadas en dicha ecuaciones, ya que estas son las que condicionan fundamentalmente su aplicabilidad a diferentes escenarios de cálculo. Desde el punto de vista de las ecuaciones podemos distinguir en modelos 1D, 2D o 3D.

2.2.1 Ecuación de convección-difusión 3D

Para cada variable considerada en el modelo de calidad se resuelve una ecuación de balance de masa (transporte por convección-difusión 3D) del tipo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \left(\frac{\partial U_x \cdot C}{\partial x} + \frac{\partial U_y \cdot C}{\partial y} + \frac{\partial U_z \cdot C}{\partial z} \right) + \left(\frac{\partial F_{dx}}{\partial x} + \frac{\partial F_{dy}}{\partial y} + \frac{\partial F_{dz}}{\partial z} \right) + S_c$$

donde C es la concentración de la sustancia considerada, U_x , U_y , U_z son las tres componentes de la velocidad, F_{dx} , F_{dy} , F_{dz} son los flujos por difusión/dispersión y S_c es el término de reacción. La velocidad del agua, calados y viscosidad turbulenta se obtienen directamente del módulo hidrodinámico y del módulo de turbulencia.

2.2.2 Ecuación de convección-difusión 2D promediada en profundidad

Para cada variable considerada en el modelo de calidad se resuelve una ecuación de balance de masa (transporte por convección-difusión 2D promediado en profundidad) del tipo:

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

donde C es la concentración de la sustancia considerada, U_x , U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, v_t es la viscosidad turbulenta proporcionada por el modelo de turbulencia, Γ es el coeficiente de difusión molecular, $S_{c,t}$ es el número de Schmidt, que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta del soluto, y S_c es el término de reacción.

2.2.3 Ecuación de convección-difusión 1D promediada en sección

Para cada variable considerada en el modelo de calidad se resuelve una ecuación de balance de masa (transporte por convección-difusión 1D promediado en sección) del tipo:

$$\frac{\partial}{\partial t} (A C) + \frac{\partial}{\partial x} (Q C) = \frac{\partial}{\partial x} \left(A D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x} \right) + S_c$$

donde C es la concentración de la sustancia considerada, Q es el caudal, A es el área de la sección y D_{ef} es el coeficiente efectivo de difusión dispersión, y S_c es el término de reacción.

2.2.4 Interacción entre componentes. Términos de reacción

Los términos de reacción dependen de las variables consideradas y de su interacción. Desde el punto de vista matemático son fuentes y sumideros de la sustancia considerada debido a reacciones y mecanismos de transferencia de masa. Las siguientes figuras muestran de forma esquemática las interacciones que pueden tener lugar entre componentes para modelos de calidad de distinta complejidad.

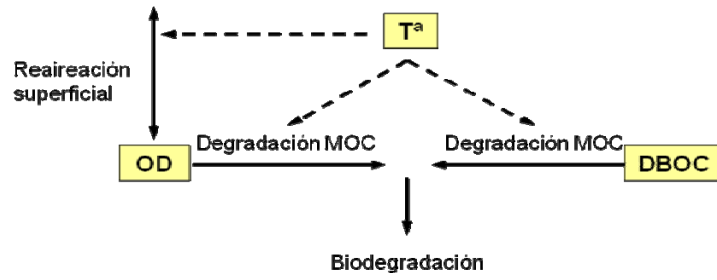


Figura 2 Esquema de modelo de calidad de aguas considerando oxígeno disuelto y materia orgánica (DBOC).

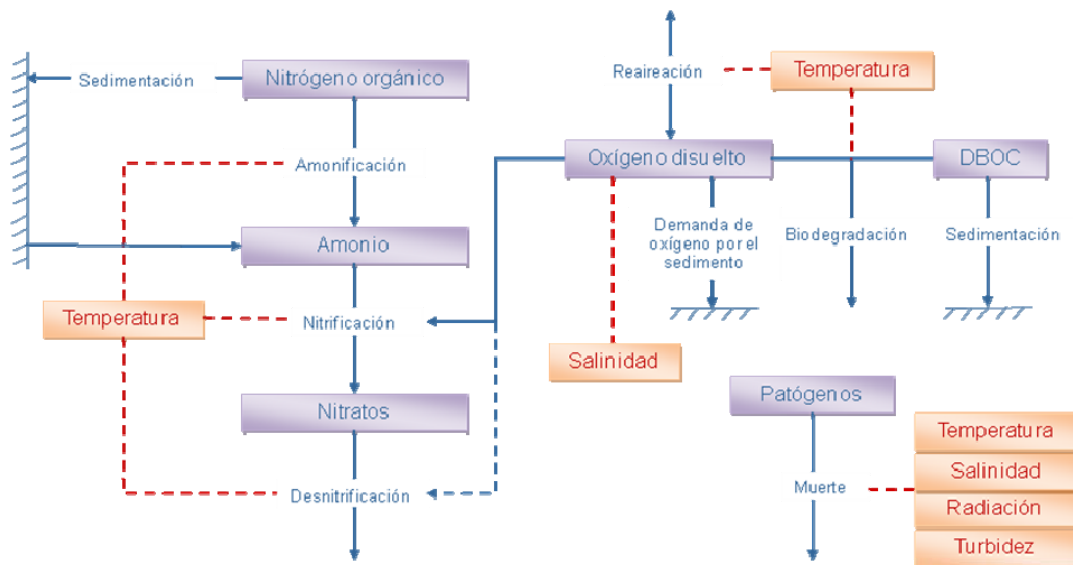


Figura 3 Esquema de modelo de calidad de aguas considerando oxígeno disuelto, materia orgánica (DBOC), ciclo del nitrógeno, y patógenos (coliformes).

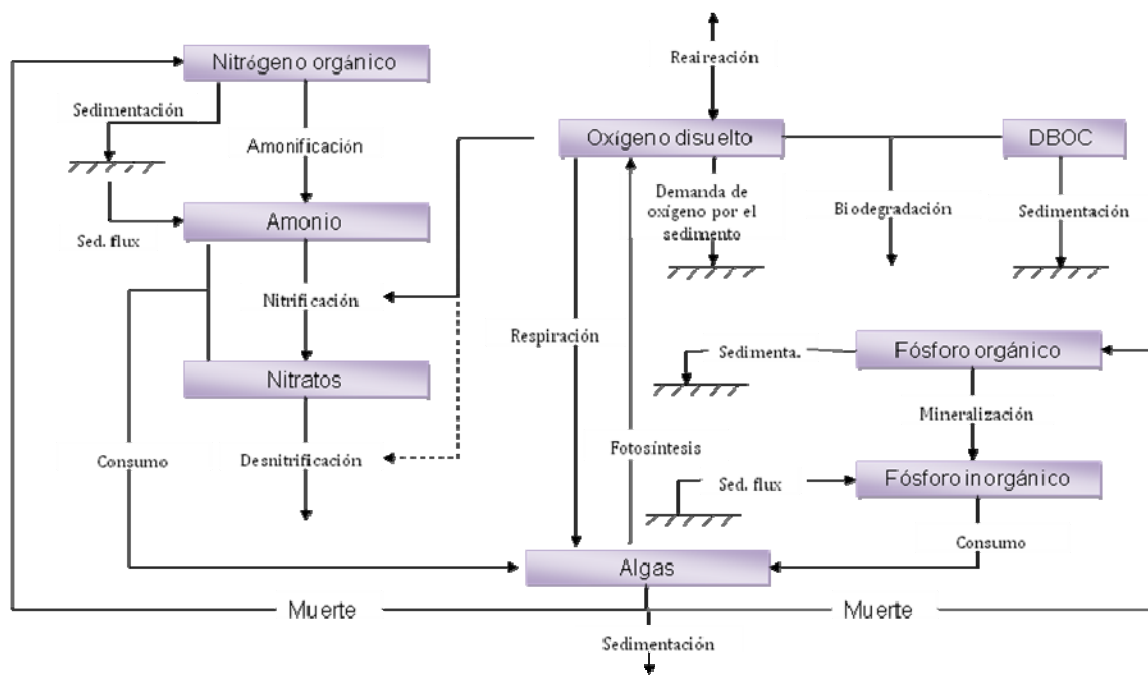


Figura 4 Esquema de modelo de calidad de aguas considerando oxígeno disuelto, materia orgánica (DBOC), ciclo del nitrógeno, ciclo del fósforo y algas.

Los términos de reacción entre componentes dependen de unas constantes cinéticas, que a su vez dependen de la temperatura y salinidad del agua, así como de la concentración de los diferentes componentes considerados. Las expresiones utilizadas para caracterizar los diferentes términos de reacción y procesos que aparecen en los esquemas anteriores se pueden encontrar en referencias como Chapra et al. (2007).

2.2.5 Temperatura y salinidad

La velocidad de reacción de todos los procesos anteriores depende de la temperatura del agua, la cual se incluye en todos los términos fuente definidos anteriormente. Además, la concentración de oxígeno en saturación depende de la presión atmosférica, de la temperatura del agua y de la salinidad del agua. La influencia de la presión atmosférica se considera a partir de la altura de la lámina de agua (calculada en el módulo hidrodinámico), aunque sus variaciones a lo largo del dominio de cálculo suelen ser despreciables. En el caso de que la temperatura y la salinidad sean aproximadamente constantes en espacio y tiempo, se pueden introducir a como constantes. En el caso de que se produzcan variaciones importantes de estas variables en tiempo o en espacio, es necesario calcular su valor mediante la resolución de sendas ecuaciones de conservación (calor y salinidad).

En el modelo se suele incluir un módulo de salinidad que resuelve la ecuación de conservación de una sustancia pasiva promediada en profundidad, i.e. sin término fuente ($S_S=0$), así como un módulo de temperatura que resuelve la ecuación del calor promediada en profundidad, incluyendo los siguientes procesos en el término fuente S_T :

- Radiación solar de onda corta
- Radiación de onda larga emitida por la atmósfera
- Radiación de onda larga emitida por el agua
- Conducción de calor entre el agua y el aire por diferencia de temperatura
- Energía consumida en la evaporación del agua

2.3 Hidrodinámica

La elección de un modelo numérico concreto depende del problema considerado. En la actualidad existen modelos 3D para el cálculo del flujo en lámina libre en estructuras hidráulicas con geometría compleja. El coste computacional de estos modelos es muy elevado, especialmente en ingeniería fluvial, en donde el dominio de estudio es muy extenso y la geometría totalmente irregular, por lo que en la actualidad son mucho más utilizados los modelos 2D e incluso 1D. La potencia de los ordenadores actuales permite asumir la utilización de modelos 2D en proyectos de ingeniería hidráulica a un coste computacional razonable.

2.3.1 Modelos 3D de flujo no-compresible

Son modelos que resuelven las ecuaciones de Reynolds 3D incluyendo la fuerza de la gravedad en dirección vertical. Los modelos RANS-3D proporcionan las 3 componentes de la velocidad media, la presión dinámica y la altura de la lámina de agua. Para ello es necesario resolver 4 ecuaciones de conservación (1 ecuación de conservación de la masa y 3 ecuaciones de conservación del momento), así como una ecuación para el cálculo de la superficie libre. Se resuelven las siguientes ecuaciones de conservación para fluido Newtoniano no-compresible:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u} \bar{u}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u} \bar{v}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u} \bar{w}}{\partial x_j} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) \\ \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{v} \bar{u}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v} \bar{v}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v} \bar{w}}{\partial x_j} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) \\ \frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{w} \bar{u}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{w} \bar{v}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{w} \bar{w}}{\partial x_j} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) - g \end{aligned}$$

en donde se ha asumido que las tensiones turbulentas se modelan mediante un modelo de Boussinesq. El principal problema de los modelos RANS-3D es su coste computacional, el cual es especialmente relevante en ingeniería hidráulica, en donde los problemas estudiados suelen tener una gran extensión espacial, así como una geometría compleja.

2.3.2 Modelos de aguas someras 3D

Son modelos que resuelven las ecuaciones de Reynolds 3D asumiendo una distribución de presiones hidrostática, i.e. la presión queda totalmente definida mediante la superficie libre y la densidad del fluido. En problemas que implican agua salada y agua dulce (por ejemplo en estuarios y desembocadura de ríos) se admite que la densidad pueda ser variable en función de la concentración de sal del agua. Los modelos 3D-SWE resuelven 3 ecuaciones de conservación (1 ecuación de conservación de la masa y 2 ecuaciones de conservación del momento), y una ecuación para el cálculo de la superficie libre. Las ecuaciones de conservación resueltas son las siguientes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u} \bar{u}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u} \bar{v}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u} \bar{w}}{\partial x_j} &= -g \frac{\rho_{z_s}}{\rho} \frac{\partial z_s}{\partial x} - g \int_z^{z_s} \frac{\partial \rho}{\partial x} dz + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) \\ \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{v} \bar{u}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v} \bar{v}}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v} \bar{w}}{\partial x_j} &= -g \frac{\rho_{z_s}}{\rho} \frac{\partial z_s}{\partial y} - g \int_z^{z_s} \frac{\partial \rho}{\partial y} dz + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) \end{aligned}$$

2.3.3 Modelos de aguas someras 2D

Debido a su carácter marcadamente bidimensional, los flujos poco profundos se pueden representar adecuadamente mediante un campo bidimensional de calado y velocidad horizontal promediada en profundidad. Las ecuaciones que rigen la evolución de dichas variables son las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St.Venant bidimensionales. Las ecuaciones asumen una escala espacial vertical mucho más pequeña que la escala

horizontal, lo cual permite asumir una distribución de presión hidrostática. Al mismo tiempo asumen un perfil vertical de velocidades homogéneo en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios y zonas costeras. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las 2D-SWE son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, transporte de sedimentos y contaminantes, etc. Las ecuaciones 2D-SWE son un conjunto de 3 ecuaciones diferenciales de transporte (conservación de masa y conservación de momento en las 2 direcciones horizontales) con 3 incógnitas (calado y 2 componentes de la velocidad promediada en profundidad), que se pueden expresar como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} \\ \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} \end{aligned}$$

en donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, z_s es la elevación del fondo, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, P_a es la presión atmosférica a nivel de la superficie libre, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra, λ es la latitud del punto considerado, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e , τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente de masa y de momento. El término que introduce los efectos de la variación de la presión atmosférica en el dominio todavía no se encuentra implementado en el modelo.

Las tensiones efectivas horizontales aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad.

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{u_i' u_j'} + D_{ij}$$

en donde τ_{ij}^v son las tensiones viscosas, $\overline{u_i' u_j'}$ son las tensiones turbulentas, y D_{ij} son los términos de dispersión lateral. Los términos de dispersión se desprecian en las ecuaciones 2D-SWE (hipótesis de perfil de velocidad uniforme en profundidad), debido a la imposibilidad de calcularlos de forma general. Su importancia será mayor cuanto menos uniforme sea el perfil de velocidad en profundidad. Una situación típica en la que estos términos pueden cobrar importancia es en canales con codos o radios de curvatura pequeños, así como en la confluencia de canales.

Las tensiones de Reynolds reflejan el efecto de la turbulencia sobre la velocidad media del fluido, y en flujo turbulento son varios órdenes de magnitud mayores que las tensiones viscosas. El efecto de las tensiones turbulentas es especialmente importante en zonas de recirculación, en donde la producción de turbulencia es elevada. Para calcularlas es necesario recurrir a un modelo de turbulencia. Existen diferentes modelos de turbulencia específicos para las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad. La influencia del modelo de turbulencia en los resultados de calado y velocidad suele ser pequeña cuando se modela el flujo en ríos y en zonas costeras, debido a que los esfuerzos convectivos son varios órdenes de magnitud superiores a las tensiones turbulentas. Esto suele ocurrir en flujos en los que la geometría es lo suficientemente suave como para que no se produzcan zonas de recirculación en planta. A pesar de ello, incluso en este tipo de situaciones puede ser importante realizar una correcta modelización de la turbulencia, ya que esta juega un papel fundamental en los procesos de transporte y mezcla de contaminantes, siendo el coeficiente de difusión turbulenta varios órdenes de magnitud superior al coeficiente de difusión molecular.

2.3.4 Ecuaciones de St. Venant 1D

En los modelos de aguas someras promediados en sección se asume la hipótesis de presión hidrostática así como una distribución de velocidad aproximadamente uniforme en toda la sección. Las ecuaciones se pueden obtener promediando en sección las ecuaciones de Reynolds tridimensionales. Evidentemente, este tipo de modelos se pueden utilizar únicamente en flujos con un marcado carácter unidimensional. Su campo de aplicación más extendido es el estudio de tramos fluviales con una longitud importante. En este tipo de estudios tienen una gran

ventaja frente a otro tipo de modelos debido a su bajo coste computacional, así como a la facilidad con la que se pueden incorporar los efectos sobre el flujo de puentes, vertederos, y otras estructuras hidráulicas. En este tipo de problemas pueden proporcionar resultados de calados con una precisión aceptable. Los resultados de velocidad ser mucho peores, ya que la hipótesis de velocidad uniforme en sección no se cumple casi nunca.

Las ecuaciones de aguas someras 1D son un sistema de 2 ecuaciones diferenciales (conservación de masa y de momento en dirección longitudinal) con 2 incógnitas. Para un cauce de sección arbitraria se pueden escribir como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = -g A \frac{\partial z_s}{\partial x} - g A I$$

siendo U la velocidad promediada en sección, A el área de la sección, Q el caudal, z_s la cota de la lámina libre, e I la pendiente hidráulica de fricción.

3 Aplicaciones

3.1 Niveles de oxígeno aguas abajo del embalse de Portodemouros

Desde el punto de vista ambiental el funcionamiento típico de las centrales hidroeléctricas puede ser perturbador para los ecosistemas acuáticos, especialmente aguas abajo de la planta, debido a las alteraciones en el régimen hidráulico del río. Además, el caudal turbinado procede generalmente de niveles profundos del embalse, donde la concentración de oxígeno es menor. En consecuencia, la curva de operación de estas estructuras hidráulicas debe tener en cuenta no sólo las demandas de energía, sino también los cambios resultantes en las condiciones ambientales. El estudio presentado en este apartado se centra en uno de los problemas medioambientales señalados anteriormente: la baja concentración de oxígeno disuelto del caudal turbinado para la generación hidroeléctrica y su influencia en el tramo aguas abajo. Los cambios en los niveles de oxígeno se evalúan en el río Ulla mediante un modelo de calidad basado en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales.

3.1.1 Zona de estudio

El río Ulla está situado en el Noroeste de España, dentro de la Comunidad Autónoma de Galicia. Su cuenca es la segunda más grande de Galicia después de la del río Miño, con más de 2.700 kilómetros cuadrados. En su curso alto, cerca de la pequeña localidad de Viladecrues, se encuentra el aprovechamiento hidroeléctrico de Portodemouros, que entró en explotación en 1968. Al pie de la presa, subterránea, dispone de una central hidroeléctrica dotada de 2 turbogrupos Francis de 60 m³/s cada uno y una potencia total instalada de 76 MW. En 2003 la central se amplía dotándola de un nuevo grupo hidroeléctrico de 9,6 MW de potencia capaz de turbinar el caudal ecológico, variable a lo largo del año entre 5 y 15 m³/s.

3.1.2 Modelo numérico

El modelo numérico comprende un tramo de río de aproximadamente 10 km que comienza en la central hidroeléctrica de Portodemouros, con una malla formada por un total de 17892 volúmenes finitos cuadrangulares.

Como condición de contorno aguas arriba se introduce el caudal total desaguado en el embalse. Teniendo en cuenta las características de la central, se considera que el caudal punta alcanza los 120 m³/s y que el caudal ecológico varía entre los 5 y 15 m³/s. En consecuencia, se realizan 3 simulaciones distintas con caudales de 5 m³/s, 15 m³/s y 120 m³/s respectivamente. En la sección de salida se impone la elevación de la superficie libre constante en todo el contorno.

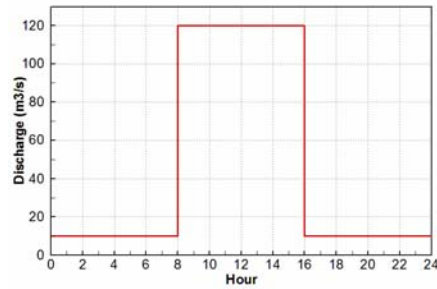


Figura 5 Curva diaria de carga considerada para el embalse de Portodemouros

A pesar de los altos niveles de oxígeno disuelto aguas arriba del embalse, la concentración de oxígeno en el caudal turbinado puede descender hasta los 3 mg/l. Por tanto, se ha fijado este valor de 3 mg/l como condición de contorno aguas arriba. La concentración del resto de parámetros del modelo (DBO y nitrógeno en sus diferentes formas) se considera nula, ya que la calidad del agua aguas arriba del embalse es buena. Por tanto, el único proceso que afecta al término fuente del oxígeno disuelto es la reaeración.

3.1.3 Resultados

En las siguientes figuras se muestra la evolución de los niveles de oxígeno a lo largo del tramo estudiado, con la concentración de 3 mg/l de oxígeno en el contorno de entrada. La concentración de oxígeno aumenta gradualmente aguas abajo del embalse debido al fenómeno de la reaeración. Tanto en la simulación de 5 m³/s como en la de 15 m³/s la recuperación de los niveles de oxígeno es rápida y los niveles al final del tramo superan los 8 mg/l. Los peores niveles de oxígeno tienen lugar al imponer el caudal pico de 120 m³/s en el contorno de entrada. En este último caso, no se recuperan los niveles de oxígeno en el tramo estudiado, que no superan los 6 mg/l en ningún punto. Aunque las velocidades del tramo aumentan, el incremento de los niveles de agua reduce el valor del coeficiente de reaeración.

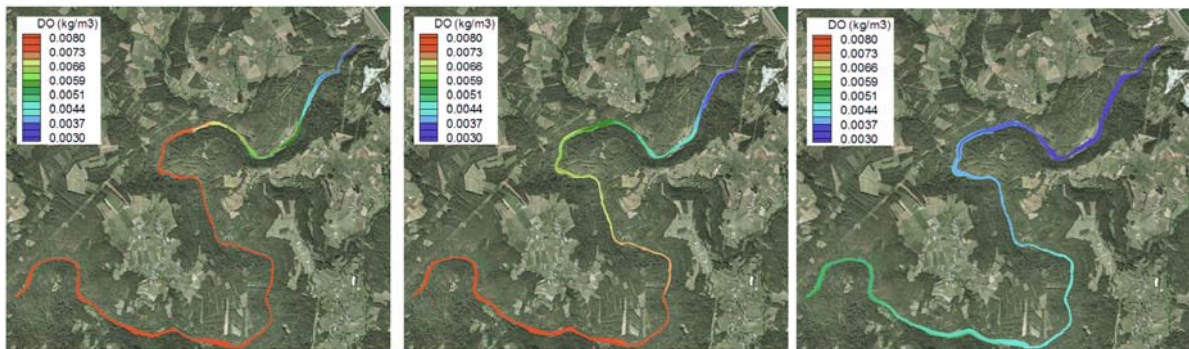


Figura 6 Concentraciones de OD para caudales de 5 m³/s (izquierda), 15 m³/s (centro) y 120 m³/s (derecha).

3.2 Incidencia del sistema de saneamiento de Lugo sobre el río Miño en tiempo de lluvia

En este apartado se presenta un resumen de los trabajos realizados en un estudio de las afecciones sobre el río Miño generadas por el nuevo sistema de saneamiento y drenaje de la ciudad de Lugo en tiempo de lluvia. Para ello se desarrolló una metodología de diseño y dimensionamiento de infraestructuras anti-DSU para evitar los impactos sobre el medio acuático fluvial en tiempo de lluvia. La metodología llevada a cabo incluye los siguientes trabajos:

- Elaboración de un modelo numérico de simulación del sistema de saneamiento y drenaje de Lugo mediante el uso del SWMM.
- Elaboración de un modelo numérico de simulación del río Miño, en el tramo de afección por el sistema de saneamiento y drenaje de Lugo, mediante el uso de l modelo Turbillon, desarrollado en el grupo GEAMA de la Universidad de A Coruña.
- Generación de escenarios de interés para el análisis de la problemática ambiental a resolver, mediante modelización integrada.
- Valoración de los resultados obtenidos en las simulaciones realizadas y análisis del cumplimiento de los objetivos de calidad en el medio receptor.
- Propuesta de las claves del diseño de los diferentes elementos de las nuevas infraestructuras del sistema de saneamiento y drenaje a proyectar y construir.

3.2.1 Metodología UPM

Actualmente la eficiencia de un plan de saneamiento y drenaje de una cuenca se evalúa en términos de cómo se reducirán los problemas de las aguas receptoras y cuándo se alcanzarán unos determinados objetivos de calidad que permitan restaurar determinados usos y recuperar, o mantener, los ecosistemas.

Actualmente hay dos tendencias en las legislaciones de calidad de aguas para identificar estándares útiles para proteger la vida de los ecosistemas de agua dulce de los episodios de contaminación en tiempo de lluvia:

- Estándares que trabajan con percentiles de cumplimiento altos (tales como el 99%), que surgirían como extrapolación de los 90%-95%, utilizados tradicionalmente por la normativa ambiental para vertidos en continuo.
- Estándares intermitentes, los cuales estarían directamente relacionados con las características de los sucesos que causan estrés en los ecosistemas acuáticos. Estos estándares se expresarían en términos de concentración-duración relacionándolo con un periodo de retorno. En Gran Bretaña han sido denominados “Fundamental Intermittent Standards”.

La referencia más conocida que trabaja con estos 2 tipo de estándares es el manual “Urban Pollution Management” (UPM), de la “Foundation for Water Research” (1998), desarrollado en Gran Bretaña, en el cual se establecen cinco objetivos clave:

- Formulación de un registro de lluvias, a partir de datos reales o sintéticos, estadísticamente representativo, para poder ser utilizadas en los modelos de simulación de alcantarillado.
- Generación de un modelo de simulación del flujo en sistemas de alcantarillado.
- Generación de un modelo de impacto sobre ríos.
- Establecimiento de una clasificación de la calidad del agua de los ríos que reconozca la importancia de los sucesos de contaminación intermitentes.
- Generación de soluciones ingenieriles.

El procedimiento que se desarrolla en el UPM se basa en tres conceptos principales:

- Los sistemas de saneamiento deben ser tratados como una sola entidad en la cual un cambio en una de esas partes tiene implicaciones en las otras.
- El principal objetivo de un sistema de saneamiento es cumplir los objetivos ambientales. Los procesos de modelización deben ayudar a comprobar que se alcanzan los estándares de calidad de agua fijados.
- La complejidad del modelo utilizado debe adaptarse a la complejidad del estudio.

Los estándares basados en dosis-duración-frecuencia se expresan en términos de concentración y duración, asociados a un rango de periodos de retorno para sucesos independientes. Se desarrollaron tres tipos de estándares en función del ecosistema acuático receptor:

- Ecosistemas deseables para la existencia sostenible de salmónidos
- Ecosistemas deseables para la existencia sostenible de ciprínidos
- Ecosistemas deseables para la existencia marginal de ciprínidos

En los dos primeros casos los estándares proporcionan protección para todo tipo de estadios de vida asociados con el ecosistema especificado. En el tercer caso los estándares proporcionan protección para peces resistentes adultos.

Tabla 1 Estándares intermitentes para oxígeno disuelto y nitrógeno amoniacal propuestos en la metodología UPM.

Periodo de retorno	Concentración de od (mg/l)								
	Salmónidos			Ciprínidos			Ecosistemas marginales de ciprínidos		
	1 h	6 h	24 h	1 h	6 h	24 h	1 h	6 h	24 h
1 mes	5.0	5.5	6.0	4.0	5.0	5.5	3.0	3.5	4.0
3 meses	4.5	5.0	5.5	3.5	4.5	5.0	2.5	3.0	3.5
1 año	4.0	4.5	5.0	3.0	4.0	4.5	2.0	2.5	3.0

Periodo de retorno	Concentración de amoníaco (mg/l)									
	Salmónidos			Ciprínidos			Ecosistemas marginales de ciprínidos			
	1 h	6 h	24 h	1 h	6 h	24 h	1 h	6 h	24 h	
1 mes	0.065	0.025	0.018	0.150	0.075	0.030	0.175	0.100	0.050	
3 meses	0.095	0.035	0.025	0.225	0.125	0.050	0.250	0.150	0.080	
1 año	0.105	0.040	0.030	0.250	0.150	0.065	0.300	0.200	0.140	
Factores de conversión en amonio total (mg/l) para distintas condiciones de ph y tª										
Ph 8 15°C	1 mes	2.4	0.94	0.68	5.6	2.8	1.1	6.6	3.8	1.9
	3 meses	3.6	1.3	0.94	8.4	4.7	1.9	9.4	5.6	3.0
	1 año	3.9	1.5	1.1	9.4	5.6	2.4	11	7.5	5.3
Ph 8 5°C	1 mes	5.3	2.0	1.5	12	6.1	2.4	14	8.1	4.1
	3 meses	7.7	2.8	2.0	18	10	4.4	20	12	6.5
	1 año	8.5	3.2	2.4	20	12	5.3	24	16	11
Ph 7 15°C	1 mes	24	9.2	6.6	55	27	11	64	37	18
	3 meses	35	13	9.2	82	46	18	91	55	29
	1 año	38	15	11	92	55	24	110	73	51
Ph 7 5°C	1 mes	52	20	14	120	60	24	140	80	40
	3 meses	76	28	20	180	100	40	200	120	64
	1 año	81	32	24	200	120	52	240	160	112

La segunda aproximación posible al establecimiento de estándares en tiempo de lluvia que se realiza en el UPM son los estándares basados en el cumplimiento de percentiles altos. Estos consisten en definir criterios con percentiles altos de tiempo de cumplimiento, tales como los basados en el 99%. Se ha estudiado la relación existente entre los estadísticos implicados en ambas metodologías y se ha demostrado que hay una relativamente sencilla relación entre el percentil 99 de una serie y el valor excedido para una situación con unas determinadas duraciones y frecuencias, tanto para DBO como para el amonio total, lo cual indica que es posible formular estándares para tiempo de lluvia utilizando ambas metodologías.

3.2.2 Establecimiento de escenarios a simular y analizar

Con el fin de estudiar el efecto de vertidos intermitentes en tiempo de lluvia sobre el río Miño, se ha modelizado simultáneamente la red de saneamiento y el medio acuático fluvial receptor. La red de saneamiento se ha analizado mediante el modelo SWMM. Los resultados de esta ejecución, en forma de reboses al río distribuidos en el espacio y a lo largo del tiempo, han sido introducidos en el modelo Turbillon para el cálculo de flujo bidimensional en lámina libre, contemplándose las cinéticas que vinculan los ciclos del oxígeno y el nitrógeno, y la dispersión turbulenta, para determinar la calidad del agua del río.

Se simuló una serie de caudales correspondiente a la totalidad del año 2008 (año climatológicamente medio). En la siguiente Tabla se muestran las concentraciones de las diferentes parámetros de contaminación considerados en el modelo de calidad de aguas. La contaminación de un vertido puede tener variaciones a lo largo del tiempo, y la contaminación media de un vertido puede ser distinta a otro. Este último aspecto se asume como una

limitación ante la incapacidad de conocer en tiempo real el nivel de contaminación de cada vertido. La homogeneidad durante un vertido será mayor en los tanques grandes, que tienen más capacidad de mezcla, mientras que en los pequeños o en los vertidos directos se vierte un polutograma esencialmente variable en el tiempo. Las cifras apuntadas son un indicador aceptable de la contaminación que de modo estable se vierte por un “tanque grande”, y de la contaminación media de suceso en un “tanque pequeño”.

Tabla 2 Concentraciones de los parámetros de contaminación de los reboses desde los depósitos-aliviadero.

	Depósitos- aliviadero grandes	Depósitos-aliviadero pequeños
DBO ₅ (mg/L)	70	220
NH ₄ ⁺ (mg/L)	1.5	8
Norg (mg/L)	5	18
NO ₂ ⁻ (mg/L)	0	0
NO ₃ ⁻ (mg/L)	0	0
OD (mg/L)	4	4

Es necesario considerar en el modelo los parámetros que indican la calidad del agua del río Miño previamente a los vertidos que se producen en Lugo. Estos valores de diferentes parámetros se han obtenido de la estación SAICA de la Confederación Hidrográfica del Miño-Sil. Una vez analizadas las series de datos de la estación se proponen los siguientes valores mensuales de parámetros de calidad de aguas como condición de contorno en el modelo de simulación del río Miño. Se podría objetar que un promedio mensual puede no ser adecuado, ya que la calidad del agua durante un evento de lluvia extremo, que genera un caudal extremo, no tiene por qué corresponderse con las tendencias medias. Sin embargo, el diseño del tanque no se rige por el análisis de los fenómenos extremos, sino por su funcionamiento medio. Por ello, una distribución mensual de niveles de referencia se considera suficientemente detallada, máxime cuando se percibe, con la excepción del valor de NH₄⁺, que la variación de unos a otros meses es muy uniforme.

Tabla 3 Valores mensuales de parámetros de calidad de aguas para las cabeceras del modelo de simulación del río Miño.

	OD (mg/L)	T ^a (°C)	Norg (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	NO ₂ ⁻ (mg/L)	NO ₃ ⁻ (mg/L)	DBO ₅ (mg/L)	CF (UFC/100mL)
Enero	10,7	7,95	0	0,006	0	0	3	0
Febrero	11,0	8,07	0	0,027	0	0	3	0
Marzo	10,6	10,05	0	0,001	0	0	3	0
Abril	10,1	12,49	0	0,003	0	0	3	0
Mayo	9,7	13,63	0	0,004	0	0	3	0
Junio	8,7	18,26	0	0,002	0	0	3	0
Julio	8,5	20,28	0	0,004	0	0	3	0
Agosto	8,1	20,76	0	0,031	0	0	3	0
Septiembre	8,3	18,30	0	0,003	0	0	3	0
Octubre	8,8	14,21	0	0,005	0	0	3	0
Noviembre	9,8	10,18	0	0,002	0	0	3	0
Diciembre	10,6	7,62	0	0,007	0	0	3	0

Se han definido dos escenarios de cálculo, para poder percibir el efecto de un nuevo depósito-aliviadero proyectado para la subcuenca de Louzaneta respecto a un vertido directo:

- Escenario 1.- Depósito-aliviadero proyectado, entendiendo que los vertidos se producen tras su llenado y homogeneización, y que durante el proceso de lluvia se está derivando caudal a la EDAR.
- Escenario 2.- Vertido sin volumen de regulación, entendiendo que durante el proceso de lluvia se está enviando caudal a la EDAR.

El cálculo del funcionamiento de los depósitos, y la evaluación de los caudales vertidos en estos escenarios, se ha desarrollado con el modelo SWMM. Estas dos hipótesis de cálculo se plasman en los siguientes gráficos, que ilustran el número y caudal pico de los vertidos considerados. Estos datos, en forma de serie temporal, constituyen el dato de entrada diferencial en el modelo de calidad del río Miño.

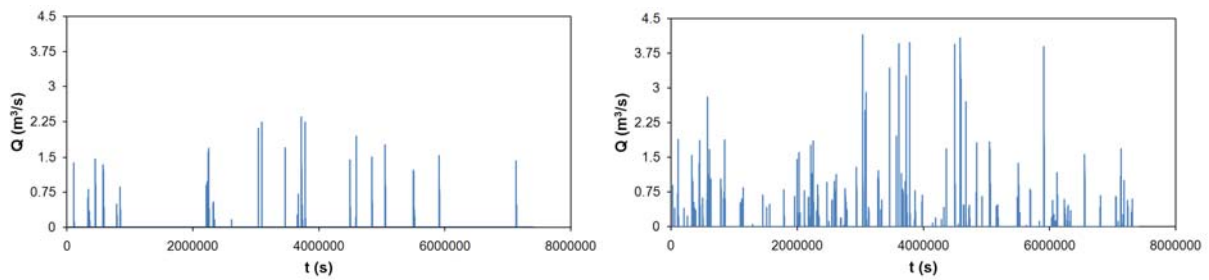


Figura 7 Caudales vertidos del depósito-aliviadero de Louzaneta en el escenario 1(izquierda) y escenario 2 (derecha).

3.2.3 Valores de los parámetros y constantes cinéticas

Se han tomado las siguientes constantes cinéticas que rigen los procesos del ciclo que vincula el oxígeno y el nitrógeno en el modelo de calidad:

- Tasa de desoxigenación carbonosa (OD y DBO): 0.35 día^{-1}
- Tasa de hidrólisis del Norg a N-NH_4^+ : 0.20 día^{-1}
- Tasa de oxidación biológica del N-NH_4^+ a NO_3^- : 1.0 día^{-1}

3.2.4 Batimetría, puntos de vertido y de control

En la figura siguiente se muestra la batimetría y se indican los puntos de vertido y los puntos de control considerados en el cálculo, y sobre los cuales se realizará posteriormente el análisis de cumplimiento de estándares de calidad.

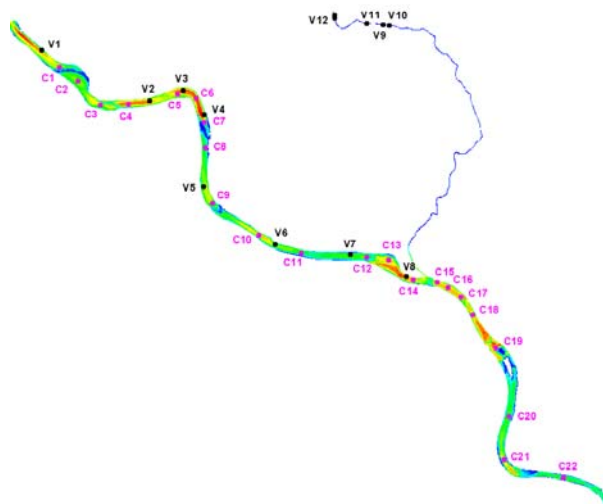


Figura 8 Identificación de puntos de vertido y de puntos de control.

3.2.5 Resultados de la modelización

En las siguientes figuras se muestran a modo de ejemplo algunos resultados del modelo numérico de series temporales de nitrógeno amoniacal, oxígeno disuelto y DBO en un punto de control, así como campos de concentración de en todo el río para un instante concreto.

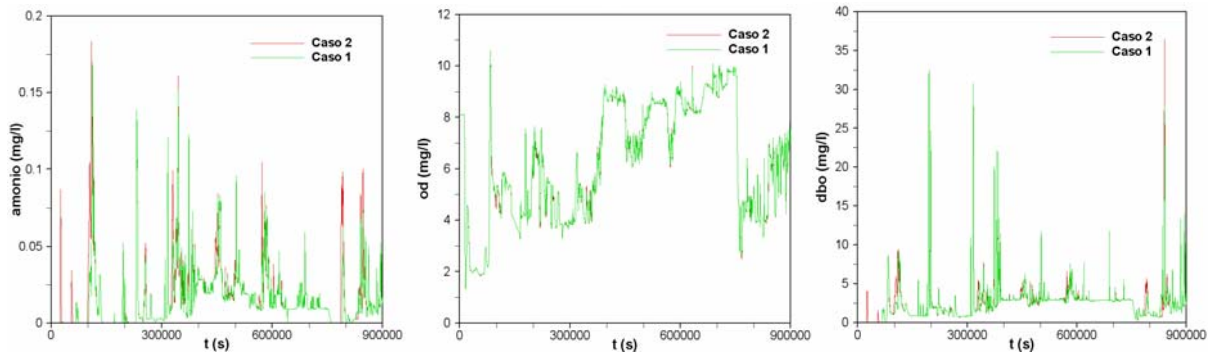


Figura 9 Evolución temporal de los niveles de nitrógeno amoniacal, oxígeno disuelto y DBO en el punto de control C9 durante las 250 primeras horas de simulación.

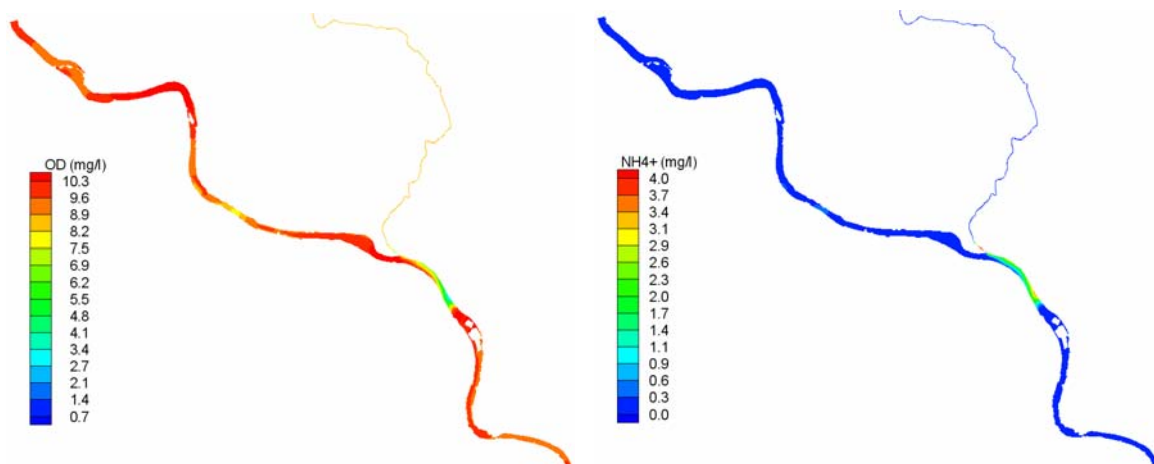


Figura 10 Niveles de oxígeno disuelto y nitrógeno amoniacal en el escenario 2 para $t=558$ h.

Para poder proceder a un análisis comparativo entre ambos escenarios se ha evaluado el porcentaje de horas que se superan algunos valores frontera en los puntos de control, que indiquen el nivel de calidad del agua en un año medio. Para cada uno de los puntos analizados y para ambas hipótesis de cálculo, se establece el porcentaje de horas de superación de los umbrales marcados en la siguiente tabla. En el caso del oxígeno apenas se perciben diferencias entre ambos escenarios, siendo más notables en el caso del amonio y de la DBO5.

Tabla 4 Tiempos de superación de distintos límites de concentración de oxígeno disuelto, DBO₅ y nitrógeno amoniacal en los puntos de control situados inmediatamente aguas abajo del vertido 5 (puntos C9, C10, C11 y C12).

X	X _{lim} (mg/l)	P(X>X _{lim}) (%)							
		Escenario 1				Escenario 2			
		C9	C10	C11	C12	C9	C10	C11	C12
OD	3	99.02	99.79	99.85	99.95	99.02	99.79	99.85	99.93
	4	98.74	98.67	99.68	99.75	98.73	98.66	99.67	99.74
	5	98.32	98.02	98.18	98.31	98.30	98.02	98.15	98.30
DBO ₅	25	0.01	0.01	0.00	0.00	0.13	0.11	0.09	0.09
	35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.03	0.03
	50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	0.02	0.02
N-NH ₄ ⁺	0.1	0.25	0.25	0.25	0.26	2.04	2.23	2.04	2.10
	0.2	0.14	0.14	0.14	0.14	1.36	1.19	1.18	1.19
	0.5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.40	0.40	0.39	0.40

Asimismo, siguiendo la metodología UPM, se han analizado los tiempos de superación de ciertos umbrales, obtenidos de las tablas que desarrollan el método y que se incluyen a continuación. Como se puede apreciar en la siguiente Tabla, las secciones C9 a la C12 cumplirían con algún reparo el criterio de ciprínidos (sobre todo en lo que respecta a la frecuencia anual, ya que el valor de 3 mg/l se supera no una sino 4 veces en el año estudiado). La sección C12 sí cumpliría ampliamente el criterio mensual, con lo que el conjunto se podría situar en el rango inferior de lo admisible para ciprínidos.

Tabla 5 Incumplimientos para algunos de los umbrales de oxígeno propuestos en la UPM en las series analizadas.

		Número de fallos en los niveles de OD			
		C9	C10	C11	C12
5 mg/L 1 hora	Escenario 1	37	41	40	41
	Escenario 2	41	41	42	45
4 mg/L 1 hora	Escenario 1	19	22	14	6
	Escenario 2	21	24	16	6
3 mg/L 1 hora	Escenario 1	4	6	4	4
	Escenario 2	4	6	4	4

La concentración límite de amonio debe ser calculada en las tablas de UPM a partir de los valores de pH y temperatura. Se considera un pH de 7 y una temperatura de 15 grados, para trasponer los valores de amoniaco NH₃ a ión amonio NH₄⁺.

Tabla 6 Incumplimientos para algunos de los umbrales de amonio propuestos en la UPM en las series analizadas.

		Número de fallos en los niveles de amonio			
		C9	C10	C11	C12
1.6 mg/L 1 hora	Escenario 1	0	0	0	0
	Escenario 2	0	0	0	0
0.2 mg/L 6 horas	Escenario 1	1	1	1	1
	Escenario 2	9	6	3	3
0.1 mg/L 24 horas	Escenario 1	4	7	7	8
	Escenario 2	21	48	41	36

Como se puede apreciar, los incumplimientos para el escenario 1 sitúan al río en buenas condiciones incluso para salmónidos, ya que no se dan fallos de una hora por encima de 1.6, el número de fallos por encima de 0.2 durante tiene frecuencia anual, y el número de incumplimientos en 24 por encima de 0.1 está muy por debajo de la frecuencia mensual (un máximo de 8 al año). Para el escenario 2, sin embargo, sí se producen un número notable de incumplimientos en este último apartado (mucho más de 12 al año), con lo que la clase de salmónidos no se podría garantizar. En todo caso, sí se cumpliría la de ciprínidos (mucho menos restrictiva).

3.3 Contaminación bacteriana en la Ría de Ferrol

Uno de los criterios de calidad determinantes para diseñar un sistema de saneamiento es el impuesto por las exigencias de control de la contaminación fecal en el medio receptor. 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).

En este apartado se presenta la aplicación de un modelo de calidad de aguas bidimensional al dimensionamiento de los tanques de tormenta de la red de saneamiento de Ferrol, Narón y Neda. A partir de un modelo de la red de drenaje de esta zona, se desarrolla un modelo de calidad de la Ría de Ferrol con el que se estudia la evolución de la contaminación fecal para distintos escenarios de diseño de la red de saneamiento.

3.3.1 Zona de estudio

La superficie total de la Ría de Ferrol es de aproximadamente 39 km². Los calados máximos, en la zona exterior, son de aproximadamente 25 m. Cerca de la boca, la ría presenta un estrechamiento de aproximadamente 400 m de ancho y casi 4 km de longitud, con un calado medio de 20 m. En la zona interior, la anchura es mayor y los calados oscilan entre los 5 y los 15 m.

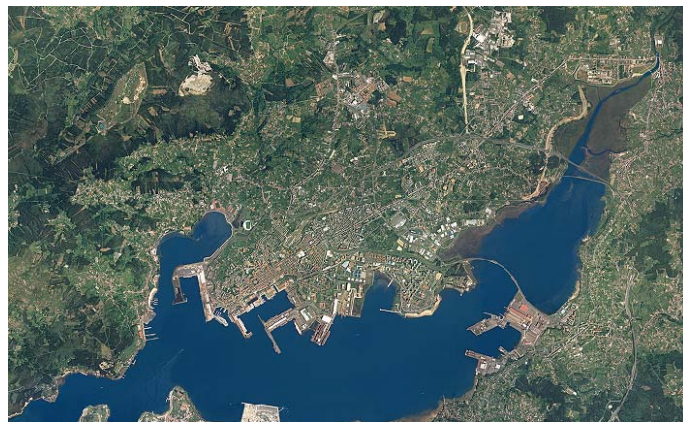


Figura 11 Vista aérea de la zona de estudio.

3.3.2 Modelo numérico

El modelo de contaminación bacteriana requiere determinar los campos de velocidad y calado en la Ría de Ferrol. Éstos se calculan mediante el módulo hidrodinámico del modelo Turbillon, que resuelve las ecuaciones de aguas someras 2D promediadas en profundidad. La modelización numérica se realiza sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos triangulares que consta de 22758 volúmenes. La malla comprende todo el interior de la ría, extendiéndose exteriormente a la ría en forma de semicircunferencia. Con ello se pretende disminuir la influencia de la forma del contorno de mar abierto en las corrientes generadas en el interior de la ría.

Como condición de contorno en mar abierto se impone el nivel de marea, obtenido a partir de los armónicos de marea. En el contorno de aguas arriba se fija un caudal de entrada de 5 m³/s, que se considera es la aportación

media del río Xubia. Se consideran únicamente los efectos de las corrientes generadas por la marea y por el caudal del río Xubia, sin tener en cuenta el posible efecto del oleaje.

3.3.3 Modelo de desaparición bacteriana

Como se ha comentado anteriormente, el proceso de desaparición bacteriana se modela mediante una reacción cinética de primer orden definida por una constante de desaparición. Para el cálculo de la tasa de desaparición se utiliza el modelo de Mancini (1978), que considera 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 introducen 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: 3 m⁻¹

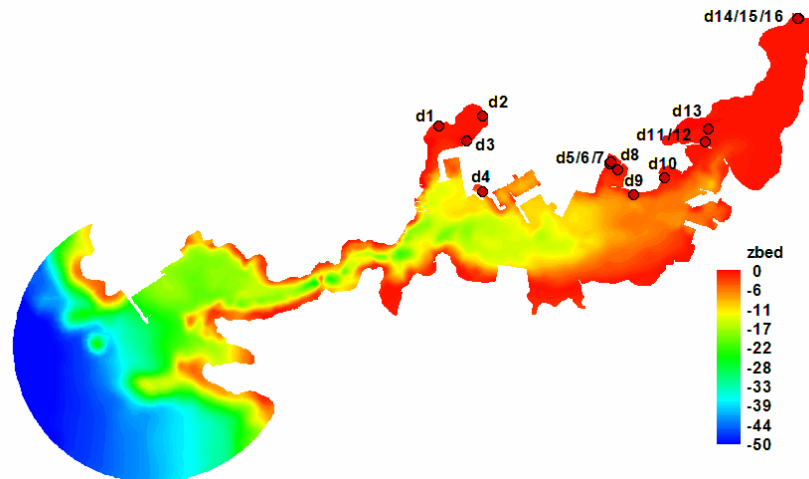


Figura 12 Batimetría de la Ría de Ferrol usada en el modelo numérico y localización de los puntos de vertido.

La evolución de los microorganismos patógenos 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. El proceso de desaparición bacteriana se modela mediante una reacción cinética de primer orden definida por el siguiente término fuente/sumidero:

$$S = -k_d \cdot CF$$

donde k_d es la constante de desaparición bacteriana en días⁻¹ y CF es la concentración de coliformes. Es muy habitual emplear el concepto de T_{90} en lugar de la constante k_d . El valor de T_{90} representa el tiempo necesario para tener un 90% de reducción en el número de bacterias, por lo que la relación entre los valores de T_{90} y k_d puede establecerse como:

$$T_{90} = \frac{\ln 10}{k_d}$$

Para el cálculo de la tasa de desaparición bacteriana se han implementado 3 modelos diferentes: el modelo de Mancini (1978), el modelo de la Instrucción para el proyecto de conducciones de vertido desde tierra al mar

(1993) y el modelo de Canteras (1995). También es posible introducir directamente el valor de T90, es decir, el tiempo necesario para tener un 90% de reducción en el número de bacterias. La formulación de Mancini (Manicini, 1978) tiene en cuenta la influencia de la radiación solar, la salinidad del agua y la temperatura del agua en la desaparición de Escherichia Coli, según:

$$k_d = (0.8 + 0.02S)1.07^{(T-293)} + 0.086 \frac{I_0}{k_e H_c} (1 - e^{(-k_e H_c)})$$

donde k_d 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 radiación solar en superficie en W/m², k_e es el coeficiente de extinción de la luz en el agua en m-1 y H_c es la profundidad de la capa vertical en la que se extienden los coliformes en m. A pesar de tratarse de un modelo 2D de aguas someras, la introducción del parámetro H_c permite considerar una posible estratificación mediante el parámetro $H_{c,max}$:

$$H_c = \min(h, H_{c,max})$$

Donde $H_{c,max}$ es la profundidad máxima de estratificación, que debe ser introducida por el usuario, y h es el calado. En un estuario no-estratificado, con mezcla completa en la vertical, el valor de $H_{c,max}$ es más grande que el calado y, por tanto, $H_c=h$. En estuarios estratificados el valor de H_c puede estar limitado bien por el calado o bien por la profundidad de estratificación.

En el modelo de la Instrucción para el proyecto de conducciones de vertido desde tierra al mar (1993) el parámetro T90 se calcula de la siguiente forma:

$$T_{90} = \left(\frac{\alpha}{60} (1 - 0.65C_L^2) \left(1 - \frac{SS}{800} \right) + 0.02 \cdot 10^{\left(\frac{T-293}{35} \right)} \right)^{-1}$$

donde T90 tiempo en horas necesario para tener un 90% de reducción en el número de bacterias, α es el ángulo del sol sobre el horizonte en grados sexagesimales (valor mínimo=0), C_L es la fracción del cielo cubierto por nubes (entre 0 y 1), SS son los sólidos en suspensión en mg/l (valor máximo de 800 mg/l) y T es la temperatura del agua en Kelvin.

En el modelo de Canteras de desaparición bacteriana en el Mar Cantábrico la ecuación que se formula para la constante de desaparición bacteriana es la siguiente:

$$k_d = 2.533 \cdot 1.040^{(T-293)} \cdot 1.012^S + 0.113 \frac{I_0}{k_e H_c} (1 - e^{(-k_e H_c)})$$

donde T es la temperatura del agua en K, S es la salinidad en ‰, I_0 es la intensidad de la luz en superficie (W/m²), k_e es el coeficiente de extinción de la luz en m-1 y H_c es la profundidad de la capa vertical en la que se extienden los coliformes en m.

3.3.4 Vertidos

El primer paso de la modelización numérica es la obtención de los vertidos en la ría para los distintos diseños de la red. La red de saneamiento se modeliza con el programa InfoWorks 9.0.1., considerando 6 escenarios distintos, cada uno de ellos con un volumen total de tanques de tormenta mayor que el anterior. Las simulaciones se realizan bajo la precipitación correspondiente al año 2008, que se acepta como año medio. De esta forma, se obtienen los 16 vertidos en la Ría que se introducen posteriormente como dato de entrada en el modelo de desaparición bacteriana. En dichos vertidos se estima una concentración de coliformes de 107 ucf/100ml y se suponen condiciones no-estratificadas, es decir, se considera que se produce una mezcla completa en la vertical.

Tabla 7 Volumen total de tanque en cada escenario de simulación.

Simulación	$V_{\text{tanque}} \text{ (m}^3\text{)}$
Escenario 1	40000
Escenario 2	62000
Escenario 3	78000
Escenario 4	91000
Escenario 5	105000
Escenario 6	137000

3.3.5 Resultados

El análisis de resultados se centra en establecer que escenarios cumplen los objetivos de calidad y, dentro de éstos, cual requiere un menor volumen de tanque. Para ello, se definen un total de 29 puntos de control situados en toda la ría, que se seleccionan teniendo en cuenta la zonificación de usos de la ría. Estos puntos se agrupan a su vez 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 patógenos a lo largo del año 2008. Concretamente, se analiza el tiempo de superación de los siguientes límites de coliformes: 30, 100, 250, 500, 600, 1000, 2000, 4000 y 6000 ucf/100ml.

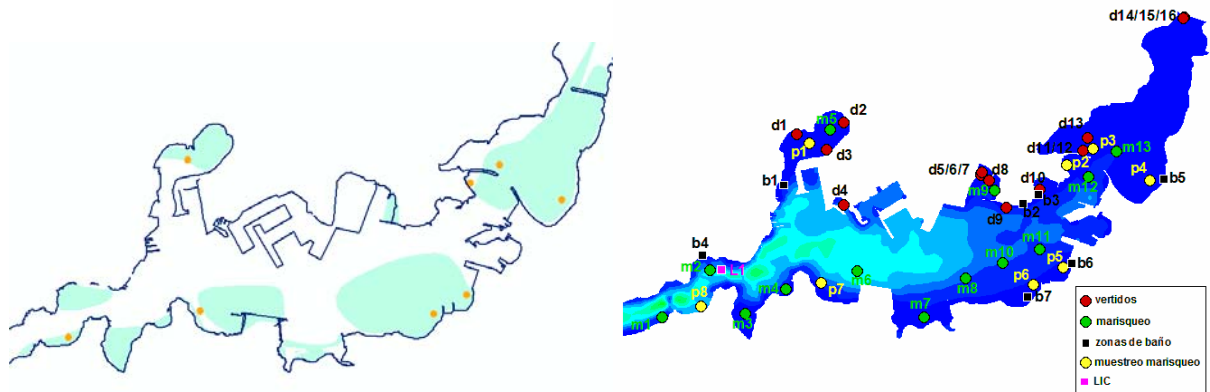


Figura 13 Zonas de marisqueo y puntos de muestreo de marisqueo (izquierda) y puntos de vertido y control (derecha).

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. En esta zona, los puntos de análisis son el P2, P3, P4, b5, m12 y m13. A continuación se representa el tiempo de superación de los distintos límites de coliformes en algunos de dichos puntos para los distintos escenarios de cálculo.

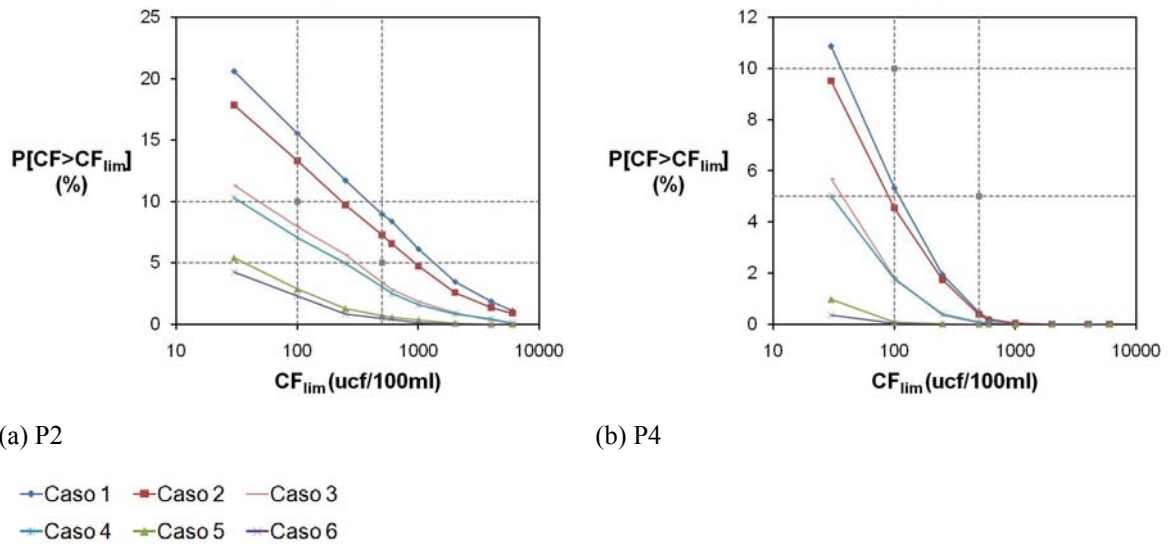


Figura 14 Tiempo de superación de los distintos límites de coliformes en algunos puntos de muestreo para los 6 escenarios analizados.

Para poder seleccionar una de las alternativas de diseño de la red (escenarios 1 a 6) es necesario establecer un límite en los niveles de coliformes, bien en zonas concretas de la ría o en cualquier punto. En este estudio se considera la siguiente limitación sobre la contaminación fecal: la concentración de coliformes debe ser inferior a 100 ucf/100ml un 90% del año en cualquier punto de la ría. Se ha optado por estos valores dado que, previsiblemente, esta limitación será adoptada en la futura legislación autonómica. Teniendo en cuenta esta restricción, el caso 3 sería el escenario con menor volumen de tanque de los que cumplen la restricción.

A continuación se listan a modo de ejemplo los tiempos de superación en los puntos de control correspondientes a zonas de baño y LIC para el escenario 3. Se puede comprobar como el tiempo de superación del límite de 100 ucf/100 ml es inferior al 10% en todos los puntos analizados.

Tabla 8 Tiempo de superación de distintos límites de coliformes en las zonas de baño y LIC para el escenario 3.

CFlim (ucf/100ml)	P [CF > CFlim] (%)							
	b1	b2	b3	b4	b5	b6	b7	L1
30	2.46	10.23	11.73	0.00	3.17	0.00	0.00	0.00
100	1.38	6.82	7.95	0.00	0.96	0.00	0.00	0.00
250	0.76	4.49	5.31	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00
500	0.43	2.91	3.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1000	0.23	1.82	2.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2000	0.11	0.97	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6000	0.01	0.18	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4 Conclusiones

Se han presentado las características de los modelos de calidad del medio receptor, los cuales permiten analizar la evolución temporal y espacial de los diferentes compuestos, identificando los valores mínimos y máximos de concentración que se alcanzan, así como las zonas más críticas desde el punto de vista de calidad del agua y los tiempos de permanencia en el caso de vertidos no estacionarios. Mediante diversos ejemplos reales se ha mostrado cómo se pueden utilizar estos modelos como herramientas muy útiles en el diseño integral de sistemas de saneamiento y drenaje de núcleos urbanos, con el fin de dar cumplimiento a las necesidades relativas a la protección de ecosistemas y a estudios de calidad del aguas impulsadas por la Directiva Marco del Agua y por el Plan Nacional de Calidad de las Aguas.

5 Referencias

- APHA. 1995. Standard methods for the examination of water and wastewater, 19th Ed. American Public Health Association, American Water Works Association and Water Environment Federation: Washington, D.C.
- Banks, R.B., Herrera, F.F. (1977). Effect of wind and rain on surface reaeration. *J. Environ. Engrg. Div. ASCE* 103, pp. 489–504.
- Bermúdez, A. y Vázquez-Cendón, M.E. (1994). Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms, *Comput. Fluids*, Vol. 23 (8)
- Bowie, G.L., Mills, W.B., Porcella, D.B., Campbell, C.L., Pagenkopf, J.R., Rupp, G.L., Johnson, K.M., Chan, P.W.H., Gherini, S.A., Chamberlin, C.E. 1985. Rates, Constants and Kinetics Formulations in Surface Water Quality Modeling, 2nd ed. Tech. Rep. EPA/600/3–85/040, U.S. Environmental Protection Agency.
- Canteras, J. C., Juanes, J. A., Pérez, L., Koev, K. N. 1995. Modelling the coliforms inactivation rates in the Cantabrian sea (Bay of Biscay) From In situ and laboratory determinations of T90. *Water Science and Technology* 32(2): 37-44.
- Cea, L., L. Pena, J. Puertas, M. E. Vázquez-Cendón y E. Peña (2007a). "Application of several depth-averaged turbulence models to simulate flow in vertical slot fishways." *Journal of Hydraulic Engineering* 133(2), pp. 160-172.
- Cea, L., J. Puertas y M. E. Vazquez-Cendon (2007b). "Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts." *Archives of Computational Methods in Engineering* 14(3), pp. 303-341.
- Chapra, S.C. 1997. Surface water quality modeling. New York, McGraw-Hill.
- Chapra, S.C., Pelletier, G.J. and Tao, H. 2007. QUAL2K: A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality, Version 2.07: Documentation and Users Manual. Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford, MA., Steven.Chapra@tufts.edu
- Churchill, M.A., Elmorey, H.L., Buckingham, R.A. (1962). The prediction of stream reaeration rates. *Journal of Sanitary Engineering Div., ASCE*, 88(4), pp. 1–46.
- Covar, A.P. (1976). Selecting the Proper Reaeration Coefficient for Use in Water Quality Models. *Presented at the U.S. EPA Conference on Environmental Simulation and Modeling*. April 19-22, 1976. Cincinnati, OH.
- Mancini, J. L. 1978. Numerical estimates of coliform mortality rates under various conditions. *J. Water Pollut. Control Fed* 50:2477–2484.
- Owens, M., Edwards, R.W., Gibbs, J.W. (1964). Some reaeration studies in streams. *International Journal of Air and Water Pollution* 8(8/9), pp. 469–486.
- O'Connor, D.J., Dobbins, W.E. (1958). Mechanisms of reaeration in natural streams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123, pp. 641–684.
- O'Connor, D.J., Mancini, J.L., Guerriero, J.R. 1981. Evaluation of Factors Influencing the Temporal Variation of Dissolved Oxygen in the New York Bight, Phase II. Manhattan College, Bronx, New York.
- Roe, P.L. (1986). Discrete models for the numerical analysis of time-dependent multidimensional gas dynamics, *J. Comput. Phys.*, Vol. 63, pp. 458-476.
- Thomann, R.V. 1972. Systems Analysis and Water Quality Measurement. Environmental Research and Applications, Inc., NY.