

DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN TIEMPO DE LLUVIA. PANORÁMICA GENERAL.

Joaquín SUÁREZ**, Javier TEMPRANO*, Roberto JIMÉNEZ*, Iñaki TEJERO*
Equipo de Calidad de Aguas de las Universidades de La Coruña** y de Cantabria**.

Resumen:

Todos los procesos transitorios que se producen aguas arriba pueden incidir sobre la estación depuradora de aguas residuales urbanas (EDAR). La depuradora es una interfase entre la red de saneamiento (y su cuenca) y la masa de agua receptora. El funcionamiento y explotación de la planta durante el período de tiempo seco se ve alterado por los nuevos caudales generados por las lluvias y las variaciones en los tipos, en las cargas y en las concentraciones de los contaminantes. Se deben considerar nuevas alternativas de diseño, explotación y gestión para este estado de la EDAR. Las soluciones pueden pasar por cambios en las técnicas de explotación, por adicionar elementos complementarios a las líneas de tiempo seco (estanques de tormentas) o por modificar los diseños para que la planta trate en su línea principal las sobrecargas (sobredimensionamiento de etapas) dentro de lo posible.

Todo el conjunto debe ser operado con criterios de coste-eficacia para solucionar los problemas de contaminación, con unos objetivos de calidad y con unos estándares realistas con los usos de las aguas receptoras (entre estos usos se deben incluir la protección y mejora de los ecosistemas acuáticos afectados). La gestión se debe orientar hacia la calidad de las aguas receptoras, para facilitar su uso por el hombre y su "salud ecológica o ambiental".

En la presente comunicación se hace una breve revisión de la influencia de cada uno de los elementos del sistema sobre las cargas de contaminación y los caudales afluentes a la depuradora, así como un repaso a los posibles problemas que se generan en las diferentes etapas de la EDAR en función de los nuevos caudales, cargas y concentraciones.

1.- INTRODUCCIÓN.

La concentración de la población en pequeñas áreas a lo largo de la historia determinó la urbanización de las mismas. El suelo, el paisaje, la hidrología, etc., fueron modificados. La necesidad de agua de la población determinó la construcción de sistemas de abastecimiento. El saneamiento nace fundamentalmente como respuesta a un problema de índole sanitaria. A pesar de que muchas ciudades disponían de conductos de evacuación de aguas, estos se habían concebido, exclusivamente, para el drenaje de las aguas pluviales, hasta el punto de que en la Inglaterra del siglo XIX estaba prohibido verter aguas residuales a esos conductos. El primer paso para la solución del problema fue la construcción de desagües de los edificios, que disponían hasta entonces, a lo sumo, de pozos negros, y su conexión a los conductos de drenaje, dando origen a los primeros alcantarillados unitarios, sistema posteriormente adoptado por numerosas ciudades. Por otra parte Chadwick (1847) en Gran Bretaña propone las redes de alcantarillado separativas.

La construcción de las primeras redes de saneamiento puso de manifiesto que, aunque contribuían a reducir el número de puntos de vertido mejorando las condiciones locales, se producía una mayor concentración de la contaminación, que originó, inmediatamente, un agravamiento del estado de los ríos, produciendo condiciones higiénicas y ambientales inaceptables. La sugerencia fue utilizar el agua residual para riego agrícola, con lo cual se proponía el primer sistema de tratamiento y se completaba el anterior concepto de saneamiento, basado en la recogida y transporte del agua residual, con el de su depuración.

A partir de este punto se desarrollaron los primeros sistemas de depuración, inicialmente dirigidos a la eliminación de materias sólidas y posteriormente complementados con la de la materia orgánica disuelta mediante tratamientos biológicos, primero los filtros percoladores (1897) y, posteriormente, los fangos activos (1914).

El drenaje urbano se ha diseñado para prevenir inundaciones, reducir riesgos sobre la salud humana y mejorar aspectos estéticos. La expansión de estas infraestructuras se ha enfocado tradicionalmente desde el punto de vista de la ciudad, solucionando problemas locales

y sin considerar los impactos de los vertidos sobre las aguas receptoras y sin luchar por lograr la "mejor solución" global a menor coste. Las mejoras en la red de saneamiento y en el tratamiento de las aguas residuales son comúnmente planeadas y diseñadas de forma separada y cada una con sus propios objetivos.

La especialización profesional en los campos del saneamiento y drenaje urbano, de la tecnología de tratamientos y depuración de aguas residuales, y de la gestión de la calidad de aguas superficiales, junto con la frecuente separación institucional, ha causado la fragmentación de la gestión general de las aguas urbanas. La gestión efectiva requiere una aproximación integrada que considere la interrelación y dependencia entre los elementos del sistema.

2.- EL SISTEMA DE SANEAMIENTO. EDAR y SCTR.

2.1.- El sistema de saneamiento.

Cuando en la actualidad se aborda un estudio de saneamiento ya ha sido superada la visión parcial que se preocupa exclusivamente de la recogida de las aguas residuales y su posterior conducción hasta la masa de agua receptora. La visión actual es, o debe ser, más global y permite hablar de "sistemas integrales de saneamiento" (las Administraciones empiezan a abusar del término "saneamiento integral" en soluciones que no lo son). Los elementos básicos de un sistema de drenaje urbano se muestran en la figura siguiente. Los componentes principales que se pueden identificar son: cuenca de drenaje, redes de drenaje urbano (pluviales o residuales), sistemas de tratamiento, planta de depuración de aguas residuales (E.D.A.R.) y masas de agua receptoras. Aparecen nuevos elementos en el diagrama que no era habitual encontrar hasta ahora. Se denominan S.C.T.R. a los sistemas de control y tratamiento de los reboses de los alcantarillados unitarios y de las aguas de escorrentía urbana. Líneas más adelante se justificará su necesidad. La interdependencia entre unas y otras queda reflejada por las líneas de flujo.

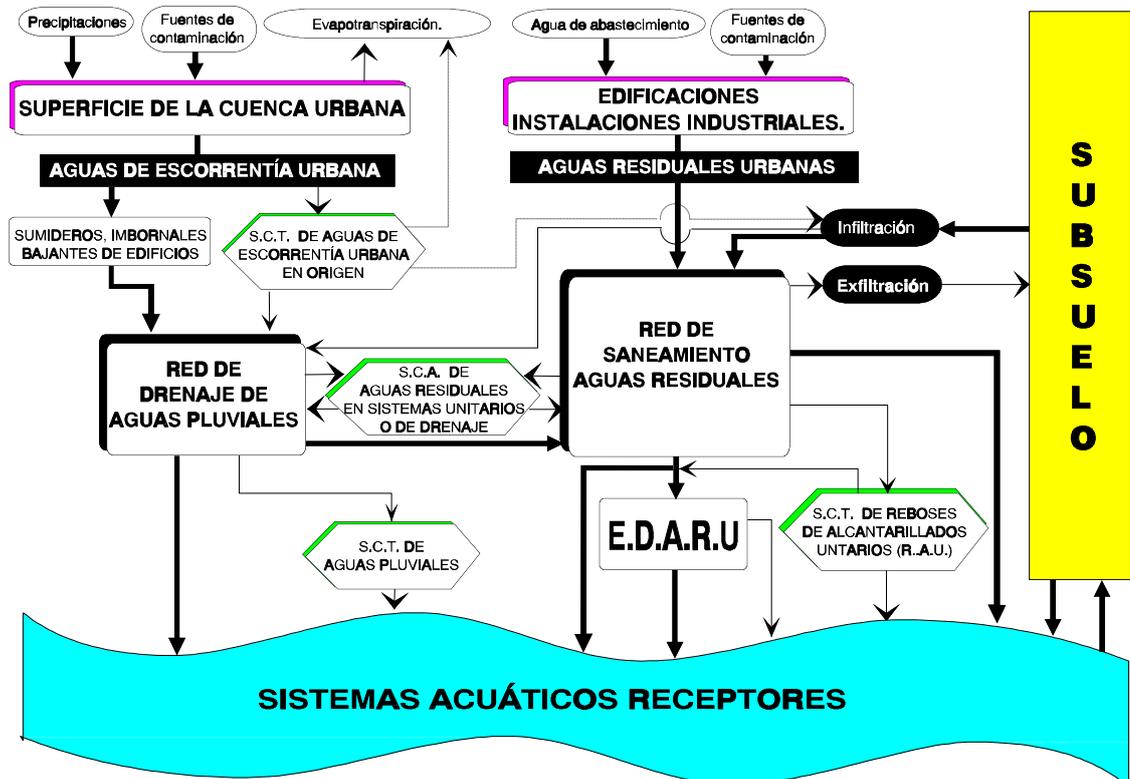


FIGURA Nº 1.- Componentes de un sistema de saneamiento en una cuenca urbana.

Todo el conjunto debe ser operado con criterios de coste-eficacia para solucionar los problemas de contaminación, con unos objetivos de calidad y con unos estándares realistas con los usos de las aguas receptoras (entre estos usos se deben incluir la protección y mejora de los ecosistemas acuáticos afectados). La gestión se debe orientar hacia la calidad de las aguas receptoras, para facilitar su uso por el hombre y su "salud ecológica o ambiental".

Un compromiso entre los recursos hídricos y las demandas de la sociedad debe considerar todos los tipos de contaminación. Así, mientras la eliminación de las fuentes puntuales de contaminación se puede solucionar mediante la construcción de las infraestructuras y el uso de tecnologías existentes, la consideración de la contaminación difusa (como es la producida en las zonas urbanas en tiempo de lluvia) y su eliminación es un problema mucho más difícil. Es imperativo que la solución del problema pase por estrategias que incorporen la totalidad de las fuentes.

Cuando se rompe la tradición es necesario revisar los conceptos básicos. Los nuevos diseños en ingeniería son motivados por el nuevo conjunto de objetivos con respecto a la calidad del medio. La gestión de las aguas de escorrentía y residuales debe ser vista en su totalidad. El sistema, desde el sumidero, las conducciones hasta la planta de tratamiento y las últimas consecuencias sobre la calidad del agua, debe ser analizado en su integridad. Si la sociedad demanda nuevos objetivos habrá que establecer nuevas estrategias y desarrollar nuevas tecnologías que satisfagan las nuevas demandas.

2.2.- La EDAR y los SCTR como elementos integrantes del sistema.

Los elementos del sistema de saneamiento determinan y causan problemas de explotación en la estación depuradora de aguas residuales (E.D.A.R.). Las variaciones de las cargas hidráulicas y de contaminación afluentes a la EDAR y SCTR son uno de los problemas más importantes a tener en cuenta y deben ser estudiadas en su origen, es decir, a través de los elementos del sistema. Los SCTR y la EDAR representan la interfase entre la red de drenaje y el medio natural receptor por lo que su funcionamiento es crítico en el sistema.

En redes unitarias las interacciones entre los principales componentes del sistema son más importantes que en los sistemas separativos. En tiempo seco los sistemas unitarios sólo conducen aguas residuales urbanas hacia la planta de tratamiento, pero en tiempo de lluvia las aguas de escorrentía superficial son conducidas también por la red unitaria hacia la planta de depuración. Cuando la capacidad de la red, diseñada conforme a unos determinados criterios, es superada se producen vertidos sobre el medio receptor. A este tipo de vertido lo denominamos R.A.U., rebosamientos o reboses de alcantarillados unitarios. Los impactos pueden ser muy negativos. Los R.A.U. determinan la pérdida temporal de eficacia del sistema, cuyo fin es la protección del sistema acuático receptor. La incorporación de los sistemas de control y tratamiento de estos reboses, como aparece en la Figura 2, determinará una nueva relación entre las fuentes de contaminación y caudales circulantes, los sistemas de transporte, los vertidos y el medio receptor. En apartados posteriores analizaremos las características de flujos transitorios en tiempo de lluvia y como condiciona el diseño de la E.D.A.R.

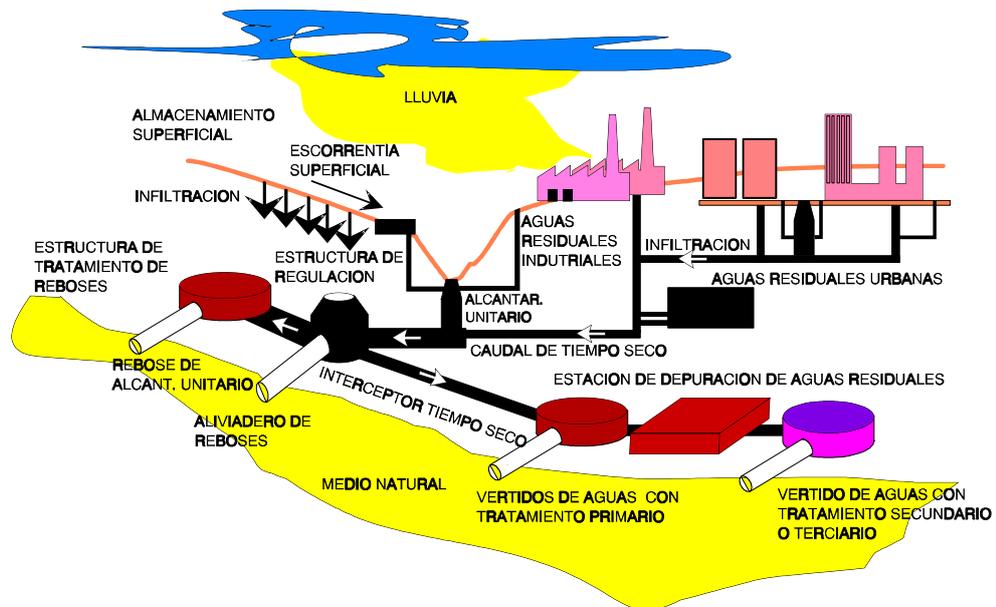


FIGURA Nº 2.- Diagrama esquemático de red unitaria de saneamiento.

Una visión integral de la gestión del sistema que minimice los impactos y permita alcanzar los objetivos de calidad del agua fijados obliga a desarrollar una estrategia de control total de la contaminación. La contaminación que se permita entrar a la red de saneamiento desde la cuenca (por escorrentía o por residuales urbanas), las transformaciones que dicha contaminación sufra en la red, la capacidad de transporte de la red y las diluciones que se permitan en los reboses, los sistemas de control y tratamiento que se implanten a lo largo de la red, determinarán qué tipo de aguas residuales, caudales y cargas recibirá la EDAR, los cuales condicionarán su diseño y sus estrategias de explotación. La gestión de los R.A.U es difícil si se tiene en cuenta la naturaleza estocástica de las lluvias, lo que podría hacer imposible una protección absoluta del medio receptor.

A continuación se hace una breve revisión de la influencia de cada uno de los elementos del sistema sobre las cargas de contaminación y los caudales afluentes a la depuradora (EDAR).

3.- CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES O DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL URBANA.

Las interacciones entre redes de aguas de tormenta y las masas de agua receptoras son particularmente fuertes y están motivadas por el impacto de la urbanización sobre el ciclo hidrológico. Durante el desarrollo urbano las superficies han sido cubiertas por elementos impermeabilizantes tales como azoteas, calles, aceras, aparcamientos, etc. El suelo se ha ido consolidando en función de las actividades y los usos. Consecuentemente una gran porción de la lluvia se convierte de forma directa en escorrentía. La rápida concentración de las aguas en las superficies impermeables generan un incremento de los flujos. Los impactos pueden ser graves en las corrientes naturales que atraviesan áreas urbanas. Los elevados flujos afectan al régimen de caudales de las aguas receptoras, agravando la erosión y perturbando el hábitat acuático.

La concentración de actividades humanas genera la deposición de polvo, suciedad, arenas, materia orgánica, nutrientes, metales pesados, tóxicos y contaminación bacteriológica sobre las superficies. Tales materiales son arrastrados, lavados, de la superficie por la escorrentía superficial aumentando la contaminación de las aguas receptoras. Cuando se depositan los materiales en suspensión los organismos mueren al quedar enterrados. Los nutrientes contribuyen a la mejora de la productividad pero pueden generar problemas de

eutrofización. La materia orgánica biodegradable genera descensos en los niveles de oxígeno disuelto. Los metales pesados, los hidrocarburos y la sal (utilizada para combatir el hielo en algunas ciudades) pueden ejercer efectos crónicos o de toxicidad aguda sobre los ecosistemas acuáticos. El vertido de contaminación bacteriológica por las aguas de escorrentía puede generar riesgos para la salud. Todos estos impactos perturban los posibles usos de la masa de agua receptora.

Aunque las aguas de tormenta y las aguas residuales circulen por conductos diferentes siempre existen conexiones o intrusiones entre ellos. La entrada de aguas residuales en redes de agua pluvial empeora la calidad de las primeras y la entrada de aguas pluviales en redes de residuales incrementa los caudales, con lo que puede crear problemas en la EDAR por sobrecargas hidráulicas.

Durante los últimos 25 años se han realizado numerosos estudios que han caracterizado de forma local la contaminación de las aguas de escorrentía urbana y se han llegado a conocer bastante bien los fenómenos y factores de los que depende. A partir de los numerosos datos se han podido establecer rangos y valores medios de la contaminación en forma disuelta, suspendida o por arrastre, que este tipo de aguas transporta.

Las lluvias arrastran diferentes productos químicos presentes en la atmósfera, que alcanzan la superficie de la cuenca y, junto con otros contaminantes procedentes de las actividades humanas y la contaminación natural, generan importantes cargas de contaminación. La acumulación de sólidos en la cuenca depende del período seco y de las características de la superficie, además del uso homogéneo o heterogéneo del suelo. En tiempo de lluvia la escorrentía (con cargas de contaminación disuelta) erosiona los sólidos de la superficie y transporta cargas de contaminantes hacia los sumideros. La cantidad de sedimentos transportados dependerá de las características hidráulicas del flujo y de las características de los sólidos transportados. La capacidad de transporte de contaminantes puede quedar limitada si el flujo generado no puede arrastrar los sedimentos con contaminación.

TABLA Nº 1.- Características de la contaminación de aguas de escorrentía. Rangos y valores medios ()*

PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA	ALEMANIA Varios autores [1]	ALEMANIA Varios autores [1]	ONTARIO MARSALEK [2]	GRAN BRETAÑA ELLIS (1989) [3]	USA - NURP (1983) [4]	NOVOTNY (1994) [5]	METCALF- EDDY (1991) [6]	ELLIS (1986) [7]
	ZONA RESIDENCIAL	AUTOPISTAS	USO MIXTO DEL SUELO	USO MIXTO DEL SUELO	USO MIXTO DEL SUELO			
SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN SS (mg/L)	134	140 - 250	----	21 - 2582 (190)	100 *(1.0 - 2.0)	3 - 11000 (650)	67 - 101	3 - 11000
DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO - DBO (mg/L)	7 - 18	----	----	7 - 22 (11)	9 *(0.5 - 1.0)	10 - 250 (30)	8 - 10	60 - 200
DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO - DQO (mg/L)	47 - 115	86 - 119	----	20 - 365 (85)	65 *(0.5 - 1.0)	----	40 - 73	----
NITRÓGENO AMONICAL (NH ₄ -N) (mg/L)	0.8	0.5 - 0.9	0.5	(0.2 - 4.6) 1.45	----	----	----	----
NITRÓGENO TOTAL (mg/L)	----	----	----	0.4 - 20.0 (3.2)	1.5 *(0.5 - 1.0)	3 - 10	----	3 - 10
FÓSFORO TOTAL (mg/L)	----	----	0.28	0.02 - 4.30 (0.34)	0.33 *(0.5 - 1.0)	0.2 - 1.7 (0.6)	0.67 - 1.66	0.2 - 1.7
PLOMO (mg/L)	0.27	0.16 - 0.62	0.146	0.01 - 3.1 (0.21)	0.14 *(0.5 - 1.0)	0.03 - 3.1 (0.3)	0.27 - 0.33	0.4
ZINC (mg/L)	----	0.36 - 0.62	0.490	0.01 - 3.68 (0.30)	0.16 *(0.5 - 1.0)	----	0.135 - 0.226	----
ACEITES (mg/L)	----	2.0 - 7.0	3.3	0.09 - 2.8 (0.40)	----	----	----	----
COLIFORMES TOTALES (UFC/100 ml)	----	----	----	----	----	----	10 ³ - 10 ⁸	10 ³ - 10 ⁸
COLIFORMES FECALES (E. Coli) (UFC/100 ml)	----	----	2100	400 - 5.10 ⁵ (6430)	----	----	----	----

* Los valores entre paréntesis representan valores medios excepto los de [4], que representan coeficientes de variación
[1] ALEMANIA, VARIAS FUENTES: Goettle (1978), Paulsen (1984), Klein (1982), Grottker (1987), Grottker (1989), citados por MARSALEK, J. *et al* (1993); [2] MARSALEK, J.; SCHROETER, H.O.; (1989); [3] ELLIS, J.B. (1989); [4] NURP, (1983); [5] NOVOTNY, V.; OLEM, H. (1994); [6] METCALF & EDDY, (1991); [7] ELLIS, J.B. (1986).

Las cargas contaminantes anualmente vertidas al medio receptor por las aguas de escorrentía son del mismo orden de magnitud que las vertidas por la red de aguas residuales tras tratamiento convencional, al menos para contaminantes como los sólidos en suspensión (OCDE, 1982). Los vertidos de nutrientes y metales pesados desde sistemas separativos y por R.A.U. desde sistemas unitarios son comparables, calculados por área de superficie pavimentada (Harremoës, 1989).

El efecto de un suceso de lluvia puede caracterizarse por el hidrograma (evolución de los caudales vertidos en el tiempo), los polutogramas (evolución de las concentraciones de contaminantes del agua vertida en el tiempo) y los flujogramas (evolución de los flujos máxicos de los contaminantes en el tiempo). En la figura adjunta se presenta estas características para las aguas de escorrentía y para dos lluvias diferentes de alta y baja intensidad de precipitación.

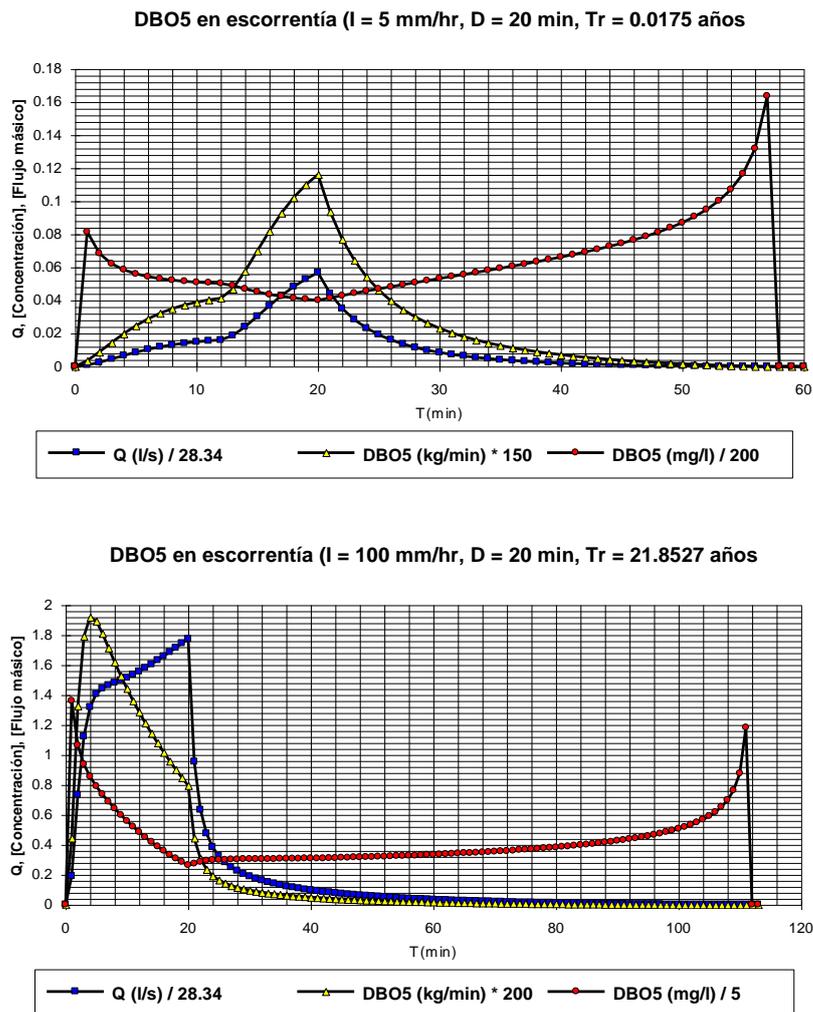


FIGURA Nº 3.- Polutograma, flujograma e hidrograma asociado en escorrentía superficial urbana.

4.- CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE REDES UNITARIAS EN TIEMPO SECO.

Una red de saneamiento unitaria recoge en tiempo seco aguas residuales estrictamente domésticas (fecales y de limpieza), las asimilables a domésticas (comercio, organismos públicos, restaurantes, sector servicios en general, etc.), aguas residuales industriales y aguas procedentes de la infiltración.

Las aguas residuales industriales, con independencia del posible contenido de sustancias similares a las de origen doméstico, pueden contener elementos propios de cada actividad industrial, entre los que pueden citarse: tóxicos, iones metálicos, hidrocarburos, detergentes, pesticidas, productos radiactivos, etc. Estas sustancias pueden actuar tanto como tóxicos o inhibidores de todos los procesos biológicos que se desarrollan en los colectores y en los tratamientos biológicos de la EDAR. La gran variedad y cantidad de productos que se vierten obliga a la realización de campañas específicas para cada tipo de industria. Los vertidos de la pequeña industria que está integrada en el casco urbano puede generar muchos quebraderos de cabeza a los explotadores de la EDAR. La existencia de inventarios detallados del tipo de industria que vierte a la red y la existencia de normativas estrictas de vertido a red previene la aparición de problemas de este tipo. La estimación de los caudales industriales es difícil por la variedad de industrias.

Las aguas de infiltración representan un gran problema en la explotación de cualquier tipo de red. Implica transportar más caudal a la depuradora y tratarlo. El agua del subsuelo penetra en una red de alcantarillado a través de conductos defectuosos, juntas en mal estado, conexiones y pozos de registro, etc. El agua de infiltración es una componente variable de las aguas residuales y depende de la calidad y tipo de los materiales y de la mano de obra que se ha utilizado, de las conexiones de los edificios, del tipo de mantenimiento de los alcantarillados, de la elevación del nivel freático, etc.

Los caudales y las cargas contaminantes de las aguas residuales urbanas sufren variaciones horarias y de tipo estacional. La variación de los caudales de agua residual observados en las plantas depuradoras tienden a seguir una cierta pauta diaria marcada fundamentalmente por el uso que la comunidad hace del agua de abastecimiento. La curva de caudales de aguas residuales se manifestará con cierto retraso respecto al uso por la longitud de la red y existirá una cierta laminación de las puntas. Los caudales mínimos se producen durante la noche, cuando el consumo es más bajo y el caudal circulante está originado fundamentalmente por aguas de infiltración, fugas y pequeñas cantidades de agua residual sanitaria. La primera punta de caudal se presenta, en general, inmediatamente después del máximo consumo de agua de abastecimiento a últimas horas de la mañana. Una segunda punta se presenta, normalmente, en las últimas horas de la tarde, entre las 20 y las 23 horas, aunque es muy variable, dependiendo del tamaño de la población servida y la longitud de la red de alcantarillado. Existe también una cierta variación semanal del consumo de agua que queda también reflejada en los caudales de la red de saneamiento. Estas variaciones semanales son generadas principalmente por la industria y sector servicios.

Las variaciones estacionales en los caudales de agua residual son muy acusadas en zonas turísticas, en pequeñas comunidades con población estudiantil móvil, y en aquellas áreas en donde el funcionamiento de la industria es estacional, como por ejemplo la de elaboración de productos agrícolas. La magnitud de estas variaciones depende tanto del tamaño de la comunidad como de la actividad estacional. Los caudales de infiltración también pueden variar estacionalmente. Durante la época de lluvias la infiltración al terreno será mayor y se producirá un ascenso del nivel freático. Las variaciones estacionales de caudales también pueden estar provocadas por los caudales de deshielo durante la primavera.

Los coeficientes punta de los caudales industriales son también de difícil estimación; se basa normalmente en el número de turnos de la jornada de trabajo (coeficientes de 2-3) y en detalles típicos de operación. Con frecuencia en las industrias se producen vertidos instantáneos (lavados de depósitos, vaciado de circuitos, etc.) que nada tienen que ver con sus ciclos normales de trabajo. A veces vertidos industriales peligrosos pueden estar asociados con el lavado de la red en tiempo de lluvia.

Los factores punta de tiempo seco (relación entre caudal punta máximo y el caudal teórico medio) podrían calcularse o estimarse a partir de los componentes de las aguas antes citados, desgraciadamente este grado de refinamiento es raramente posible, por lo que se

utilizan métodos generales casi siempre. Como normalmente no hay, o son incompletos, registros históricos de medida de caudales se recurre a fórmulas o gráficos. Organismos de gestión y la Administración suelen establecer valores de los factores punta para su utilización en los proyectos. Los valores del coeficiente punta vendrán definidos por una curva decreciente respecto a la población o a un parámetro relacionado con ella, como puede ser el propio caudal medio de aguas residuales.

TABLA Nº 2.- Revisión de coeficientes punta de caudal de aguas residuales.

TIPO DE FÓRMULAS	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL MÍNIMO	COMENTARIOS
SEGÚN LA POBLACIÓN			p = población en miles de habitantes
Giff (1945) citado por Munksgaard y Young (1980)	$Q_{max} = \frac{5}{p^{1/6}} \cdot Q_m$	$Q_{min} = \frac{p^{1/6}}{5} \cdot Q_m$	Q _m = Caudal medio. Obtenido con datos de Johnson (1942) y Harmon (1918), más los de Metcalf y Eddy (1955), y los de Kessler y Norgaard (1942).
Hernández, (1990)	$Q_{max} = \frac{5}{p^{0.2}} \cdot Q_m$		Válida para 1 p 1000
Stanley y Kaufman, (1953)	$Q_{max} = \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \cdot Q_m$	$Q_{min} = 0.5 \cdot Q_m$	
Pierce and Maslanik, (1978)	$Q_{max-mensual} = 0.011 \cdot p - 0.0117$ $Q_{max-horario} = 0.046 \cdot p - 0.099$		Q _{max} en m ³ /s Datos procedentes de 12 ciudades americanas con sistemas separativo. Válidas para ciudades entre 3500 y 30000 habitantes.
SEGÚN CAUDALES MEDIOS			
Catalá, (1988)	$Q_{max} = \frac{1.5}{\sqrt{Q_m}} + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} \cdot Q_m$		Q _m en L/s. Recogida de la Instrucción francesa para aguas residuales domésticas. Para industriales coeficiente entre 2 y 3.
M.O.P.U. (1983)	$Q_{max} = \frac{1.5}{\sqrt{Q_m}} + \frac{2.575}{Q_m^{0.25}} \cdot Q_m$		Q _m en m ³ /h
A PARTIR DE OBSERVACIONES			
Ciudades de EE.UU. por Steel y McGhee, (1981)	Pequeñas zonas residenciales Q _{máx} = 2.25 Q _m Zonas comerciales Q _{máx} = 1.5 Q _m Ciudad con proporción normal de comercio e industria .. Q _{máx} = 1.5 Q _m		
Coefficientes puntas de consumo de agua. Hernández, (1990)	Ciudades pequeñas, rústicas, residenciales..... Cp = 2.4 Ciudades mayores de 100000 h. e industrialización media.....1.8; Cp = 2.4 Ciudades mayores de 800000 h. y fuertemente industrializadas 1.4; Cp= 1.8		
WPCF. Manual of Practice Nº 8, (1977)	Cp entre 1.2 a 4 en comunidades menores de 1000 habitantes. Cp entre 1.5 y 3 en comunidades entre 1000 y 10000 habitantes. Cp del orden de 2 en comunidades mayores de 100000 habitantes		
Munksgaard y Young (1980)	$Q_{max-medio-mensual} = 1.22 \cdot Q_m^{0.990}$ $Q_{max-medio-diario} = 1.75 \cdot Q_m^{0.964}$ $Q_{max-extremo-mensual} = 1.41 \cdot Q_m^{0.949}$ $Q_{max-extremo-diario} = 2.38 \cdot Q_m^{0.914}$		Q _m en m ³ /s. Red separativa. Ciudades de EE.UU. con caudales medios anuales entre 0.004 y 4.4. m ³ /s Buenos registros de caudal, DBO, SS, NH ₃ -N y P total.

Una infraestimación de los caudales punta de tiempo seco disminuirá la capacidad de transporte de agua de lluvia y generará reboses que no se ajustarán a las diluciones previstas en situación de caudal punta.

Al igual que varían los caudales de aguas residuales en una red de saneamiento también varían las concentraciones y las cargas de contaminación. Las cargas medias se pueden estimar a partir de la asignación de cargas por habitante y día. Las cargas aportadas por las industrias se transforman a habitantes equivalentes. No son habituales las fórmulas o relaciones que aporten información sobre los picos de concentraciones o cargas de contaminación.

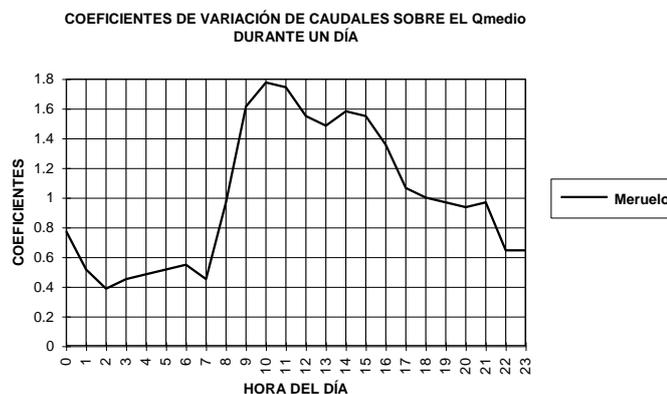
TABLA Nº 3.- Ecuaciones que expresan los picos de carga de diferentes parámetros como función de las cargas medias anuales (Munksgaard y Young, 1980).

PARÁMETRO (Kg/d)	TIPO DE PUNTA	ECUACIÓN
DBO (Kg/d)	Punta mensual media	$1.85 \cdot CM^{0.957}$
	Punta extrema mensual	$2.28 \cdot CM^{0.955}$
	Punta diaria media	$3.85 \cdot CM^{0.927}$
	Punta extrema diaria	$9.11 \cdot CM^{0.866}$
Sólidos en Suspensión (Kg/d)	Punta mensual media	$2.09 \cdot CM^{0.948}$
	Punta extrema mensual	$2.99 \cdot CM^{0.940}$
	Punta diaria media	$5.64 \cdot CM^{0.928}$
	Punta extrema diaria	$15.65 \cdot CM^{0.871}$
Nitrógeno Amoniacal (Kg/d)	Punta mensual media	$1.88 \cdot CM^{0.946}$
	Punta extrema mensual	$2.14 \cdot CM^{0.949}$
	Punta diaria media	$2.26 \cdot CM^{0.977}$
	Punta extrema diaria	$2.81 \cdot CM^{0.989}$
Fósforo Total (Kg/d)	Punta mensual media	$1.67 \cdot CM^{0.970}$
	Punta extrema mensual	$4.94 \cdot CM^{0.861}$
	Punta diaria media	$7.41 \cdot CM^{0.811}$
	Punta extrema diaria	$20.60 \cdot CM^{0.776}$

CM =carga media en Kg/d

En el Manual de Práctica Nº 8 de la WPCF (WPCF, 1977) se mencionan brevemente las variaciones diarias de las características de las aguas residuales. El manual establece que la máxima carga horaria recibida en la planta es aproximadamente dos veces la carga media horaria en un día. Muestra también distribuciones de frecuencia típicas de algunos parámetros y sus variaciones horarias, recomendando que se desarrollen curvas similares para cada situación.

La mejora en los diseños pasa por un mejor conocimiento de las características de los contaminantes y de las cargas transportadas. Se debe recoger suficiente número de datos de caracterización para poder tratarlos estadísticamente. La gran variabilidad implica mayor intensidad de los muestreos.



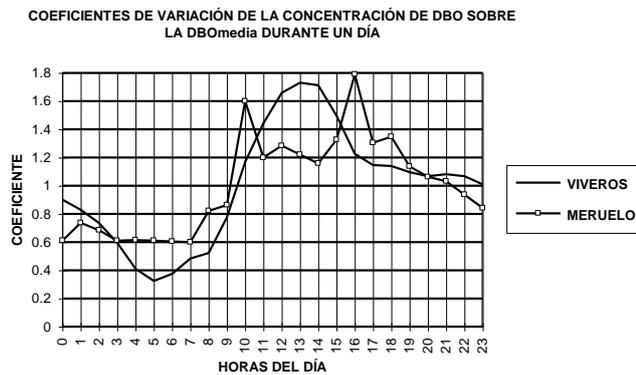


FIGURA 4.- Curvas de variación diaria de caudales y concentraciones.

En las gráficas anteriores se presentan los coeficientes de variación del caudal y de las concentraciones de DBO₅ que llegan a dos depuradoras. La referida como MERUELO (1988) se ve que tiene una infiltración importante, es la generada por un pueblo de Cantabria, de nombre San Miguel de Meruelo, de 438 habitantes. La referida como VIVEROS (1979) procede de la E.D.A.R. madrileña con el mismo nombre. No aparece variación de caudal porque dicha depuradora funcionaba a caudal constante. Las puntas están mucho más marcadas en poblaciones pequeñas.

Las variaciones son mayores en las plantas depuradoras pequeñas que en las grandes. Las variaciones diarias de carga de DBO y Fósforo son generalmente mayores que las variaciones de carga de Nitrógeno. Las relaciones C/N y C/P, importantes para la eliminación biológica de nutrientes, cambian a lo largo del día. Puede llegar a ser interesante la homogeneización diaria de cargas (Harremoës, *et al.*, 1993).

Las variaciones de los sólidos en suspensión son las más fuertes y pueden arrastrar a la gran cantidad de contaminantes con ellos relacionados. Alderink (1990), describiendo sus estudios sobre la estimación de la calidad del agua de tormentas para comprender las sobrecargas de las EDAR en Holanda, llegó a la conclusión de que los caudales de tiempo seco correlacionaban muy poco con las concentraciones de contaminantes. La aplicación del test de D'Agostino (Gilbert, 1987, citado por Alderink, 1990) mostraba que todos los parámetros de contaminación, menos los sólidos en suspensión, podían describirse mediante distribuciones normales con un 90% de nivel de confianza.

Algunos autores consideran que las aguas residuales tienen características de tiempo seco cuando la lluvia caída en ese día o el anterior es menor de 3 mm (Alderink, 1990). En Alemania se consideran datos de tiempo seco cuando la lluvia caída no supera los 0.3 mm en el día medido y el anterior; se consideran como valores válidos de caudal y tiempo seco el percentil 85. En Dinamarca es normal diseñar con el percentil 60 para contaminantes cuyo efecto acumulativo es importante, N y P, y con el percentil 85 para el resto. Estos valores concuerdan con el cumplimiento estadístico de los efluentes (Harremoës, 1993). Van der Graaf (1993) apuntó que para que el vertido cumpla las normativas es necesario que la media anual sea aproximadamente entre 0.3 y 0.5 veces el valor requerido. Bertrannd-Krajewski, *et al.* (1995), en su estudio sobre el comportamiento de un pequeño sistema de saneamiento (Boran-sur-Oise, cerca de París) y el tipo de RAU que producía, consideraron que existían condiciones de tiempo seco cuando se sucedían 7 días sin lluvias mayores de 1 mm.

En grandes redes de saneamiento se han encontrado diferencias entre las cargas de contaminación aportadas en los primeros ramales de red y la calidad que finalmente llega a la EDAR. Existe la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento de los sedimentos y de la contaminación en forma disuelta en las redes. Tales procesos determinan cambios en la calidad de las aguas residuales durante su transporte en la red. El estado actual de conocimientos permite ya elaborar modelos que describan las transformaciones y fenómenos

físicos que sufren los contaminantes tanto en forma disuelta como fijada a partículas sólidas. El transporte de los sedimentos es importante en cuanto a la erosión de los conductos y la deposición, o su resuspensión, del fondo de los conductos en función del régimen hidráulico dominante. Programas como el MOUSETRAP del Danish Hydraulic Institute (Lindberg, *et al.*, citado por Garsdal, 1995) ya contempla un importante número de procesos y fenómenos, como muestra la figura siguiente.

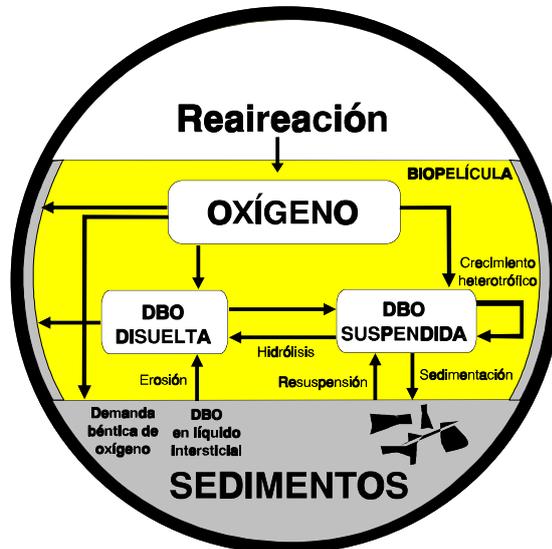


FIGURA Nº 5.- Procesos de calidad de agua modelizados en el MOUSETRAP (Garsdal *et al.*, 1995).

5.- CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE REDES UNITARIAS EN TIEMPO DE LLUVIA.

En tiempo de lluvia las redes unitarias deben transportar, además, el agua de escorrentía superficial. No se produce necesariamente una dilución de la contaminación, porque como ya ha quedado reflejado anteriormente, las aguas de escorrentía urbana también transportan contaminación. La red de saneamiento se ha dimensionado para transportar hacia un determinado punto (generalmente hacia una EDAR) el caudal de agua residual y el caudal de lluvia correspondiente a una lluvia con un determinado período de retorno. Cuando la lluvia genera un volumen de agua que la red no puede transportar se hace necesario verterlo al medio receptor mediante aliviaderos o almacenarlo temporalmente en depósitos en la propia red. El conjunto de estos aliviaderos y depósitos, situados aguas arriba de la EDAR, determinan las cargas hidráulicas y de contaminación que llegará a la depuradora y el impacto sobre el medio receptor.

Los aliviaderos se pueden clasificar en laterales y frontales. Los laterales permiten el rebosamiento de las aguas perpendicularmente a la dirección del flujo principal; los frontales permiten el rebosamiento en la misma dirección que el flujo principal. En las redes de saneamiento los aliviaderos frontales se suelen presentar asociados con un depósito en donde se almacena el agua; si el caudal entrante es suficiente se llegará al umbral del aliviadero y rebosará. Además, estos depósitos cuentan con un desagüe que permite la salida constante de agua hacia puntos situados aguas abajo de la red.

Históricamente, el criterio de diseño de un aliviadero se ha basado en la dilución. La hipótesis básicas de este método es que las aguas de lluvia procedentes de la cuenca están limpias. En el momento en que se inicia el rebosamiento, tanto el caudal vertido como el que sale por el orificio de desagüe presentan la misma dilución, que es la de diseño. Una dilución de cuatro veces, por ejemplo, significa que en el rebose están presentes una parte de agua residual y tres partes de agua de lluvia; frecuentemente se escribe: 1+3.

Dependiendo de la bibliografía consultada, el valor de la dilución de diseño varía notablemente. Las cifras habituales oscilan entre 3 y 6 (Ranchet J. y Ruperd Y., 1983); Paz Maroto J. y Paz Casañé J. M^a. (1968) dan un valor fijo de 5; Camp (1959) menciona valores que van de 2 a 5; las normas alemanas (Pecher R., 1992) especifican una cuantía de 7; en Dinamarca actualmente 5 independientemente del medio receptor (Harremoës, 1993); y en el Reino Unido se da el valor de 9 para los aliviaderos de reciente construcción. En este último país la Autoridad Nacional de Ríos quiere transformar las normas de dimensionamiento de los aliviaderos de tormenta para conseguir una dilución de 12 veces (Floret-Miguet E. y Barraque B., 1994). En la Tabla siguiente se dan los criterios de dimensionamiento de los aliviaderos en diferentes países.

TABLA Nº 4.- Criterios de diseño de aliviaderos en diferentes países, según Marsalek J. et al. (1993).

Bélgica	2-5 veces el caudal de tiempo seco a tratamiento.
Dinamarca	Dilución 1:5
Francia	3 veces el caudal punta de tiempo seco.
Alemania	Va a tratamiento biológico 2 veces el caudal de tiempo seco más infiltración. Normalmente a tratamiento primario de 3 a 5 veces el caudal medio de tiempo seco.
Reino Unido	Históricamente 6 veces el caudal de tiempo seco (3 veces a tratamiento completo, 3 veces a depósitos de tormenta). Fórmula A: $Q_{\text{tiempo seco}} + 1360P + 2E(L/\text{día})$ P: Población E: Efluente Industrial

En el Reino Unido para el cálculo del caudal que la estructura de regulación debe dejar pasar aguas abajo es la establecida por *British Standard Sewerage*, (1987). Esta expresión, conocida como fórmula de Liverpool, también la propone la Confederación Hidrográfica del Norte (1989). La fórmula de Liverpool no es más que una expresión que da una relación de dilución diferente en función de la población a la que sirve la red de alcantarillado. La fórmula exige mayor dilución a las poblaciones pequeñas, para poblaciones elevadas la relación de dilución disminuye al suponer que sus aguas residuales están más diluidas por la diversidad de usos del agua. Por lo que respecta al caudal industrial considera que una relación de dilución de 3 es la más aconsejable.

Las características de la contaminación de los RAU (Reboses de Alcantarillados Unitarios) está fuertemente determinada por las aguas residuales urbanas, las aguas de escorrentía y el lavado de materiales y fangos depositados en las conducciones durante períodos secos. Al aumentar los caudales aumenta la tensión tangencial sobre los sedimentos depositados cuando la capacidad de transporte en la red estaba limitada por los caudales de tiempo seco. Los sedimentos son erosionados y resuspendidos contribuyendo a la formación de un pico de contaminación durante los primeros minutos del RAU, fenómeno denominado "primer baldeo, primer lavado" (*first flush* en la literatura anglosajona). El fenómeno de primer lavado de la red es más intenso en redes con poca pendiente.

La capacidad de transporte de sólidos de las alcantarillas no se conoce muy bien al existir una gran variedad de partículas, con características físicas, químicas y biológicas muy diferentes. El transporte de contaminantes químicos se ve afectado por el tamaño de las partículas (capacidad de adsorción en las superficies), tipo de material (que también afecta a la adsorción) y la presencia de biopelículas, que son una importante fuente y sumidero de sustancias. La complejidad de las interacciones entre las fases sólidas y líquidas, ampliamente variables en el espacio y en el tiempo, determinan que los contaminantes implicados durante un suceso de RAU o de punta de caudal hacia depuradora sean difíciles de cuantificar (Harremoës, 1993).

Michelbanch y Wöhrle (1994) realizaron, durante más de tres años, una completa e interesante caracterización de los sedimentos que eran transportados por red unitaria, orientándolo, sobre todo, a mejorar el conocimiento sobre el impacto que los sólidos en suspensión evacuados por un RAU producían sobre el medio receptor. Esta caracterización es

interesante porque permite comprender mejor el comportamiento de los sólidos en suspensión en las estructuras de decantación tanto en la red como en la EDAR y, por tanto, prevenir problemas y mejorar la explotación. Estos autores, además de caracterizar físicamente los sólidos sedimentables, midieron las cargas de contaminación (carga orgánica, DQO, metales pesados y microcontaminantes orgánicos) por ellos transportados. Encontraron que la DQO correlacionaba muy bien con la cantidad de materia orgánica y que eran frecuentes muestras que en agua bruta tenían DQO de 520 mg/L, la DQO de los sólidos sedimentables alcanzaba los 350 mg/L; de estos 350 mg/L el 70% era provocado por sólidos sedimentables con velocidades mayores de 0.28 cm/s, que representa un 50% de la DQO total de 520 mg/L de la muestra. Concluían que, dadas estas buenas características de sedimentabilidad y de eliminación de contaminantes, en un sistema de depósito-aliviadero diseñado con la norma alemana ATV A-128 (carga superficial de 10 m³/m²·hora) quedarían retenidos y no saldrían en el RAU del orden del 68% de los sólidos sedimentables, el 68% de la materia orgánica, el 70% de la DQO y del orden del 78% de los metales pesados y microcontaminantes orgánicos. Las biopelículas arrastradas durante este tipo de sucesos adsorben gran cantidad de metales pesados y microcontaminantes que luego pueden ser retenidos por sedimentación. Este estudio es interesante porque nos da una idea del tipo de sólidos movilizados durante una sobrecarga hidráulica del sistema y que acabarán llegando en una gran proporción a la EDAR.

Crabtree (1988) (citado por Marsalek, *et al.*, 1993) describió cinco tipos de sedimentos en los sistemas unitarios:

TIPO A.- Gruesos, predominantemente material granular encontrado en la solera de las conducciones.

TIPO B.- Similares a A, pero con adición de elementos minerales, grasientos o alquitrán.

TIPO C.- Móviles, granos finos, fangos orgánicos encontrados en zonas quiescentes.

TIPO D.- Limos orgánicos de las tuberías y biopelículas.

TIPO E.- Partículas orgánicas finos y depósitos minerales encontrados en el fondo de los tanques de almacenamiento.

TABLA Nº 5.- Contaminación del agua de rebosamientos de alcantarillado unitario (R.A.U.) Rangos y valores medios ()*

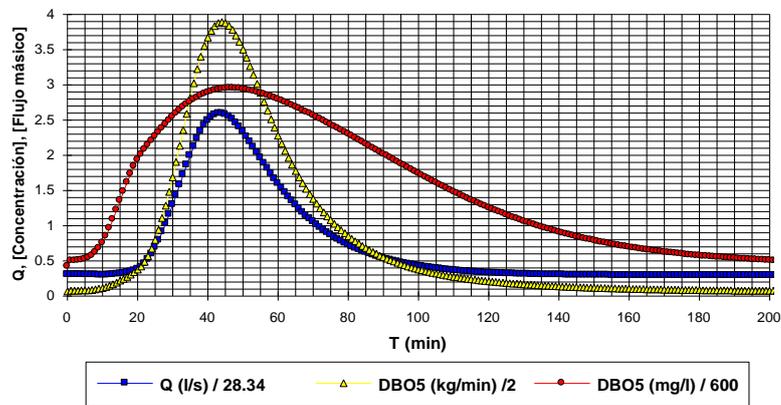
PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA	ALEMANIA Varios fuentes [1]	GRAN BRETAÑA ELLIS (1989) [2]	NOVOTNY (1991) [3]	LARGER (1977) [4]	METCALF - EDDY (1991) [5]	ELLIS (1986) [6]	HOLANDA NWRW (1991) [7]	AGUA RESIDUAL TÍPICA METCALF - EDDY [5]	EFLUENT EDAR TÍPICO
SÓLIDOS SUSPENSIÓN SS (mg/L)	45 - 55	176 - 647 (425)	100 - 1100	273 - 551 (370)	270 - 550	100 - 1000	105 - 320	100 - 350	(20)
DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO - DBO (mg/L)	12 - 82	43 - 225 (90)	60 - 200	59 - 222 (115)	60 - 220	60 - 200	40 - 124	110 - 400	(20)
DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO - DQO (mg/L)	80 - 230	250 - 530 (380)	----	264 - 481 (367)	260 - 480	----	148 - 389	250 - 1000	----
NITRÓGENO AMONICAL (NH ₄ -N) (mg/L)	3.8 - 11.7	3.1 - 8.0 (6.0)	----	----	----	----	----	12 - 50	----
NITRÓGENO TOTAL (mg/L)	6.7 - 16.3	2.1 - 28.5 (8.3)	3 - 24	4.3 - 16.6 (9.1)	4 - 17	3 - 24	----	20 - 85	(30)
FÓSFORO TOTAL (mg/L)	1.8 - 2.7	6.5 - 14.0 (10.0)	1 - 11	1.23 - 2.78 (1.95)	1.2 - 2.8	1 - 11	2 - 5	4 - 15	(10)
PLOMO (mg/L)	0.01 - 0.1	0.08 - 0.45 (0.25)	(0.4)	0.14 - 0.60 (0.37)	0.14 - 0.60	0.4	0.04 - 01	----	----
ZINC (mg/L)	0.06 - 0.4	0.10 - 1.07 (0.87)	----	----	----	----	0.04 - 0.05	----	----
ACEITES (mg/L)	----	----	----	----	----	----	----	----	----
COLIFORMES TOTALES (UFC/100 ml)	----	----	10 ⁵ - 10 ⁷	----	----	10 ⁵ - 10 ⁷	----	10 ⁶ - 10 ⁹	10 ⁴ - 10 ⁶
COLIFORMES FECALES (<i>E. Coli</i>) (UFC/100 ml)	----	10 ⁵ - 10 ⁸	----	10 ² - 10 ³	2.10 ⁵ - 10 ⁶	----	----	10 ⁵ - 10 ⁸	----

[1] ALEMANIA, VARIAS FUENTES: Goettle (1978), Paulsen (1984), Klein (1982), Grottker (1987), Durchschlag (1987), Grottker (1989), citados por MARSALEK, J. *et al* (1993); [2] ELLIS, J.B. (1989); [3] NOVOTNY, V.; OLEM,,H. (1994); [4] LAGER J.A., *et al.*, (1977); [5] METCALF & EDDY, (1991); [6] ELLIS, J.B. (1986); [7] NWRW (1991).

La hora del día, intervalo de tiempo seco precedente, magnitud y características de los contaminantes de tiempo seco, flujo de la tormenta, junto con las características del sistema de drenaje, la amplitud y forma de la cuenca influyen sobre la variabilidad temporal de las cargas y de las concentraciones de contaminantes.

Para conocer las cargas y los caudales que finalmente llegarán a la EDAR se precisa un seguimiento durante varios años para poder luego trabajar estadísticamente con ellas. Si se dispone de buenos registros es posible calcular las cargas anuales y los estadísticos extremos. Si no existen tales registros, o el sistema ha cambiado de forma importante (nuevas conducciones, estructuras, etc.), una posibilidad de avance es la modelización matemática de la escorrentía superficial y de la red de saneamiento. Se puede llegar a modelizar los RAU utilizando series históricas de lluvias. Existe ya un gran número de modelos complejos y consolidados (MOUSE, SWMM, WALLRUSS,...). A continuación se presentan polutogramas, flujogramas e hidrogramas asociados obtenidos por simulación con el SWMM (EPA) para el caso de red unitaria con aliviadero simple.

DBO5 en red unitaria (I = 5 mm/hr, D = 20 min, Tr = 0.0175 años)



DBO5 en red unitaria (I = 100 mm/hr, D = 20 min, Tr = 21.8527 años)

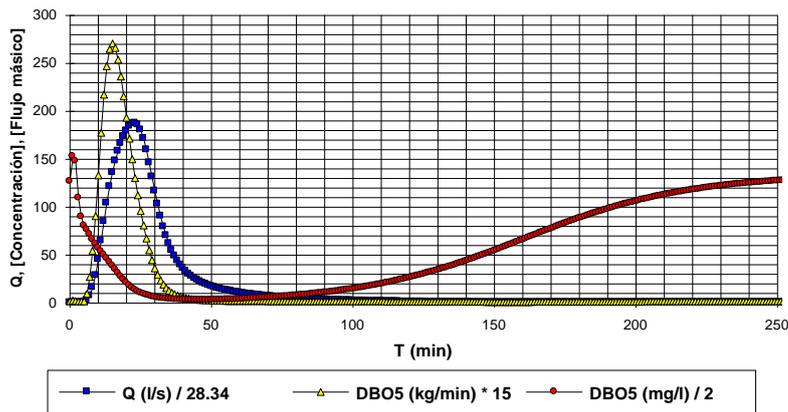


FIGURA Nº 6.- Polutograma, flujograma e hidrograma asociado en redes unitarias de alcantarillado.

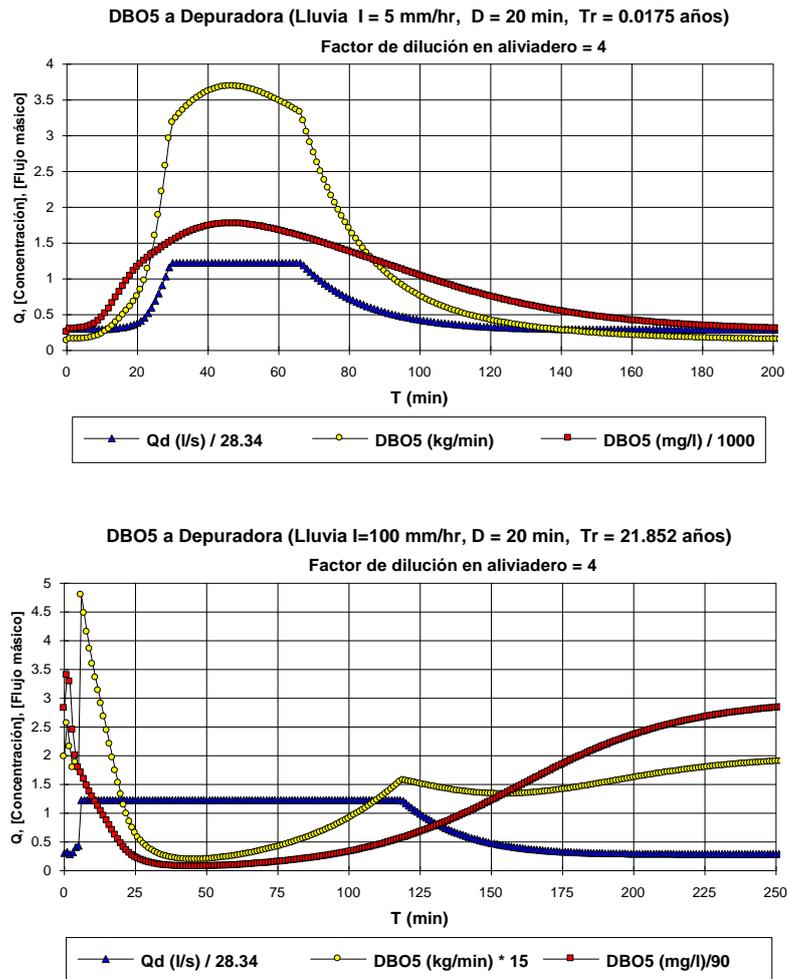


FIGURA Nº 7.- Polutograma, flujograma e hidrograma asociado del afluente a la EDAR en red unitaria con aliviadero previo.

La aplicación de técnicas de simulación continua y simulaciones de Monte Carlo permiten incluir en la modelización los efectos de la variabilidad de los datos de entrada sobre las cargas que se vierten en los RAU y las que llegan a la depuradora. Si el análisis de los datos de entrada en la EDAR muestra cierta dependencia entre, por ejemplo, el período de tiempo seco y la calidad del agua, esta dependencia puede incorporarse en la estructura del modelo. El método puede permitir la estimación de impactos sobre las masas de agua receptoras de forma ingenieril (Aalderink, 1990).

El incremento de la capacidad de almacenamiento en la red sin depósitos junto con la mejora en la explotación por el uso de sistemas de control en tiempo real puede reducir significativamente el número de reboses, pero sólo se reducirá marginalmente el volumen y las cargas de los sucesos extremos. Los impactos por RAU con periodos de retorno de 1 año o de 5 años no se verán sustancialmente reducidos por la capacidad de almacenamiento de la red, a menos que en la red se implanten depósitos con grandes volúmenes de almacenamiento (Lijklema, *et al.*; 1993).

6.- SOLUCIONES PARA REDUCIR LA CONTAMINACIÓN VERTIDA POR LA RED.

No está todavía muy claro el construir sistemas separativos con el objeto de alcanzar los objetivos de calidad del agua deseados. Esta última afirmación es uno de los motivos por los que se han desarrollado medidas de control de las aguas de escorrentía urbana. Las medidas de control de la contaminación en tiempo de lluvia se pueden clasificar de varias formas:

el rebosamiento. El control del caudal en el sistema consiste en disponer un depósito o varios en la red de saneamiento, de esta forma se almacena en la red un mayor volumen de agua que en el caso de que no existieran. La construcción de depósitos de almacenamiento (*también llamados depósitos de tormentas o de retención*) permite un cierto control hidráulico del sistema y prevenir inundaciones. Los depósitos diseñados para este objetivo, también permiten la mejora de las condiciones de los vertidos al reducir su volumen y frecuencia. Los depósitos cuyo objetivo es el control de la contaminación vertida en el rebosamiento se diseñan con otros criterios.

En la actualidad el control de los rebosamientos debe hacerse mediante sistemas de control y tratamiento de rebosamientos (S.C.T.R.). Estos sistemas pueden contar con uno o varios depósitos conectados entre sí. Su diseño puede hacerse para conseguir un cierto grado de depuración mediante decantación u otras técnicas. La optimización de las posibles circulaciones del agua sirve para conseguir los objetivos de regulación propuestos.

Los depósitos de almacenamiento pueden clasificarse atendiendo a su disposición en la red de saneamiento. Así, se tienen:

- Depósitos en superficie: Son depósitos previos a la red de alcantarillado. Se pueden dividir en secos o permanentes según que el agua se presente sólo durante las lluvias o de forma constante.
- Depósitos en red: Son aquellos por los que siempre pasa el agua procedente de aguas arriba del sistema.
- Depósitos fuera de línea: Entran en funcionamiento cuando en un punto prefijado de la red se supera un cierto umbral de agua. En ese instante parte del agua es conducida al depósito fuera de línea. Cuando el aguacero cesa, el agua almacenada se dirige, de nuevo, a la red de saneamiento situada aguas abajo.

La posición del depósito en el sistema de alcantarillado es más importante que su forma o sus disposiciones constructivas (Thu Thuy, T.; 1988). La implantación de un depósito de tormenta depende de las características de la cuenca vertiente (condiciones hidrológicas, meteorológicas, geológicas, topográficas, etc.) y de las características de la red (tipo, funcionamiento, población, problemas específicos, existencia de aliviaderos, etc.). Además deberá estar optimizado en cuanto a los caudales dirigidos a la estación de tratamiento de aguas residuales y reboses, a los costes de inversión y a los costes de explotación. En la Tabla siguiente se dan los criterios de dimensionamiento de los depósitos de tormentas en diferentes países.

TABLA Nº 6.- Criterios de diseño de depósitos de tormenta en diferentes países, según Marsalek, J.; et al. (1993).

Bélgica	7 reboses por año. Se considera el medio receptor.
Dinamarca	Frecuencia del rebose. Se comparan las tasas anuales de los vertidos de DBO con los de EDAR.
Francia	Se considera la carga contaminante.
Alemania	El 90% de la carga debe ir a tratamiento. Objetivo: el rebose de una red unitaria no debe exceder la carga correspondiente de un sistema separativo (reboses más efluente de EDAR).
Holanda	La frecuencia de los reboses se decide localmente, generalmente de 3 a 10 veces por año. Almacenamiento equivalente a 2 mm. de escorrentía.
Reino Unido	Históricamente 6 veces el caudal de tiempo seco (3 veces a tratamiento completo, 3 veces a depósitos de tormenta).

7.- ESTACIONES DEPURADORAS DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN TIEMPO DE LLUVIA.

7.1.- Consideraciones generales

Todos los procesos transitorios que se producen aguas arriba pueden incidir sobre la EDAR. La depuradora es una interfase entre la red de saneamiento (y su cuenca) y la masa de agua receptora. El funcionamiento y explotación de la planta durante el período de tiempo seco se ve alterado por los nuevos caudales generados por las lluvias y las variaciones en los tipos, en las cargas y en las concentraciones de los contaminantes. Se deben considerar nuevas alternativas de diseño, explotación y gestión para este estado de la EDAR. Las soluciones pueden pasar por cambios en las técnicas de explotación, por adicionar elementos complementarios a las líneas de tiempo seco (estanques de tormentas) o por modificar los diseños para que la planta trate en su línea principal las sobrecargas (sobredimensionamiento de etapas) dentro de lo posible.

El diseño de plantas de tratamiento se ha basado históricamente en la tradición. El desarrollo fue similar en unas naciones y otras. Los criterios de diseño se basaban en la "mejor tecnología disponible" y en los tradicionales 30/30 mg/L de DBO y de SS para fangos activos (ó 45/45 para lechos bacterianos o lagunaje). El diseño y operación de las EDAR y la calidad del efluente que se obtendrá se conocen bastante bien para condiciones de tiempo seco. Las normas de diseño son conceptualmente similares de una nación a otra. En algunos países la Administración o los organismos competentes han elaborado códigos o normas, mientras que en otros el diseño se basa en la experiencia profesional. El diseño siempre ha sido estacionario. Se considera que las variaciones diarias no perturban los rendimientos.

Actualmente la CEE ha establecido nuevas demandas (CEE, 1991). Así, los valores a obtener de calidad de los efluentes o de rendimientos a alcanzar por las EDAR se establecen de forma estadística obligando a considerar en el diseño y funcionamiento de las EDAR los momentos de lluvia y posteriores, aunque no los sucesos extraordinarios de lluvia, que se dejan sin definir. A medio plazo, durante la próxima década, la eliminación de nutrientes será obligada en toda Europa para los vertidos a zonas sensibles. La utilización de filtros de arena como terciario puede llegar a dejar de ser excepcional. Por ejemplo, en Suecia (Harremoës, 1993) se ha empezado exigir una calidad en los efluentes de 0.3 mg/L de fósforo, con lo que las unidades de filtración, con un posible físico-químico previo, se hacen necesarias. Esto da una idea del radical cambio que esta Directiva (91/271) puede generar en algunos países.

En un estudio realizado por la Federación Agua y Ambiente sobre 1000 plantas depuradoras de todos los tamaños se concluyó que la más frecuente causa de problemas severos de explotación y mantenimiento de las depuradoras era la incorporación de aguas pluviales y de infiltración en la red, seguido de las situaciones de altas (sobrecargas) y bajas cargas hidráulicas (WEF, 1992). De la misma manera, en otro estudio realizado por la Agencia de Protección Ambiental norteamericana (EPA-USA) sobre 150 pequeñas plantas depuradoras, la incorporación de aguas pluviales e infiltraciones vuelve a aparecer como causa más frecuente de fallo de funcionamiento, excepción hecha de factores inherentes a la pequeña escala de gestión de dichos saneamientos.

El exceso de capacidad de carga hidráulica de una depuradora es pequeño comparado con el caudal total que entra en la red de saneamiento en tiempo de lluvia. Intensidades de lluvia 1- 2 L/s.Ha y de duración mayor al tiempo de concentración de una cuenca unitaria causan sobrecarga hidráulica en la mayoría de las plantas (Harremoës, 1993).

Los volúmenes de almacenamiento en red o en la propia EDAR condicionan también las estrategias de explotación. En el caso de gran capacidad de almacenamiento en red y con gran tiempo de concentración la planta queda sometida a altas cargas hidráulicas durante algunas horas, incluso días, después de que la lluvia ha parado. Si se redujese el

almacenamiento se aumentaría el volumen de los RAU, intensificando los impactos sobre el medio receptor.

Los flujos afluentes en tiempo de lluvia también producen impactos de contaminación en la EDAR, que no afectan a las partes mecánicas o a los procesos físicos pero sí alteran los procesos, sobre todo las etapas de nitrificación y desnitrificación del tratamiento biológico. Las reacciones de la biomasa son sensibles a las fluctuaciones de concentración, de temperatura y de pH. Todos estos factores generan una disminución del rendimiento de depuración de los procesos y aumentan las cargas de contaminación sobre los medios acuáticos receptores. Además, los flujos afluentes pueden producir daños o deterioros de los procesos de depuración, los cuales pueden necesitar un cierto tiempo de recuperación para llegar a establecer las condiciones de funcionamiento anteriores al suceso de lluvias. Así, el impacto producido quedaría diferido en el tiempo.

Entre las alternativas de control de contaminación disponibles al nivel de la EDAR se pueden destacar las siguientes:

a.- Control y Tratamiento de los vertidos de reboses: Igual que los sistemas establecidos en la red de alcantarillado en los aliviaderos. Las soluciones pueden contemplar depósitos en línea, depósitos fuera de línea, tratamiento de los reboses mediante decantación con o sin llenado - vaciado, Vórtex o Swirl, desinfección, físico-químico, biológico (lagunas, humedales, etc.).

b.- Sobrecarga y/o *by-pass* de los procesos de la EDAR: Partiendo de una depuradora diseñada tradicionalmente se puede estudiar la máxima capacidad de depuración de cada proceso y, en función de ésta admitir en cada proceso, el máximo flujo permisible. Los flujos que exceden la capacidad de un proceso pueden ser derivados mediante *by-pass* parcial del proceso a un proceso posterior o al cauce.

c.- Diseño específico de cada proceso contemplando las características específicas del mismo, la variabilidad y características de caudales y flujos afluentes como consecuencia del tiempo de lluvia, los tratamientos y derivaciones previos a los que se ha sometido al agua residual/pluvial, y las exigencias del vertido en cada momento que pueden ser variables como consecuencia de la aplicación de criterios dinámicos de calidad de las aguas receptoras. El problema en este caso puede ser el desequilibrio existente entre los grandes caudales de tiempo de lluvia y los bajos caudales de tiempo seco del año de diseño.

Como expresión y ejemplo de las alternativas que se pueden discutir a este nivel puede estar la comparación entre poner más decantadores que los necesarios en tiempo seco para funcionamiento en tiempo de lluvia o dejar el número de decantadores de tiempo seco añadiéndoles depósitos de tormenta para almacenamiento de los primeros volúmenes de lluvia, sobrecargar los decantadores básicos o bien derivar al vertido los caudales excedentes, etc.

En el diseño de la EDAR pueden intervenir varios valores de caudales:

caudal medio de tiempo seco, Q_m
caudal mínimo de tiempo seco, Q_{min}
caudal máximo de tiempo seco, $Q_{punta,}$
caudal de máximo de tiempo de lluvia que llega a cabecera de depuradora, $Q_{máx}$
caudal máximo de tiempo de lluvia que sufre pretratamiento, $Q_{máx, pretr}$
caudal máximo de tiempo de lluvia que sufre tratamiento primario, $Q_{máx, prim}$
caudal máximo que se somete a tratamiento biológico, $Q_{máx, biol.}$
caudal máximo que se somete a tratamiento terciario, $Q_{máx, terc.}$

La mayoría de las depuradoras están diseñadas para tratar parte de las aguas de tormenta. La capacidad hidráulica de las plantas es típicamente entre 2 y 4 veces la punta horaria de tiempo seco, Q_{punta} . El pretratamiento se suele diseñar para $Q_{máx}$ y el primario para 3 ó 4 veces el Q_m . El resto de la planta se suele diseñar para Q_{punta} . En determinadas depuradoras con filtros rápidos en el terciario es posible que se sobredimensionen estos para tratar el caudal que pasa por los decantadores primarios y que no es tratado en el biológico ($Q_{máx,prim.}-Q_{máx,biol.}$). Algunos estudios han concluido que en los procesos biológicos diseñados de forma convencional el caudal máximo admisible en periodo de lluvia sin producir problemas de funcionamiento importantes es de 3 a 3,5 veces el caudal medio de tiempo seco. Valores del caudal afluente de 4 a 5 veces producen resultados catastróficos (Bertrand-Krajewski, *et al.*,1995).

En el diseño de los procesos unitarios para hacer frente a la situación variable creada por los sucesos de lluvia hay que considerar las características del afluente a la EDAR modificadas por los sistemas de reducción de la contaminación en tiempo de lluvia, por los sistemas de control y tratamiento de reboses y por los procesos previos, las exigencias de los procesos posteriores o del cauce receptor y las características específicas de cada proceso. En este último aspecto hay que tener en cuenta que los tiempos de reacción de los procesos frente a variaciones de caudal y flujo de contaminación estarán relacionados con los tiempos de retención hidráulica y con los tiempos de retención celular. Así, por ejemplo, en el caso de un proceso de fangos activos convencional se puede hablar de tiempos de 12 a 24 horas para alcanzar el 90% del equilibrio frente a variaciones de caudal y de 15 a 30 días para alcanzar el 90% del equilibrio de la biomasa frente a variaciones de flujo contaminante. Si el tiempo que dura una perturbación es inferior al tiempo de respuesta del proceso el efluente del mismo puede no llegar a afectarse de forma sustancial. Así, para procesos biológicos habría que considerar los valores máximos afluentes para cada tiempo de respuesta del proceso. Botte y Goujon (1994) han planteado los siguientes valores desfavorables de flujo de cara al diseño (estos valores deberían ser obtenidos de los registros de datos de los vertidos, es decir, implica una campaña de toma de datos exhaustiva):

- Flujo medio diario anual (del día medio anual).
- Flujo medio diario máximo de las series de 20 días sucesivos.
- Flujo medio diario máximo de las series de 5 días sucesivos.
- Flujo máximo diario (día punta).

En esta línea, el diseño convencional norteamericano, basado en el flujo medio anual, ha sido modificado por la ley 92/500 (USA) en la que se contemplan exigencias de tratamiento para los flujos de 7 y 30 días sucesivos, lo cual supone estadísticamente obligar al cumplimiento de calidades en el 92% y 98% del tiempo. Por su parte la Directiva Europea de depuración (1993) obliga al cumplimiento de valores de contaminación máxima en los vertidos en un 95% del tiempo.

A continuación se hace un breve repaso de los posibles problemas que se generaran en las diferentes etapas de la EDAR en función de los nuevos caudales, cargas y concentraciones. Algunos efectos son muy a corto plazo mientras que otros se pueden mantener durante días o semanas.

7.2.- Pretratamientos.

A veces se sobredimensiona el pretratamiento, de 4 a 6 veces el caudal de tiempo seco, (recordemos los criterios de diseño de aliviaderos) rebajando paulatinamente el caudal a medida que pasa por los distintos tratamientos. Otra estrategia que se puede seguir en la obra de llegada para el control de las puntas provocadas por las aguas de tormenta es la construcción de depósitos fuera de línea, en los cuales se produce una cierta sedimentación, y desde los cuales, una vez la planta ha regresado a caudales medios, se reincorpora dicha agua a la línea de tratamiento.

El pretratamiento no suele verse alterado excesivamente por los sucesos transitorios provocados por las aguas de tormenta. El sobredimensionamiento de las instalaciones de desbaste no presenta ningún problema. Hay que tener en cuenta que en tiempo de lluvia se pueden llegar a extraer por las rejillas o tamicos de desbaste de 5 a 10 veces más residuos sólidos que en tiempo seco. En el caso de las arenas esta mayor cantidad puede ser de 2 a 20 veces, como resultado de la mayor capacidad de lavado y arrastre tanto de la superficie de la cuenca como de la red de saneamiento. La eliminación de las arenas es importante para evitar problemas en las etapas posteriores (digestores, tanques de aireación, etc.) y en los conductos y bombas. Los procesos de pretratamiento deben tener capacidad para manejar estas cantidades aumentadas de subproductos y, además, las frecuencias de extracción deberán ser aumentadas en estos periodos.

7.3.- Tratamiento primario.

El problema crítico en los decantadores primarios durante el período de lluvia es la sobrecarga hidráulica que aumenta la velocidad ascensional y disminuye el tiempo de retención hidráulica, lo cual puede disminuir los rendimientos. La primera punta de caudal puede resuspender fangos que durante el tiempo seco podrían estar acumulados en el fondo. La carga de sólidos que llega es mayor, la masa a eliminar puede quintuplicarse mientras su volumen llega a doblarse (Kassner, 1987, citado Harremoës, 1993), por lo que habrá que aumentar los ciclos de extracción de fangos del fondo. Una de las características de los sólidos en suspensión que arrastran las aguas de tormenta, ya comentado anteriormente, es su buena sedimentabilidad y las altas cargas orgánicas, y de otros contaminantes, que pueden arrastrar al fondo de los decantadores primarios. Los metales pesados y otros microcontaminantes orgánicos aumentan su presencia en estos fangos por lo que hay que considerar su gestión adecuada (Lijklema, *et al.*, 1993). Los fangos son, a pesar de todo, muy inorgánicos, la fracción de inertes se puede quintuplicar (Kassner, 1987). Un problema añadido del rápido paso por el decantador primario es el paso de una punta de nitrógeno amoniacal que puede llegar hasta el final de la planta. Si hay una etapa con físico-químico previa a los primarios es buena práctica controlar las dosis dado que las aguas ya tienen una buena sedimentabilidad y se pueden evitar sobredosis. Los efectos del suceso transitorio dependerán del diseño de los decantadores y de la capacidad de almacenamiento y gestión de la red aguas arriba.

El tratamiento físico-químico y la flotación tienen una gran flexibilidad de operación y por lo tanto de adaptabilidad a las variaciones de caudal y carga del afluente de la EDAR. Los cambios de dosificación proporcionales al caudal son simples, la mayor dificultad puede venir dada por el ajuste de la dosis, la cual variará al variar las características del agua bruta a tratar.

7.4.- Tratamiento secundario.

Durante los sucesos de lluvia llegan a la EDAR contaminantes con composición diferente de las de tiempo seco. Las fracciones más fácilmente biodegradables y la difícilmente biodegradable varían, por lo que el equilibrio del proceso se puede ver seriamente alterado. Varían también las proporciones de los compuestos nitrogenados: nitrógeno amoniacal, nitritos, nitratos, nitrógeno orgánico soluble y en forma particulada. Bertrand-Krajewski, *et al.* (1994), detectaron que las relaciones DQO/DBO₅ tienden a aumentar en tiempo de lluvia, por lo que el afluente a tratar será menos biodegradable. La contaminación carbonosa es más particulada que durante el tiempo seco.

Normalmente las plantas operan por debajo de sus capacidad de eliminación de materia orgánica por lo que tienen suficiente capacidad de aireación para amortiguar los sucesos de tormenta. Además las aguas que llegan a la EDAR llegan con niveles de oxígeno disuelto más elevados al incorporar el aportado por las aguas de lluvia, aunque el consumo durante el transporte puede haber sido intenso y la reaireación en los conductos es muy baja (Balmér y Tagizadeh-Nasser, 1995).

El rendimiento de los procesos de biomasa en suspensión (fangos activos) puede disminuir al aumentar los caudales en tiempo de lluvia y en consecuencia disminuir el tiempo de retención hidráulica del reactor y ser lavada y arrastrada la biomasa hacia el decantador secundario, con lo que puede aumentar la relación alimento/microorganismos o carga másica. Un incremento de la DQO o la DBO en el efluente puede ser debido a la disminución de la capacidad biológica de depuración o a la pérdida de mayores cantidades de SS, fenómeno éste último que se analiza posteriormente. En general los procesos de fangos activos que mejor respuesta tienen frente a las situaciones de lluvias son los procesos de baja carga diseñados con amplia capacidad de oxigenación.

El óptimo diseño y explotación de los decantadores secundarios es fundamental para el funcionamiento de los procesos de fangos activos. Si los sólidos no son retenidos en el decantador contribuirán a aumentar las concentraciones de contaminantes en el efluente (un aumento de la velocidad ascensional al doble puede multiplicar por cuatro la concentración de sólidos suspendidos en el efluente del decantador) y se modificará la edad del fango en el reactor. Al mismo tiempo que clarificar el agua, el decantador secundario debe permitir conseguir un cierto espesamiento del fango, necesario para la operación de recirculación. El mayor contenido de partículas inorgánicas (SS) en las aguas de lluvia puede colaborar al espesamiento del fango en el decantador secundario. El disponer de un cierto almacén de fangos (manto de fangos en el decantador secundario) puede permitir aumentar la recirculación real al reactor para mantener una concentración de biomasa adecuada en él incluso con caudales afluentes al proceso elevados.

Es muy significativa la influencia de una sobrecarga hidráulica sobre la decantación secundaria. El nivel del manto de fangos, ante la llegada de la punta, puede comenzar a elevarse, sobre todo en decantadores poco profundos, y se empiezan a perder sólidos en el efluente. El ascenso del manto de fangos se produce tanto por la perturbación hidráulica, que puede expandir el lecho, bajando su concentración, como por la mayor carga de sólidos que debe manejar. Particularmente en procesos de biomasa suspendida de baja carga se empieza a perder biomasa al no ser retenida en el decantador secundario, disminuyendo al mismo tiempo la calidad del efluente. El diseño de los decantadores y la estrategia de explotación de la recirculación es muy importante para evitar el lavado y arrastre del fango. Las puntas de caudal se pueden alargar, como ya se ha comentado, por el vaciado de los depósitos de tormenta aguas arriba, agravando los problemas ahora citados. La mejora obtenida por el almacenamiento se puede ver anulada al perder eficiencia la EDAR (Lijklema y Tyson, 1993).

Se tiende al diseño de decantadores secundarios más profundos (5 a 6 metros) para evitar que el manto de fangos se vea perturbado. En Alemania los decantadores secundarios se diseñan para caudal máximo de tratamiento en tiempo de lluvia teniendo en cuenta el SVI y el tiempo de compresión del fango. Con velocidades ascensionales menores de 0.5 m/h las concentraciones de SS en el efluente no deberían superar los 20 mg/L.

En principio parece que los procesos basados en biomasa fijada a un soporte (procesos biopelícula) son menos sensibles a los flujos en tiempo de lluvia que los procesos de biomasa en suspensión. Evidentemente en ellos no se presentan problemas derivados del lavado de la biomasa del reactor como consecuencia de la sobrecarga hidráulica. En el caso en que los reactores estén muy ajustados en cuanto a tiempo de retención hidráulica, los aumentos de caudal pueden provocar disminución del rendimiento.

Como soluciones para hacer frente a las situaciones de lluvia se han planteado la utilización de procesos extensivos (lagunas, humedales), de baja carga, almacenamiento de biomasa en depósitos aireados o en el propio proceso, disposición de procesos en serie que pasan a funcionar en paralelo en tiempo de lluvia, etc. El mantenimiento de la biomasa viva en tiempo seco y los problemas biológicos derivados de la carga variable sobre el proceso son

importantes problemas a resolver para diseñar sistemas adaptados a las situaciones intermitentes de tiempo de lluvia / tiempo seco.

7.5.- Tratamientos terciarios.

En los procesos de eliminación biológica de nitrógeno (nitrificación y desnitrificación) y fósforo basados en biomasa en suspensión son aplicables las consideraciones hechas anteriormente para el tratamiento secundario por fangos activos.

En los procesos de nitrificación el parámetro fundamental es la edad del fango aerobio. Para la desnitrificación se utilizan tasas de reacción para calcular el volumen del reactor. En el tanque de desnitrificación (pre o post nitrificación) la DBO disponible se debe compensar con los nitratos eliminados. Un diseño aconsejable es la colocación de turbinas de aireación en todos los tanques, tanto aerobios como anóxicos, porque hay una mayor flexibilidad de explotación frente a las variaciones de temperatura, optimizando el gasto de energía, el mantenimiento de la biomasa nitrificante y los rendimientos del proceso.

Durante las puntas de caudal los procesos de nitrificación y desnitrificación se pueden ver muy alterados. En dichos momentos las cargas de nitrógeno amoniacal en redes unitarias se incrementan notablemente. Este fenómeno se puede acentuar si no hay suficiente capacidad de aireación en los reactores y si disminuye la biomasa disponible por arrastre. El vertido de nitrógeno amoniacal en el efluente del proceso depende, sobre todo, del tiempo de retención de sólidos del mismo (Kappeler y Gujer, 1993). El aumento de carga de nitrógeno amoniacal sobre el proceso provoca una disminución del rendimiento del mismo, que puede provocar un aumento de las concentraciones efluentes de nitrógeno. El impacto sobre el proceso es mayor cuanto mayor es el caudal admitido en tiempo de lluvia. Parece que los episodios lluviosos más frecuentes no afectan de forma duradera a la capacidad de nitrificación. De una a dos horas después del suceso de lluvia se vuelve a obtener los valores normales de concentración en el efluente para tiempo seco.

Durante un suceso de tormenta en una EDAR puede ser normal que las concentraciones de nitrógeno amoniacal en el efluente disminuyan, aunque las cargas vertidas aumenten. El descenso de la concentración de nitrógeno amoniacal en el efluente puede llegar a compensar la pérdida de eficacia en la nitrificación-desnitrificación.

Los procesos de eliminación de nutrientes se ven alterados también por la variación de otros parámetros como la temperatura, la alcalinidad, el pH o la conductividad. El agua de lluvia es frecuentemente más fría que el agua residual doméstica y la nitrificación es muy sensible a la temperatura. La temperatura del agua puede descender 1 ó 2 grados fácilmente. La evolución de la conductividad es típica de los sucesos de tormenta. Bertrand-Krajewski, *et al.* (1995), apuntan en sus estudios la aparición de rápidos descensos de los valores conductividad de tiempo seco, pasando de valores entre 0.5 y 1mS/cm a valores por debajo de 0.3 mS/cm en sucesos de lluvia; de hecho utilizaron esta variación como sistema de detección de la llegada de puntas hidráulicas por lluvia. El posible arrastre de cloruros podría llegar a afectar a la planta, ya que aunque normalmente el proceso biológico puede soportar altos niveles de cloruros, las variaciones rápidas pueden romper los flóculos de biomasa. En muy raras circunstancias el pH/alcalinidad pueden generar niveles de daño graves. La nitrificación se inhibe para pH de 6.5 y se paraliza completamente para un pH de 5.7. Posibles vertidos industriales asociados a sucesos de lluvia podrían alterar el proceso biológico. Las alcalinidades altas podrían reducirse por precipitación del hierro y por la muy baja alcalinidad del agua de lluvia.

En el caso de la desnitrificación, la disminución del carbono orgánico fácilmente asimilable junto con la menor nitrificación obtenida en el proceso anterior y la disminución del tiempo de retención hidráulica en el reactor de desnitrificación (lo cual puede estar potenciado por el aumento de la recirculación para mantener una concentración adecuada de biomasa en los reactores) provocan una alteración del funcionamiento del proceso (produciendo un

aumento de las concentraciones de nitratos en el efluente del proceso) que puede requerir más de 10 horas para volver a los valores normales de régimen de funcionamiento de tiempo seco (Bertrand-Krajewski, *et al.*, 1994).

Los procesos de eliminación biológica del fósforo quedan afectados durante los sucesos de lluvia porque la mayor concentración de oxígeno disuelto entrante al reactor anaerobio, la mayor concentración de nitratos (al empeorar la desnitrificación) en el flujo de fangos recirculados al reactor anaerobio y la disminución del tiempo de retención hidráulica en dicho reactor, provocan una peor disolución del fósforo lo que produce una menor reabsorción en el reactor aerobio, disminuyendo así el rendimiento de eliminación de fósforo. En este caso el restablecimiento de las condiciones de funcionamiento de tiempo seco una vez terminado el suceso de lluvia puede durar más de 24 horas.

La contaminación bacteriológica (Coliformes Totales, Fecales) también se ve afectada por la mezcla de aguas de lluvia con aguas residuales urbanas. Se sabe muy poco de la evolución de las bacterias en las redes de alcantarillado. De nuevo, la contaminación bacteriana que llega asociada a partículas puede modificar los rendimientos de la EDAR. La desinfección de los efluentes para reducir la contaminación microbiológica tiene el problema de tener que estar dimensionada para el caudal máximo de vertido. En principio la cloración - dechloración del efluente sigue siendo en principio la alternativa más viable, ya que la ozonización tiene el problema de adaptar su producción *in situ* a la demanda variable en caso de lluvias y la radiación ultravioleta puede tener el problema de hacer frente a la desinfección de efluentes con valores apreciables de SS y turbidez en el periodo de lluvias. Otras alternativas pueden ser la utilización de lagunas de maduración para realizar la desinfección en los casos en que exista disponibilidad de sitio, o la utilización de nuevos productos más eficaces con aguas de peor calidad que los efluentes secundarios y terciarios, con menores impactos ambientales de toxicidad, y de uso fácil y flexible; uno de estos productos actualmente en fase de pruebas es el ácido peracético.

7.6.- Línea de tratamiento de fangos.

Como ya se ha comentado en los sucesos de lluvia se pueden generar de forma instantánea cantidades más importantes de fangos primarios y a corto - medio plazo cantidades mayores de fangos secundarios y terciarios. Las instalaciones para el manejo de estos fangos deben estar dimensionadas para hacer frente a estos valores máximos. Hay que tener en cuenta la capacidad de regulación y almacenamiento de los diversos elementos del sistema, tanto en la línea de agua (decantadores primarios y secundarios, reactores de proceso, etc.) como de fangos (espesadores, depósitos, reactores como digestores, etc.). Los altos tiempos de retención de algunos procesos de fangos pueden funcionar como elementos tampón frente a los aumentos de producción de fangos.

La mayor componente inorgánica, incluso de pequeñas partículas de arena, puede dar como resultado una aparente disminución de los procesos biológicos de estabilización de los fangos así como problemas operacionales consecuencia de la acumulación de este material más pesado en los depósitos y reactores. El desbaste y desarenado del fango así como la mejora de los procesos (mayor energía de mezclado, instalaciones para la limpieza de los depósitos, etc.) son buenas prácticas para evitar este tipo de problemas.

7.7.- Modelización, instrumentación y control.

Una buena estrategia de explotación de la EDAR, además de minimizar el impacto sobre los procesos de tratamiento, debe permitir la más rápida recuperación de las características de explotación de tiempo seco. El desarrollo de la tecnología de adquisición de datos y de los modelos de simulación de procesos de tratamiento en estado dinámico puede permitir un mejor diseño y control de la explotación de los procesos de depuración, incluso en tiempo real. En este nivel se puede pretender seleccionar soluciones alternativas por

comparación de efectos o incluso optimizar el sistema de la EDAR bajo condicionantes de entorno prefijados. Ahora bien, sólo la integración del sistema de gestión de la EDAR junto con los sistemas de control en tiempo real de la red de saneamiento y los modelos de gestión de la calidad de las aguas de los medios acuáticos naturales receptores de los vertidos (reboses y efluentes) podrá permitir la optimización de la EDAR tanto en diseño /concepción como en explotación.

Para lo anterior ya se cuenta con instrumentación como la medida de DBO, COT, formas de nitrógeno, fósforo, etc, en línea, y con diversos modelos de simulación de procesos, como son los modelos N° 1 (1987) y N° 2 (1994) de la IAWQ, de procesos de fangos activos para la eliminación de materia orgánica carbonosa, nitrógeno y fósforo, el GPS-X, o *General Purpose Simulator* (GPS), sistema modular muy flexible que simula el control de explotación de plantas de depuración, el BIOSYM (1991) y el AQUASIM (1994), del *Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology* (EAWAG), programa general de simulación de sistemas acuáticos y capaz de simular procesos de fangos activos o procesos biopelícula, y el desarrollado por el CEIT (Centro de Estudios e Investigaciones Técnicas de Guipúzcoa) en el proyecto Eureka EU-670, que incorpora el modelo IAWQ.

8.- CONCLUSIONES

La consideración del tiempo de lluvia en las depuradoras implica un cambio de metodologías de diseño, pasando del antiguo dimensionado en condiciones de estado estacionario y día medio al nuevo diseño que tiene que tener como objetivo el buen funcionamiento de la EDAR tanto para tiempo seco como para tiempo de lluvia. Para ello, el diseño debería contemplar los estados transitorios (o dinámico) de funcionamiento del proceso.

Hay que abandonar enfoques parciales del problema del saneamiento urbano (drenaje superficial urbano, red de saneamiento, diseño de aliviaderos, sistemas de control y tratamiento de reboses en red, EDAR, gestión de calidad de aguas naturales) y analizar globalmente todo el sistema si se pretende avanzar en la solución del problema e incluso si se pretende dar soluciones parciales al problema.

Aunque ya se han adoptado soluciones para el diseño de las EDAR considerando el problema de la contaminación en tiempo de lluvia, todavía queda por establecer cuales son las líneas de tratamiento más adecuadas (por comparación de soluciones alternativas), los procesos mejor adaptados, y los óptimos criterios de diseño de los procesos.

9.- BIBLIOGRAFÍA

- AALDERINK, R.H.; (1990); "Estimation of storm water quality characteristics and overflow loads from treatment plant influent data"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 22; pp. 77-85; IAWQ.
- A.S.C.E.; (1993); "Design and construction of urban stormwater management systems"; A.S.C.E.; Manuals and reports of engineering practices; N°.77; W.E.F.; Manual of Practice FD-20; 724 págs.; ISBN 0-87262-855-8.
- A.S.C.E.; (1969); "Desing and construction of sanitary and storm sewers"; Manual and report nº 37. Nueva York.
- ASHAMALLA, A.; BOWERING, T.; PARENTE, M.; (1994); "Optimization of storage/treatment scheme for combined sewer overflows"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 29, N° 1-2; pp 401-408; IAWQ.
- BÉBIN, J.; BALLAY, D.; LESOUEF, A.; (1992); "Réflexions sur les performances et la fiabilité des stations d'épuration des eaux résiduaires urbaines"; *TSM-L'EAU*; Juillet-Août, pag. 345-351.
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J.L.; *et al.*; (1995); "Flow and pollutant measurements in a combined sewer system to operate a wastewater treatment plant and its storage tank during storm events"; *La Houille Blanche.*; N° 1/2; pp. 155-168.

- BERTRAND-KRAJEWSKI, J.L.; *et al.*; (1994); "Les moyens de reduire les rejets ou les impacts"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol 31; Nº 7; pp. 1-12; IAWQ.
- BINGHAM D., BOUCHER W., BOUCHER P.; (1993); "Urban runoff pollution prevention and control planning"; Environmental Protection Agency, EE. UU.; EPA/625/R-93/004.
- BOTTE, M.; GOUJON, R.; (1994); "Propositions de méthodologie pour le jugement objectif de la bonne marche d'une station d'épuration en réseau unitarie"; *TSM*, Nº 1, Janvier 1994, pág. 35-38.
- BRITISH STANDARD SEWERAGE; (1987); "Guide to new sewerage construction. Part I."; BS_8005. 57 págs.
- CAMP T.R.; (1959); "Overflows of sanitary sewage from combined sewerage systems"; *Sewage and Industrial Wastes*; Vol. 31; págs. 381-387.
- CATALA, F.; (1989); "Cálculo de caudales en las redes de saneamiento"; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Madrid.
- CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL NORTE (1989). "Especificaciones técnicas básicas para proyectos de conducciones generales de saneamiento"; 33 págs.; Dirección General de Obras Hidráulicas; MOPTMA.
- CEIT; (1991); "Diseño de EDAR basados en modelos matemáticos"; Centro de Estudios y de Investigaciones Técnicas; proyecto EUREKA PROJECT EU 670; A.S. Processcontrol, Guipúzcoa.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE; (1990); "MOUSE. User's Guide".
- DEUTSCH J. C.; (1989); "Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales"; Service Technique de l'Urbanisme; La Documentation Française, París. 349 págs. ISBN 2-11-002179-9.
- ELLIS, J.B. (1986), "Pollutional aspects of urban runoff", in *Urban Runoff Pollution*, Torno, H., J. Marsalek, y M. Desbordes, Eds., NATO ASI Series, Series G: Ecological Sciences, Vol 10, Springer- Verlag, Berlín
- ELLIS, J.B. (1989), "Urban Discharges and Receiving Water Quality Impacts" (*Adv. Wat. Poll. Control* Nº 7), Pergamon Press, Oxford.
- EAWAG; (1994); "Concepts underlying a computer program for the identification and simulation of systems"; Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology; AQUASIM; ISBN 3-906484-08-4.
- FERRER, J.; GABALDÓN, C.; SECO, A.; MARZAL, P.; (1994); "Utilización de sistemas informáticos para el diseño de estaciones de tratamiento de aguas residuales"; *Ingeniería del Agua*; Vol. 1, Nº 4; pp 15-32.
- FLORET-MIGUET E., BARRAQUE B.; (1994); "La pollution pluviale en question"; *La Houille Blanche*; Nº 1/2, págs. 235-238.
- HYDROMANTIS, Inc.; (1993); "GPS-X. Dynamic Modelling of Wastewater Treatment Plants"; General Purpose Simulator.
- HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E.; (1988); "SWMM. Storm Water Management Model. Version 4"; US-E.P.A.; EPA-600/3-88/001a.
- GARSDAL, H.; MARK, O.; *et al.*; (1995); "MOUSETRAP: modelling of water quality processes and the interactions of sediments and pollutants in sewers"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 31; Nº 7; pp 33-41; IAWQ.
- HANSEN, O.B.; JACOBSEN, C.; NIELSEN, P.S.; (1993); "Storm water loading of greater Copenhagen sewage treatment plant"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 27; pp 183-186; IAWQ.
- HARREMOËS, P.; CAPODAGLIO, A.G.; HELLSTRÖM, B.G.; HENZE, M.; JENSEN, K.N.; LYNGGAARD-JENSEN, A.; OTTERPOHL, R. SOEBERG, H.; (1993); "Wastewater treatments plants under transient loading - performance, modelling and control"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 27; pp. 71- 115; IAWQ.
- HERNÁNDEZ, A.; (1993); "Saneamiento y alcantarillado"; Colección Seignor (nº 7); Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Madrid; ISBN 84-380-0041-X.
- HERNEBRING, C.; FALK, J.; (1993); "Coordination between the operation of the sewerage network and the wastewater treatment plant: demonstration of different strategies in Halmstad, Sweden"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 27; Nº 12; pp. 177-181; IAWQ.
- IAWQ; (1995); "Activated Sludge Model Nº 2"; International Association Water Quality.
- IMMHOFF, K.R.; (1992); "Treatment standards and wastewater discharge fee in Germany"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 26, Nº 7-8, pp. 1897-11903; IAWQ.
- KAPPELER, J.; GUJER, W.; (1993); "Influence of operating problems in wastewater treatments plants on the interactions between sewers, treatment plant and receiving water"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 27, pp 199-203, IAWQ.
- KUMMER, K.D.; GEIGER, W.F.; (1994); "Stabilization of activated sludge processes during wet weather flow through microscreening"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 29, Nº 1-2; pp. 393-399; IAWQ.

- LAGER J.A., et al., (1977), "Urban stormwater management and technology: Update and users guide". EPA-600/8-77-014, Cincinnati, OH., citado en "Desing and Construction of urban Stormwater Management Systems", ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice, N° 77 y WEF Manual of Practice FD-20, (1992), ISBN 0-87262-855-8.
- LIJKLEMA, L.; TYSON, J.M.; (1993); "Urban water quality: interactions between sewers, treatment plants and receiving waters"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol 27; N° 5-6; pp 29-33; IAWQ.
- MARSALEK, J.; SCHROETER, H.O.; (1989), "Annual loadings of toxic contaminants in urban runoff from the Canadian Great Lakes Basin", *J. Water Poll. Res. Canada* 23, pp 360-378.
- MARSALEK, J.; BARNWELL, T.O.; GEIGER, W.; GROTTKER, M.; HUBER, W.C.; SAUL, A.J.; Schilling, W.; TORNO, H.C.; (1993), "Urban drainage systems: desing and operation", *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 27, N° 12, pp 31-70.
- METCALF & EDDY, (1991), "Wastewater Engineering. Treatment, Disposal. Reuse"; Tercera Edición; McGraw- Hill International Editions, Civil Engineering Series. ISBN 0-07-100824-1.
- MICHELBAACH, S.; WÖHRLE, C.; (1994); "Settleable solids from combined sewers: settling, stormwater treatment, and sedimentation rates in rivers"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 29, N° 11-2; pp 95-102; IAWQ.
- M.O.P.U.; (1983); "Anteproyecto del nuevo modelo de pliego de bases técnicas para concurso de proyecto y ejecución de obras de estaciones depuradoras de aguas residuales"; Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo; Centro de Estudios de la Dirección General de Obras Hidráulicas; Madrid.
- MUNKSGAARD, D.G.; YOUNG, J.C.; (1980); "Flow and load variations at wastewater treatment plants"; *Journal WPCF*; Vol 52; N° 8; pp 2131-2144; ASCE.
- NOVOTNY V. (1992). "Control of water quality in urban runoff-efficiencies and cost". Stormwater Monitoring, Measurement, and Management. Pre. Conference Seminar Proceedings. Municipal Stormwater Permitting. Nueva Orleans.
- NOVOTNY, V.; OLEM, H. (1994), "Water quality: prevention, identification and management of diffuse pollution", Van Nostrand Reinhold, ISBN 0-442-00559-8.
- NURP, (1983), "Final Report of the Nationwide Urban Runoff Program, vol. 1, Water Planning Division, US-EPA, Washington D.C., USA.
- NWRW (1991), "Final Report of the 1982-1989 NWRW (National Working Party on Sewerage and Water Quality)"; Foundation for Applied Waste Water Research, the Dutch Ministry of Housing, Physical Planning and environment, pp 63.
- PAZ MAROTO J.; PAZ CASANÉ, J. M^a.; (1968); "Saneamiento ambiental"; E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. 829 págs.
- PECHER R. (1992). "Stormwater treatment in combined sewer systems in Germany". *Wat. Sci. Tech.*, vol. 26, n° 7-8, págs. 1841-1849.
- PIERCE; J.L.; MASLANIK, J.M.; (1978); "Peak and average wastewater flows in small to moderate sized communities"; paper presented at 51st Annual Conference, Water Pollution Control Federation, Anaheim, California.
- RANCHET J., RUPERD Y. (1983). "Moyens d'action pour limiter la pollution due aux eaux de ruissellement en système séparatif et unitaire. Synthèse bibliographique". Cuarta parte. Trib. Cebedeau. N° 473, 36, págs. 157-175.
- STEEL, E.W.; MCGHEE, T.; (1981); "Abastecimiento de agua y alcantarillado"; Editorial Gustavo Gili, S.A.; Barcelona; 636 págs.; ISBN 84-252-0094-6.
- SUÁREZ, J.; (1994); "Modelos de calidad del agua del río Nalón: aplicación al estudio del estiaje húmedo"; Tesis Doctoral; Universidad de Cantabria; E.T.S.I.C.C.P.; Santander.
- TEMPRANO, J.; CERVIGNI, M.; SUÁREZ, J.; TEJERO, I.; (1995); "Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control en origen"; aceptada su publicación en la Revista de Obras de Públicas; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- TEMPRANO, J.; SUÁREZ, J.; TEJERO, I.; (1995); "Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control de vertidos"; próxima publicación en la Revista de Obras Públicas; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- THU THUY, T.; (1988). "Les Bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement."; Documentation Technique; Fonds National pour le Développement des Adductions d'Eau, n° 6. Ministère de L'Agriculture, París, 61 págs.
- VAN DER GRAAF, J.H.J.M.; (1993); "Interactions of sewerage and waste-water treatment: practical examples in the Netherlands"; *Wat. Sci. Tech.*; Vol. 27, N° 5-6; pp. 1-9; IAWQ.
- W.E.F. - A.S.C.E.; (1992); "Desing of municipal wastewater treatment"; MOP-8; Water Environmental Federation; 2 vol.; American Society of Civil Engineering; Alexandria, Virginia; 1592 págs.

W.P.C.F.; (1989); "Combined sewer overflow pollution abatement"; Manual of Practice N° FD-17; Water Pollution Control Federation.

ÍNDICE

- 1.- Introducción.
- 2.- El sistema de saneamiento. EDAR y SCTR.
- 3.- Caracterización de las aguas pluviales.
- 4.- Caracterización de las aguas residuales en tiempo seco.
- 5.- Caracterización de las aguas residuales en tiempo de lluvia.
- 6.- Soluciones para reducir la contaminación vertida por la red.
- 7.- Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales en tiempo de lluvia.
 - 7.1.- Consideraciones generales.
 - 7.2.- Pretratamientos.
 - 7.3.- Tratamiento primario.
 - 7.4.- Tratamiento secundario.
 - 7.5.- Tratamientos terciarios.
 - 7.6.- Línea de tratamiento de fangos.
 - 7.7.- Modelización, instrumentación y control.
- 8.- Conclusiones.
- 9.- Bibliografía.