



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
DE CARTAGENA**

**ESCUELA DE INGENIEROS DE
CAMINOS Y DE MINAS**



PROYECTO FIN DE MASTER

**ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA
LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU
CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS
CONSOLIDADAS Y COSTERAS
DEL MAR MENOR**



AUTOR:

Juan Tomás García Bermejo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

BAJO LA DIRECCIÓN DE:

D. Jerónimo Puertas Agudo
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

D. Luis G. Castillo Elsitdié

Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Cartagena, junio de 2011

ÍNDICE DE CAPÍTULOS

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN. CARACTERIZACIÓN Y DEFINICIÓN DE LAS SUPERFICIES DE ESTUDIO

ÍNDICE

1.1-	INTRODUCCIÓN.....	2
1.2	DESCRIPCIÓN DE LAS SUBCUENCAS DE ESTUDIO.....	5
1.2.1	SUBCUENCAS RURALES.....	5
1.2.1	SUBCUENCAS URBANAS.....	6
1.3	DATOS DE LA GEOLOGÍA DE LA ZONA.....	9
1.4	CÁLCULO DE LOS VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA, INFILTRACIÓN INICIAL Y NÚMERO DE CURVA	11
1.4.2	VALORES DE INFILTRACION INICIAL EN ÁREAS PERMEABLES DE CUENCAS URBANAS	15
1.5	CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL SUELO ADOPTADA	16

Capítulo 2 LLUVIA DE DISEÑO EMPLEADA EN LA ZONA DE ESTUDIO. CÁLCULO DE HIDROGRAMAS MEDIANTE SWMM. POLUTOGRAMA DE PROYECTO

ÍNDICE

2.1	INTRODUCCIÓN.....	2
2.2	ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS. CALIDAD DE LA INFORMACIÓN.....	3
2.2.1	ESTACIONARIEDAD	6
2.2.2	DOBLES MASAS ACUMULADAS.....	7
2.2.3	COMPLETADO DE SERIES DE DATOS	9
2.2.3	HOMOGENEIDAD.....	11
2.3	AJUSTE DE LAS SERIES TEMPORALES DE P_{24H} A UNA DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA DE EXTREMOS	11
2.3.1	BASE TEÓRICA	11
2.3.2	RESULTADOS OBTENIDOS	13
2.3.3	CORRECCIONES DE P_{MAX24H} PROPUESTAS POR LA OMM	16
2.4	COMPROBACIÓN RESULTADO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24H MEDIANTE LA DISTRIBUCIÓN SQRT-EMAX REGIONALIZADA DEL MINISTERIO DE FOMENTO.....	17
2.5	CÁLCULO DE LA LLUVIA DE PROYECTO EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. CURVAS IDF.....	18
2.5	HETOGRAMA PROPUESTO. BLOQUES ALTERNOS.....	20
2.6	TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN CAUDAL. CONSTRUCCIÓN DEL HIDROGRAMA CON EL MODELO SWMM	21
2.6.1	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CUENCAS URBANAS.....	21
2.6.2	DATOS DE PARTIDA CUENCA DE ESTUDIO	22
2.6.3	BASE TEÓRICA SWMM. MÓDULO RUNOFF	22
2.6.4	RESULTADOS OBTENIDOS COMPARANDO CON LOS DE HEC -HMS 24	
2.7	AÑO MEDIO DE PRECIPITACIÓN.....	26
2.8	POLUTOGRAMA DE PROYECTO	28

**Capítulo 3 APLICACIÓN DE LAS DIRECTIVAS DE CONTROL DE LA
CONTAMINACIÓN A LA SOLUCIÓN PROPUESTA. APLICACIÓN DE
LA NORMATIVA ATV A-128. PARAMETROS DE VERTIDO DEL
MEDIO RECEPTOR**

ÍNDICE

3.1 INTRODUCCIÓN.....	2
3.2 CARACTERIZACIÓN DEL VERTIDO DE AGUAS UNITARIAS Y SEPARATIVAS. CONCEPTO DEL FIRST FLUSH	3
3.3 CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTROL DE Y TRATAMIENTO DE REBOSES (SCTR) EN FUNCIÓN DE LA FORMA DE MITIGAR LA CONTAMINACIÓN	4
3.4 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. ATV A-128	4
3.4.1 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO TOTAL EN EL SISTEMA DE SANEAMIENTO	5
3.4.2 APLICACIÓN ATV A- 128 A LA CUENCA DE ESTUDIO	12
3.4.3 APLICACIÓN ATV A-128 MODIFICADA CON LAS CONDICIONES DE LA ZONA DE ESTUDIO	14
3.4.4 DETERMINACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE CADA ESTRUCTURA CON ALIVIADERO.....	15
3.4.5 DISEÑO DETALLADO DE CADA INFRAESTRUCTURA.....	15
3.4.6 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA	16
3.5 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. BS 8005.....	16
3.5.1 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA	17
3.6 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. UNE EN752-4.....	17
3.7 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES SEPARATIVAS. MÉTODOLÓGÍA ESTADOUNIDENSE	18
3.8 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. INSTRUCCIONES TÉCNICAS PARA OBRAS HIDRÁULICAS EN GALICIA (ITOHG).....	19
3.9 APLICACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE LAS DIVERSAS NORMATIVAS A LA SERIE ANUAL DE PRECIPITACIONES DEL ÁREA DE ESTUDIO	21
3.9.1 REDES UNITARIAS	22
3.9.2 REDES SEPARATIVAS Y DEPÓSITO DE RETENCIÓN TAMAÑO ATV 23	
3.9.3 CONCLUSIONES	24

CAPÍTULO 4. CÁLCULO DE FLUJO UNIDIMENSIONAL NO PERMANENTE EN TANQUES DE TORMENTAS EN LÍNEA CON LLENADO POR SUPERFICIE Y VACIADO POR REBOSE

ÍNDICE

4.1	INTRODUCCIÓN	2
4.2	METODOLOGÍA PROPUESTA. TRÁNSITO DE PISCINA NIVELADA	3
4.2.1	BASE TEÓRICA MÉTODO PISCINA NIVELADA	3
4.2.2	ECUACIONES DE ORIFICIO DE FONDO Y VERTEDERO SUPERFICIAL...4	
4.2.4	RESULTADOS HIDRÁULICOS OBTENIDOS MÉTODO DE PISCINA NIVELADA	5
4.3	VERIFICACIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE EL CÁLCULO DEL FLUJO A TRAVÉS DE UN CANAL MEDIANTE EL MODELO SWMM Y HEC-RAS MODELIZADOS CON LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT VENANT. ONDA DINÁMICA	8
4.3.1	MODELIZACIÓN CON SWMM ONDA DINÁMICA. MÓDULO EXTRAN... 9	
4.3.1.1	BASE TEÓRICA	9
4.3.1.2	DATOS DE PARTIDA.....	13
4.3.1.3	RESULTADOS OBTENIDOS	14
4.3.2	MODELIZACIÓN CON HEC- RAS FLUJO NO PERMANENTE (UNSTEADY FLOW).....	17
4.3.2.1	BASE TEÓRICA	17
4.3.2.2	DATOS DE PARTIDA.....	19
4.3.2.3	RESULTADOS OBTENIDOS	20
4.4	CONCLUSIONES	22

CAPÍTULO 5. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SEDIMENTACIÓN EN TANQUE DE RETENCIÓN ANTI DSU DE FORMA RECTANGULAR

ÍNDICE

5.1	INTRODUCCIÓN	2
5.2	FUNCIONAMIENTO EN CUANTO A LA SEDIMENTACIÓN DEL TANQUE DE RETENCIÓN ANTI DSU	5
5.2.1	BASE TEÓRICA.....	5
5.2.2	METODOLOGÍA EMPLEADA	13
5.3	RESULTADOS DE ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN OBTENIDOS	14
5.2.4	CONCLUSIONES	16
5.3	RELACIÓN DE OTROS CONTAMINANTES CON SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	
TOTALES	17

Capítulo 6 SOLUCIONES PROPUESTAS. ESTUDIO DE POSIBLES ALTERNATIVAS.

ÍNDICE

6.1 INTRODUCCIÓN.....	2
6.1.1.- OBJETIVOS A CUMPLIR POR LAS SOLUCIONES PROPUESTAS	2
6.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	3
6.3 MODELIZACIONES REALIZADAS A PARTIR DE SWMM	5
6.4 SOLUCIÓN SEPARATIVA 3 (iv) CON TDUS. DESCRIPCIÓN DE TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE PROPUESTAS.....	6
6.4.1 ESTABILIDAD DE CANALES FRENTE A LA EROSIÓN	8
6.4.2 CUNETAS DE DRENAJE CON RECUBRIMIENTO DE GRAVA Y MATORRAL.....	11
6.4.2.1.- Consideraciones de diseño.	13
6.4.2.2.- Cuneta diseñada	14
6.4.3 ZONA AJARDINADA CON POSIBILIDAD DE ALMACENAMIENTO DE ESCORRENTÍA.....	18
6.4.3.1.- Consideraciones de diseño.	20
6.4.3.2.- Zona de inundación diseñada.....	21
6.4.4 RED SEPARATIVA DE AGUAS PLUVIALES FILTRANTE	24
6.4.4.1.- Consideraciones de diseño.	25
6.4.4.2.- Zona de inundación diseñada.....	26
6.4.5.- EMBALSE DE RETENCIÓN Y ALMACENAMIENTO DEL WQCV Y DE LA LLUVIA PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	27
6.4.5.1.- Consideraciones de diseño.	28
6.5 CONCLUSIONES	31

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

ÍNDICE

7.1 CONCLUSIONES	2
------------------------	---

ANEJO N° 1. DATOS DE PARTIDA DE PRECIPITACIÓN UTILIZADOS

ANEJO N° 2. HIDROGRAMAS DE PROYECTO DE LA SUBCUENCA URBANA

ANEJO N° 3. DATOS DE POLUTOGRAMA DE PROYECTO

ANEJO N° 4. EXTRACTO DE TABLA DE ELIMINACIÓN DE SS POR
SEDIMENTACIÓN DE DENSIDAD DE $1,1 \text{ g/cm}^3$ PARA DEPÓSITO
ATV A-128 DE 3.024 m^3

BIBLOGRAFIA

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

<i>Figura 1-1. Situación de Los Urrutias.....</i>	<i>1-2</i>
<i>Figura 1-2. Playa de Estrella de Mar. Agosto 2010.....</i>	<i>1-3</i>
<i>Figura 1-3. Detalle situación área de estudio.....</i>	<i>1-3</i>
<i>Figura 1-4. Vista del límite subcuenca rural principal.....</i>	<i>1-5</i>
<i>Figura 1-5. Detalle canal interceptor Colada Cantarrana.....</i>	<i>1-6</i>
<i>Figura 1-6. Detalle límite subcuencas urbanas.....</i>	<i>1-6</i>
<i>Figura 1-7. Foto aérea del área de estudio.....</i>	<i>1-7</i>
<i>Figura 1-8. Lluvias septiembre 2.008. 30 mm de precipitación en 4 horas.....</i>	<i>1-8</i>
<i>Figura 1-9. Detalle geología de la zona.....</i>	<i>1-9</i>
<i>Figura 1-10. Detalle plano geotécnico de la zona.....</i>	<i>1-10</i>
<i>Figura 1-11. Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía.....</i>	<i>1-13</i>
<i>Figura 1-12. Diagrama triangular para la determinación de la textura.....</i>	<i>1-13</i>

CAPÍTULO 2

<i>Figura 2-1. Detalle función de densidad de distribución tipo de valores de lluvia en 24 horas..</i>	<i>2-2</i>
<i>Figura 2-2. Situación de la zona de estudio sobre plano de la Región de Murcia.....</i>	<i>2-5</i>
<i>Figura 2-3. Detalle de la zona de estudio.....</i>	<i>2-5</i>
<i>Figura 2-4. Representación Curvas Dobles Masas estación 7-016.....</i>	<i>2-7</i>
<i>Figura 2-5. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-026.....</i>	<i>2-8</i>
<i>Figura 2-6. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-026U.....</i>	<i>2-8</i>
<i>Figura 2-7. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-0281.....</i>	<i>2-8</i>
<i>Figura 2-8. Ajuste lineal estación 7-016 y 7-026.....</i>	<i>2-9</i>
<i>Figura 2-9. Ajuste lineal estación 7-026 y 7-026U.....</i>	<i>2-10</i>
<i>Figura 2-10. Ajuste lineal estación 7-026U y 7-0281.....</i>	<i>2-10</i>
<i>Figura 2-11. Curva coeficiente corrector en función de observaciones realizadas.....</i>	<i>2-16</i>
<i>Figura 2-12. Curva coeficiente corrector en función de observaciones realizadas.....</i>	<i>2-17</i>
<i>Figura 2-13. Mapa de Factor de Torrencialidad de España.....</i>	<i>2-19</i>
<i>Figura 2-14. Curvas IDF.....</i>	<i>2-19</i>
<i>Figura 2-20. Hietogramas de diseño Tr 1,4 5 y 10 años.....</i>	<i>2-20</i>
<i>Figura 2-21. Resto hietogramas de diseño.....</i>	<i>2-20</i>
<i>Figura 2-22. Esquema de cálculo del módulo RUNOFF de SWMM. (Huber & Dickinson, 1992).....</i>	<i>2-23</i>
<i>Figura 2-23. Comparativo de Hidrogramas Tr 1,4 años.....</i>	<i>2-25</i>
<i>Figura 2-24. Comparativo de Hidrogramas Tr 5 años.....</i>	<i>2-25</i>
<i>Figura 2-25. Comparativo de Hidrogramas Tr 10 años.....</i>	<i>2-26</i>
<i>Figura 2-26. Hietogramas e Hidrogramas primer tramo año medio (agosto 2009 a noviembre 2009).....</i>	<i>2-26</i>
<i>Figura 2-27. Hietogramas e Hidrogramas segundo tramo año medio (noviembre 2009 a marzo 2010).....</i>	<i>2-27</i>
<i>Figura 2-28. Hietogramas e Hidrogramas tercer tramo año medio (marzo 2010 a agosto 2010).....</i>	<i>2-27</i>
<i>Figura 2-29. Curva movilización masas seleccionada para SS.....</i>	<i>2-29</i>
<i>Figura 2-30. Ajuste Log-normal de los valores de CMS para SS en eventos de precipitación para una cuenca unitaria.....</i>	<i>2-30</i>
<i>Figura 2-31. Polutograma de proyecto para el hidrograma de Tr= 1,4 años cuenca unitaria.....</i>	<i>2-30</i>
<i>Figura 2-32. Polutograma de proyecto para el hidrograma de Tr= 1,4 años cuenca separativa.....</i>	<i>2-31</i>
<i>Figura 2-33. Polutogramas e hidrogramas a lo largo de un año medio.....</i>	<i>2-31</i>

CAPÍTULO 3

<i>Figura 3-1. Determinación del coeficiente a_a (ATV, 1992)</i>	<i>3-10</i>
---	-------------

CAPÍTULO 4

Figura 4-1. Esquema Tanque Anti-DSU	4-4
Figura 4-2. Curva Caudal desaguado - $(2.S/\Delta t)+Q$	4-6
Figura 4-3. Hidrograma de entrada al depósito de $T_r=10$ años.....	4-6
Figura 4-4. Hidrograma de entrada y salida del depósito distinguiendo el caudal desaguado por el orificio y el desaguado por el vertedero.....	4-7
Figura 4-5 Representación conceptual del modelo EXTRAN de SWMM. Fuente: Guelph website.....	4-11
Figura 4-6. Esquema en planta del tanque de retención modelizado como conducto.....	4-13
Figura 4-7. Perfil longitudinal del conducto que representa el tanque.....	4-13
Figura 4-8. Hidrograma de entrada y salida del depósito distinguiendo el caudal desaguado por el orificio y el desaguado por el vertedero obtenido mediante SWMM.....	4-14
Figura 4-9. Comparativa hidrogramas SWMM con hidrogramas Piscina nivelada.....	4-15
Figura 4-10. Esquema celda en diferencias finitas (tomado de Chow).....	4-17
Figura 4-11. Vista en planta de la geometría de secciones empleadas en HEC RAS.....	4-18
Figura 4-12. Vista en alzado tridimensional la geometría de las secciones empleadas en HEC-RAS.....	4-19
Figura 4-13. Vista en alzado de la geometría de las secciones empleadas en HEC- RAS...4-20	
Figura 4-14. Hidrogramas entrada y salida del tanque por el vertedero superficial mediante SWMM y HEC-RAS.....	4-21
Figura 4-15. Hidrogramas entrada y salida del tanque por el vertedero superficial mediante piscina nivelada, SWMM y HEC-RAS.....	4-21

CAPÍTULO 5

Figura 5-1. Perfil de tensiones, velocidades y velocidad de corte de un flujo de agua de superficie libre. Fuente: Martín Vide.....	5-3
Figura 5-2. Detalle planta Depósito donde se observa la pérdida de poder de sedimentación en la entrada y salida del mismo. Fuente: Janssen.....	5-4
Figura 5-3 Esquema Tanque Anti-DSU.....	5-4
Figura 5-4 Esquema fuerzas actuantes sobre partícula esférica.....	5-5
Figura 5-5. Porcentaje de eliminación en función del valor de α . Fuente: Puertas, J.....	5-9
Figura 5-6. Relación v/v_s y porcentaje de eliminación. Fuente: Puertas, J.....	5-9
Figura 5-7. Relación v/v_s y porcentaje de eliminación. Fuente: Janssen.....	5-12
Figura 5-8. Correlación entre distintos contaminantes proyecto PROMEDSU. Fuente: Puertas et al.....	5-17
Figura 5-9. Gráfico de correlación entre SS y DQO.....	5-18

CAPÍTULO 6

Figura nº 6-1. Modelos solución Unitaria (i) y Separativa 1 (ii).....	6-5
Figura nº 6-2. Modelos solución Unitaria (i) y Separativa 1 (ii).....	6-6
Figura nº 6-3. Detalle acabado propuesto cuneta a partir de grava	6-8
Figura nº 6-4. Esquema de cuneta tipo con recubrimiento de hierba.....	6-8
Figura nº 6-5. . Esquema de cuneta tipo.....	6-9
Figura nº 6-6. Canal recolector de escorrentía con vegetación tomado de EPA/600/R-04/121ª.....	6-9
Figura nº 6-7. Vista en planta de la ubicación y dimensiones de la cuneta propuesta.....	6-10
Figura 6-8. Detalle esquema en SWMM de la cuenca que vierte a la cuneta.....	6-14
Figura 6-9. Detalle funcionamiento de la cuneta para la lluvia de 10 años de periodo de retorno.....	6-14
Figura 6-10. Detalle acabado propuesto cuneta a partir de grava.....	6-15
Figura 6-11. . Esquema de canal tipo.....	6-15
Figura 6-12. Esquema de canal de almacenamiento tipo con recubrimiento de hierba.....	6-16
Figura 6-13. Vista en planta de la ubicación y dimensiones del canal de laminación propuesto.....	6-16
Figura 6-14. Detalle esquema en SWMM de las cuencas que vierten al canal que se comporta como un tanque de tormentas con su orificio de salida.....	6-17
Figura 6-15. Detalle instalación zanja drenante.....	6-21

<i>Figura 6-16. Detalle de planta de instalación en calle.....</i>	<i>6-21</i>
<i>Figura 6-17. Esquemas en planta y alzado del embalse de retención de contaminantes.....</i>	<i>6-24</i>
<i>Figura 6-18. Vista en planta de la ubicación y dimensiones del canal de laminación propuesto.....</i>	<i>6-25</i>
<i>Figura 6-19. Vista en planta de la obra de toma de disipación de energía propuesta.....</i>	<i>6-26</i>
<i>Figura 6-20. Vista en alzado de la obra de toma de disipación de energía propuesta.....</i>	<i>6-26</i>
<i>Figura 6-21. Detalle forma del canal central del embalse.....</i>	<i>6-26</i>
<i>Figura 6-22. Detalle desagüe de fondo y superficial.....</i>	<i>6-27</i>
<i>Figura 6-23. Gráfico de velocidades máximas permitidas en función del tipo de suelo.....</i>	<i>6-29</i>
<i>Figura 6-25. Ábaco de Shields.....</i>	<i>6-30</i>
<i>Figura 6-26. Valores de tensión cortante mínima admisible.....</i>	<i>6-30</i>
<i>Figura 6-27. Hidrograma de periodo de retorno 10 años.....</i>	<i>6-31</i>
<i>Figura 6-28. Hidrograma de periodo de retorno 1,4 años.....</i>	<i>6-31</i>

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1-1. Detalle de superficies de estudio.....	1-5
Tabla 1-2. Estimación inicial del umbral de escorrentía, P_0	1-11, 1-12
Tabla 1-3 Clasificación de los suelos a efectos del umbral de escorrentía.....	1-14
Tabla 1-4: Porcentaje superficie impermeable.....	1-15
Tabla 1-5. Valores de P_0 para cada uso del suelo.....	1-15
Tabla 1-6 Valor de P_0 corregido.....	1-15
Tabla 1-7. Valores típicos de conductividad hidráulica (Raws et al., 1982).....	1-16
Tabla 1-8. Valor de coeficiente de permeabilidad adoptado.....	1-16

CAPÍTULO 2

Tabla 2-1. Estaciones Pluviométricas con datos en la zona de estudio.....	2-3
Tabla 2-2. Cálculos estacionariedad estaciones 7-016 y 7-026.....	2-6
Tabla 2-3. Cálculos estacionariedad estaciones 7-026U y 7-0281.....	2-6
Tabla 2-4. Valores de media reducida y desviación estándar reducida.....	2-12
Tabla 2-5. Valores de variables reducidas utilizados.....	2-13
Tabla 2-6. Función Gumbel estación 7-016.....	2-13
Tabla 2-7. Función Gumbel estación 7-026.....	2-13
Tabla 2-8. Función Gumbel estación 7-026U.....	2-14
Tabla 2-9. Función Gumbel estación 7-0281.....	2-14
Tabla 2-10. Coordenadas estaciones.....	2-14
Tabla 2-11. Valores de P_{max24h} calculados.....	2-14
Tabla 2-12. Resultados test de bondad 7-016.....	2-15
Tabla 2-13. Resultados test de bondad 7-026.....	2-15
Tabla 2-14. Resultados test de bondad 7-026U.....	2-15
Tabla 2-15. Resultados test de bondad 7-0281.....	2-15
Tabla 2-16. Resultados P_{max24h}	2-17
Tabla 2-17. Valores P_{max24h}	2-18
Tabla 2-18. Datos cuenca de estudio.....	2-22
Tabla 2-19. Datos cuenca de estudio para cálculo de hidrogramas.....	

CAPÍTULO 3

Tabla 3-1. Resultados Estudio PROEMEDSU (Suarez et al., 2008).....	3-3
Tabla 3-2. Grupos de pendiente media de la cuenca en función de la pendiente del terreno.....	3-9
Tabla 3-3. Volúmenes de retención de contaminantes obtenidos aplicando las distintas normativas.....	3-19
Tabla 3-4. Resultados rendimiento retención contaminantes por laminación y sedimentación redes unitarias.....	3-20
Tabla 3-5. Resultados rendimiento retención contaminantes por laminación y sedimentación redes separativas.....	3-20

CAPÍTULO 4

Tabla 4-1. Datos de Partida Depósito estudiado.....	4-7
Tabla 4-2. Cálculos distancia hacia aguas arriba de aumento calado en 5 mm.....	4-11
Tabla 4-3. Cálculos distancia hacia aguas arriba de aumento calado en 1 mm.....	4-12

CAPÍTULO 5

Tabla 5-1. Granulometría seleccionada para comprobación eliminación sólidos Fuente: Anta, J. et al.....	5-2 y 5-14
Tabla 5-2. Resumen rendimientos de eliminación de Sólidos en Suspensión por laminación y sedimentación redes unitarias.....	5-14
Tabla 5-3. Resumen rendimientos de eliminación de Sólidos en Suspensión por laminación y sedimentación para redes separativas.....	5-15
Tabla 5-4. Porcentaje de eliminación de Adams y Papa.....	5-16
Tabla 5-5. Tiempo necesario para eliminación en función de las partículas.....	5-17

<i>Tabla 5-6. Constantes de eliminación de contaminantes Fuente: Yousef (1986)</i>	5-19
<i>Tabla 5-7. Concentraciones Medias de Suceso</i>	5-20
<i>Tabla 5-8. Volumen anual de contaminación por m2</i>	5-20

CAPÍTULO 6

<i>Tabla nº 6-1. Estudio de las posibles alternativas que cumplen con los condicionantes de proyecto</i>	6-3 y 6-4
<i>Tabla nº 6-2. Detalles de algunos TDUS</i>	6-7
<i>Tabla nº 6-3. Eficiencia de eliminación de contaminantes</i>	6-7
<i>Tabla 6-4. Eficiencia de eliminación de contaminantes esperada en cunetas</i>	6-11
<i>Tabla 6-5. Velocidades máximas permitidas en función del tipo de suelo</i>	6-28
<i>Tabla 6-6. Volúmenes de escorrentía drenados por la cuenca para las lluvias extremas</i>	6-32
<i>Tabla 6-7. Volúmenes de escorrentía drenados por la cuenca para la precipitación del año medio</i>	6-32
<i>Tabla 6-8. Volúmenes necesarios para retener el 90% del volumen escurrido</i>	6-32

RESUMEN

El objetivo de este proyecto es establecer las medidas estructurales necesarias en una cuenca urbana que garanticen limitar los volúmenes de escorrentía de aguas pluviales vertidos en tiempo de lluvia así como la contaminación que éstos lleven asociados. Del mismo modo se evitarán situaciones de inundación para periodos de retorno inferiores a los 10 años.

Para establecer dichas medidas será necesario en primer lugar realizar un análisis de las precipitaciones, tanto extremas como medias anuales, de la zona de estudio, sabiendo que se trata de un área mediterránea en la que las precipitaciones tienen un marcado carácter torrencial. A continuación se deberán calcular los volúmenes de aguas pluviales escurridas como consecuencia de las precipitaciones, y se deberán estimar los volúmenes de contaminantes asociados a dicha escorrentía, a partir de una concentración de Sólidos en Suspensión propuesta. Estos cálculos se realizan para una cuenca urbana de 62,34 ha (0,62 km²) en una zona costera del Mar Menor y con un coeficiente de escorrentía medio de 0,7.

Una vez caracterizada la cuenca y cuantificados los volúmenes se aplica la legislación existente en materia de diseño de los Sistemas de Control y Tratamientos de Reboses (SCTR), como la ATV A-128 o las ITOGH (Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia), para dimensionar los depósitos de retención. Una vez dimensionados se comprobará qué cantidad de agua pluvial emiten y qué volumen de contaminantes. A la hora de cuantificar los volúmenes de contaminantes emitidos se tendrá en cuenta la retención de contaminantes como consecuencia de la laminación producida en los citados SCTR y la retención consecuencia de la sedimentación producida en dichos depósitos.

Todos los cálculos de carácter hidráulico se realizan mediante el software SWMM. Para el uso de dicho software se ha comprobado la determinación del hidrograma, método depósito no lineal, con los hidrogramas obtenidos con otros métodos como la onda cinemática o el hidrograma unitario. Del mismo modo se ha comprobado que el cálculo del paso del agua a través de un depósito de retención obtenido mediante la ecuación de continuidad no se diferencia de la resolución unidimensional con onda dinámica.

Por último, y de acuerdo a los objetivos fijados para las Descargas de los Sistemas de Saneamiento, y teniendo en cuenta la proximidad a un área sensible como es el Mar Menor, se propondrán una serie de alternativas estructurales encaminadas a cumplir dichos objetivos. Se compararán las soluciones a partir de sistemas unitarios con las de los sistemas separativos. Los tipos de medidas se clasifican como:

- Técnicas en origen. Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS)
- Técnicas de control aguas abajo: Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses (SCTR)

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a los doctores Jerónimo Puertas Agudo y Luis G. Castillo Elsitdié su apoyo incondicional durante la redacción del presente proyecto, su dedicación y sus reflexiones me han ayudado a comprender y mejorar el conocimiento en la materia.

A mi empresa, Aquagest Región de Murcia, que me ha apoyado y que propicia día a día el desarrollo de su personal técnico.

A la Universidad Politécnica de Cartagena por apoyarme en general en todo lo que hago.

A mi familia, sin la formación recibida por mis padres y sin el apoyo recibido por Elena Alba y María esto no habría sido posible.

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN. CARACTERIZACIÓN Y DEFINICIÓN DE LAS SUPERFICIES DE ESTUDIO

ÍNDICE

1.1-	INTRODUCCIÓN.....	2
1.2	DESCRIPCIÓN DE LAS SUBCUENCAS DE ESTUDIO.....	5
1.2.1	SUBCUENCAS RURALES.....	5
1.2.1	SUBCUENCAS URBANAS.....	6
1.3	DATOS DE LA GEOLOGÍA DE LA ZONA.....	9
1.4	CÁLCULO DE LOS VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA, INFILTRACIÓN INICIAL Y NÚMERO DE CURVA	11
1.4.2	VALORES DE INFILTRACION INICIAL EN ÁREAS PERMEABLES DE CUENCAS URBANAS	15
1.5	CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL SUELO ADOPTADA	16

1.1- INTRODUCCIÓN

A partir del estudio de un caso concreto de evacuación de aguas pluviales procedentes de escorrentía urbanas para evitar que provoquen inundaciones y que los contaminantes que transportan puedan alcanzar zonas de especial protección y alto valor ecológico, trataremos de sentar una serie de criterios aplicables a situaciones similares. El presente proyecto se centra en la zona urbana consolidada costera al Mar Menor denominada “Los Urrutias”, que conforma uno de los múltiples desarrollos urbanos de uso estacional que rodean el Mar Menor en el Término Municipal de Cartagena. Enclavado a las orillas del Mar Menor, en su parte oeste (figura 1-1).

Sobre esta orilla este del Mar Menor desembocan las escorrentías de una gran parte de la superficie del denominado Campo de Cartagena y que a su vez configura la superficie del acuífero conocido también como acuífero del Campo de Cartagena. Más concretamente, algunas de estas ramblas, las más cercanas a Los Urrutias son la Rambla de Miranda, la Rambla de El Albujón, y la Rambla de El Miedo.



Figura 1-1. Situación de Los Urrutias

Dichas cuencas están dedicadas en su mayoría a zonas de cultivos agrícolas, de baja pendiente, y que se ven sometidas a una importante erosión como consecuencia de la escorrentía procedente de lluvias con un fuerte carácter torrencial que sufren estas áreas. Dichos arrastres de sedimentos pueden alcanzar el Mar Menor y se puede provocar que a las playas lleguen diversos contaminantes como consecuencia de los arrastres. En la Figura 1-2 se aprecia el estado de la playa situada frente a la urbanización Estrella de Mar, situada en Los Urrutias, donde se

observa una gran cantidad de sedimentos y la existencia de eutrofización como consecuencia, seguramente, de los nutrientes que acompañan a esta escorrentía.



Figura 1-2. Playa de Estrella de Mar. Agosto 2010

A esto se une que El Mar Menor, laguna salina de 135 km² de superficie y de profundidad media entre los 5 y los 6 metros, está considerado como un humedal costero de alto valor ecológico por la Directiva Marco del Agua, Directiva 2000/60/CE (DMA), y debe ser mejorada en cuanto a la calidad de sus aguas a lo largo de los próximos años.

Las superficies del área de estudio pertenecen a una cuenca de aproximadamente 10 km². Dicha cuenca drena sus aguas pluviales hacia el Mar Menor, partiendo desde la zona de El núcleo urbano de El Algar. La misma está limitada al norte por la cuenca de la rambla del Miedo y de Miranda y al Sur por la cuenca de la Rambla de Matildes o El Pichorro. Los límites de dicha cuenca se pueden apreciar en la figura 1-3.

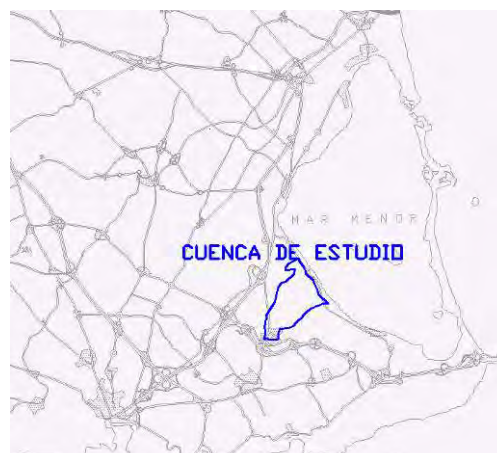


Figura 1-3. Detalle situación área de estudio

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Dentro de esta cuenca se distinguen tres subcuencas rurales principales (figura 1-4) que drenan hacia tres subcuencas urbanas junto a la línea de costa del Mar Menor. En el presente capítulo se van a definir las diferentes cuencas de drenaje que van a intervenir en el proyecto, sus superficies, sus coeficientes de infiltración, etc

	Denominación	Superficie (m2)
Cuenca	Principal	10.431.790
Subcuencas rurales	Colada	6.296.005
	Carmolí	1.184.379
	Perla	931.885
Subcuencas urbanas	Urrutias Centro	718.153
	Carmolí	647.694
	Perla	653.672

Tabla 1-1. Detalle de superficies de estudio

1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS SUBCUENCAS DE ESTUDIO

1.2.1 SUBCUENCAS RURALES

En cuanto a las subcuencas rurales, la subcuenca rural más importante, representa más del 65% de la superficie total, es la que recoge mediante un canal trapezoidal interceptor paralelo a la *Colada Cantarrana*, ver figura 1-4 donde se muestra el límite de dicha subcuenca y las líneas de escorrentía preferente. Dicho canal tiene unas dimensiones aproximadas de 2 m de ancho en la base, 4 m de ancho en coronación y 2,5 m de altura, como se puede ver en la figura 1-5. Aguas abajo de la Colada este cauce se pierde como consecuencia del aprovechamiento para cultivo de las máximas superficies posibles, apareciendo en caso de lluvias de un cierto periodo de retorno. Esta escorrentía desagua sobre las zonas urbanas provocando importantes problemas de inundación y transporte de sedimentos. Respecto a las otras dos subcuencas una de ellas procede de la escorrentía del Monte Carmolí por lo que se trata de una subcuenca de una pendiente importante, bastante impermeable por los afloramientos rocosos y que está situada en la parte noroeste de la cuenca. Ésta drena también hacia la zona urbana consolidada. Por último la cuenca rural de la parte sureste drena hacia el Mar Menor sin alcanzar zonas urbanas y dada su baja superficie y los coeficientes de infiltración existentes en la zona acaba infiltrándose sin alcanzar el Mar Menor por escorrentía superficial.

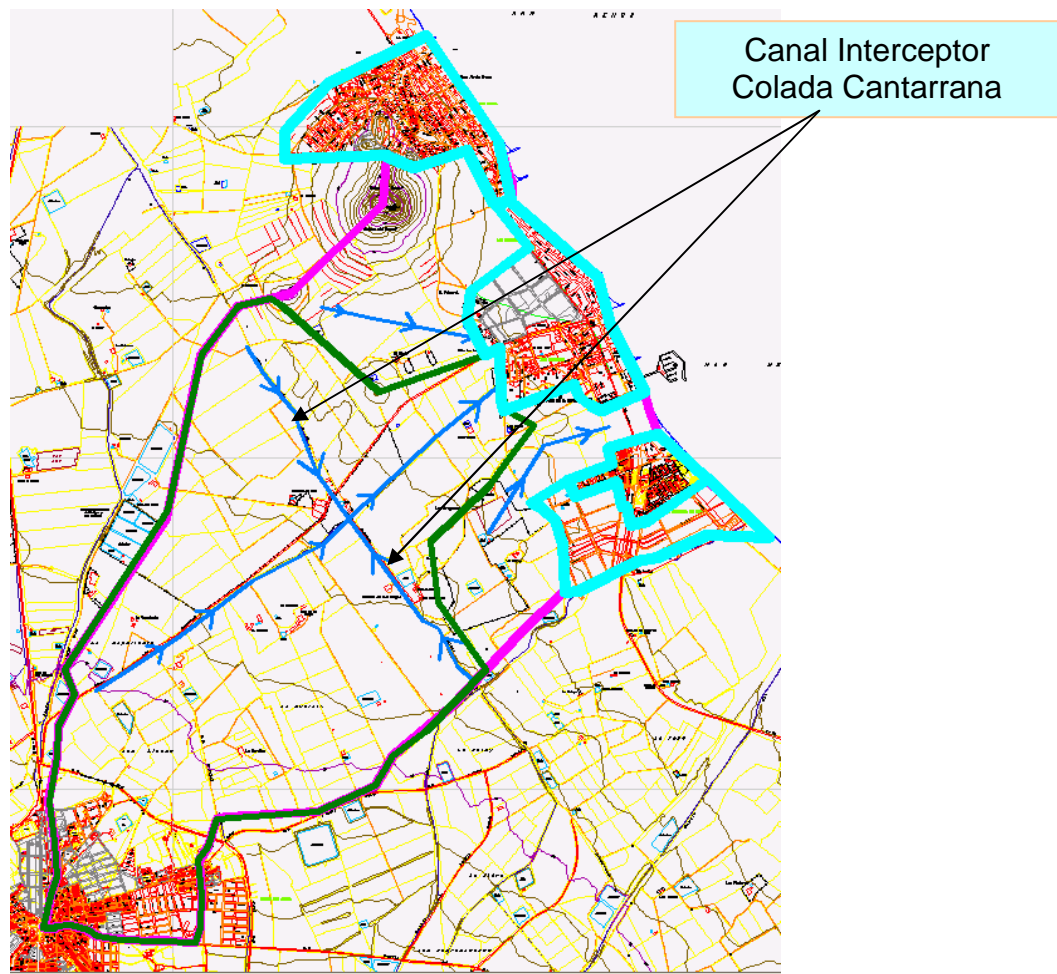


Figura 1-4. Vista del límite subcuenca rural principal



Figura 1-5. Detalle canal interceptor Colada Cantarrana

1.2.1 SUBCUENCAS URBANAS

Distinguimos tres subcuencas urbanas. Una es la situada al norte de nuestra cuenca que es la denominada monte Carmolí- Punta Brava; otra subcuenca es la situada al sureste y denominada Estrella de Mar - Perla de Levante; y por último la subcuenca urbana en la que nos vamos a centrar que es la denominada Urrutias Centro y que recoge las subcuencas rurales Colada y Carmolí.

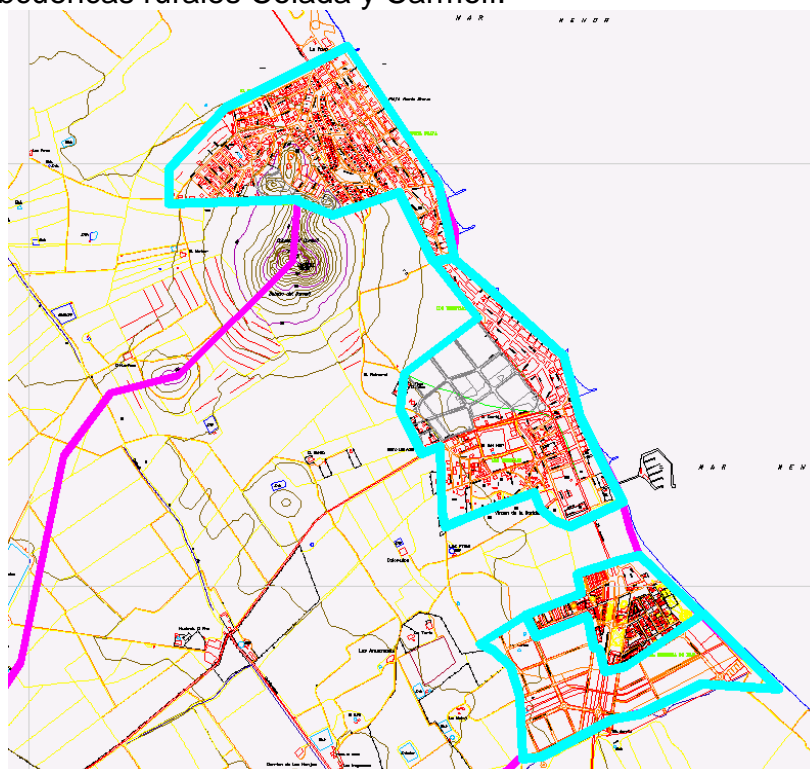


Figura 1-6. Detalle límite subcuencas urbanas

El presente proyecto se centrará únicamente en el denominada subcuenca urbana Urrutias Centro, cuyo límite puede verse en la figura 1-7. Aunque en la foto aérea no existe un desarrollo urbano total éste se está produciendo en la actualidad. Por ello en el presente proyecto se va a considerar como si este desarrollo se hubiera ya producido adoptando un coeficiente de escorrentía global de 0,7

Se considera, para los estudios que se van a realizar en el presente proyecto que dicha cuenca no recibe escorrentía del exterior.



Figura 1-7. Foto aérea del área de estudio

Dicha cuenca posee redes de saneamiento para la recogida de las aguas residuales producidas en el mismo, y que son conducidas, mediante una Estación de Bombeo de Aguas Residuales (EBAR Los Urrutias), al Colector General del Mar Menor hasta alcanzar la EBAR Mar Menor, en Playa Honda, y así llegar hasta la EDAR Mar Menor. Allí, dichas aguas, junto con las producidas en La Manga y otros núcleos de cercanos, son depuradas y reutilizadas en la agricultura, disponiendo para esto un tratamiento terciario a la salida de la EDAR con ultrafiltración y ósmosis inversa para la eliminación de las sales procedentes de la infiltración marina y que acompañan a las aguas residuales producidas. Dichas redes de saneamiento son capaces únicamente de recoger las aguas residuales producidas en tiempo seco. Los diámetros de las conducciones que conforman la misma están entre 300 y 400 mm de diámetro. Motivado por esto durante los episodios de lluvia, no es posible contar con esta infraestructura para el drenaje de las aguas pluviales.

El hecho de que dicha escorrentía superficial de aguas pluviales no sea recogida provoca los siguientes problemas:

- **Inundación del Núcleo Urbano de Los Urrutias:** el núcleo de Los Urrutias recibe, además del drenaje de las superficies propias, la escorrentía exterior de una serie de superficies no urbanas que conforman la cuenca de escorrentía del monte Carmolí (total de 126 has). A esto se une que la carretera autonómica F-34, cuya rasante se encuentra sobreleevada como consecuencia de los reasfaltados, impida el drenaje hacia el Mar Menor, provocando la inundación de dichas áreas. Ver figura 1-8.
- **Contaminación Mar Menor:** tanto las aguas pluviales como los contaminantes que transportan pueden ser evacuados por escorrentía superficial, a lo largo de las diversas calles, a las playas del Mar Menor.



Figura 1-8. Lluvias septiembre 2.008. 30 mm de precipitación en 4 horas

1.3 DATOS DE LA GEOLOGÍA DE LA ZONA

A continuación se adjunta el detalle de los mapas geológicos y geotécnicos de la zona de estudio. En estos se puede observar que la zona en cuestión se encuentra formada en su gran parte por depósitos aluvio-coluviales formados en su mayoría por arcillas y limos y una zona de fangos y arcillas cercana al mar (suelo tipo C según la fig. 2.6 de la normativa 5.2-IC). Se observa también una pequeña zona de sustrato rocoso correspondiente al monte de El Carmolí (clasificado como suelo tipo D según la fig. 1-12).

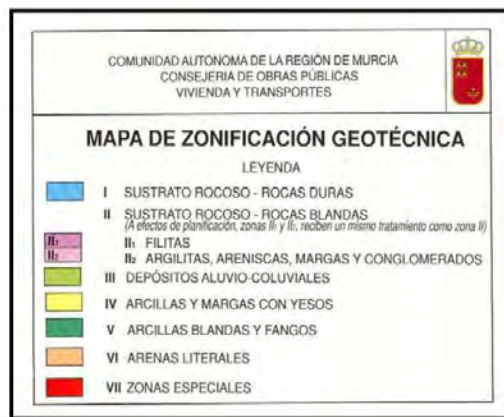
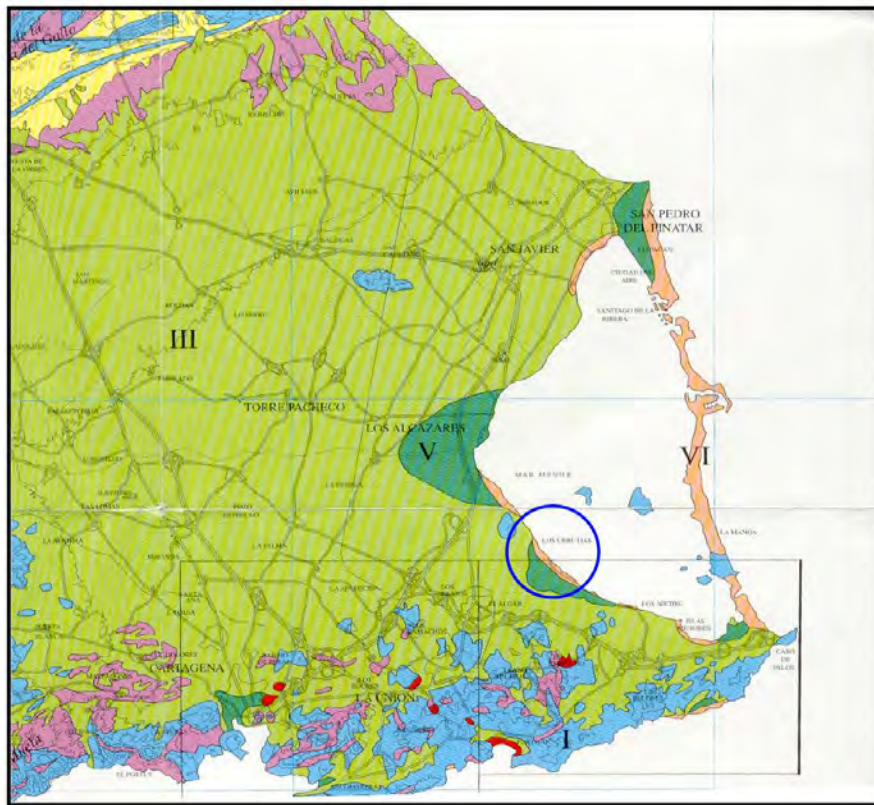


Figura 1-9. Detalle plano geotécnico de la zona

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

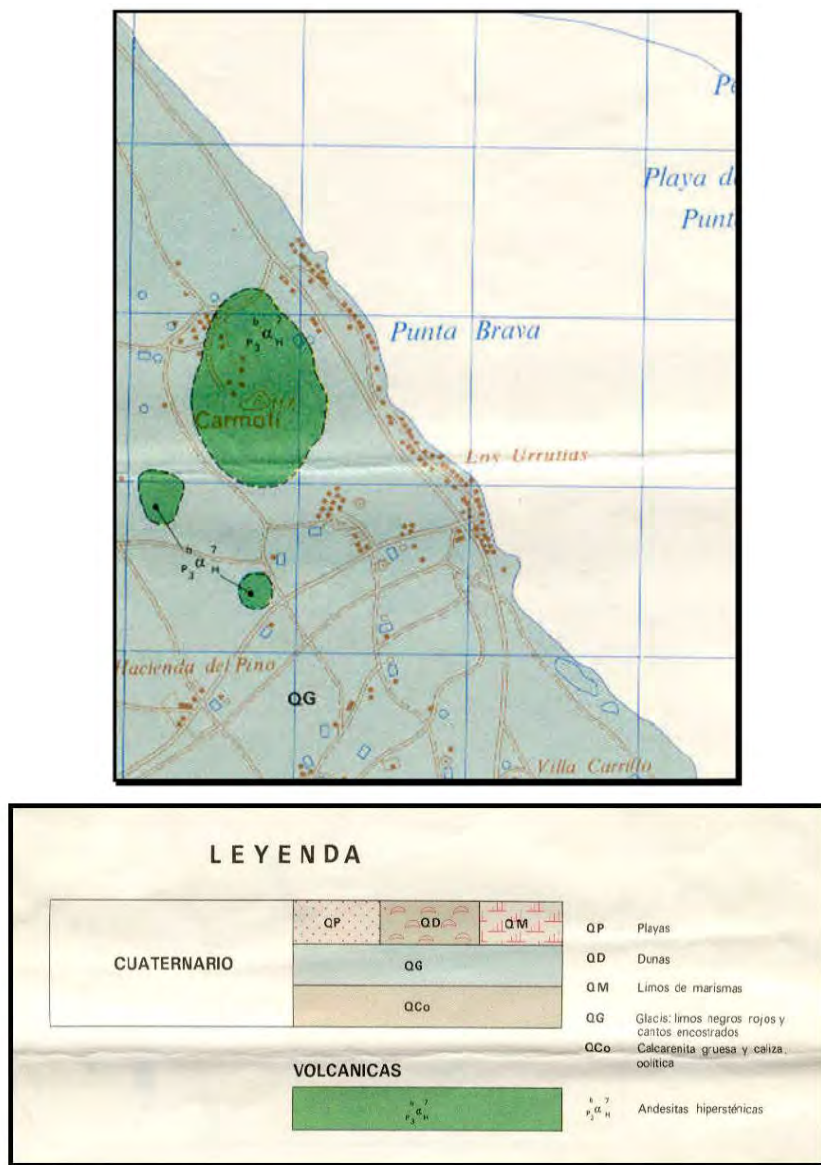


Figura 1-10. Detalle geología de la zona

1.4 CÁLCULO DE LOS VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA, INFILTRACIÓN INICIAL Y NÚMERO DE CURVA

Para el cálculo de la lluvia neta utilizaremos el modelo de infiltración del Soil Conservation Service basado en el cálculo de un valor de infiltración inicial, P_0 , equivalente al volumen de agua que admite el suelo antes de que se produzca la escorrentía directa. El umbral de escorrentía, P_0 es el parámetro del modelo de infiltración. Este parámetro se encuentra tabulado y es función de la vegetación (o uso del suelo), la pendiente y del tipo de suelo y se podrá obtener de la tabla 1-2 adjunta y extraída de la instrucción 5.2-IC, multiplicando los valores contenidos en ésta por el coeficiente corrector del mapa de coeficiente corrector del umbral de escorrentía, figura 1-11. Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, e incluye una mayoración (del orden del 100 por 100, adoptándose valores del entorno de 1,7 según Castillo, 2009) para evitar sobre valoraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico, el cual ha sido contrastado en distintos ambientes de la geografía española. Para el uso de la tabla 1-2 los suelos se clasifican en los grupos de la tabla 1-3, en cuya definición interviene la textura (figura 1-12).

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥ 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12

Tabla 1-2. Estimación inicial del umbral de escorrentía, P_0

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥ 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥ 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥ 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	≥ 3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	< 3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.).		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

Notas:

1. N: denota cultivo según las curvas de nivel.
R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente.
2. *: denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida.
3. Las zonas abancaladas se incluirán entre las de pendiente menor del 3 %.

Tabla 1-2. Continuación tabla Estimación inicial del umbral de escorrentía, P₀

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR



Figura 1-11. Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

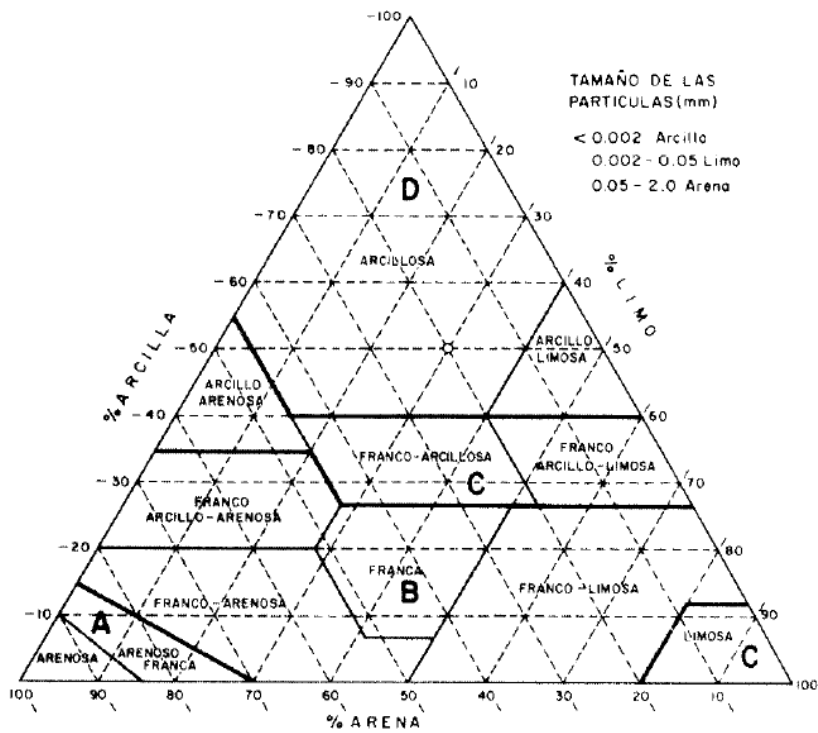


Figura 1-12. Diagrama triangular para la determinación de la textura

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

GRUPO	INFILTRACIÓN (cuando están muy húmedos)	POTENCIA	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D.

Tabla 1-3 Clasificación de los suelos a efectos del umbral de escorrentía

El rango de valores más frecuente se encuentra en el entorno de:

$$24 \leq P_0 \leq 35mm \quad (\text{Castillo, 2009}) \quad (1.1)$$

Las pendientes siempre son menores del 3% salvo en la zona montañosa. Tenemos zonas de rotación de cultivos densos, zonas urbanas edificadas y asfaltadas, y zonas de masa forestal matorral media. A partir de esta clasificación y las superficies obtendremos el valor prorrateado del valor de P_0 de umbral de escorrentía sin corregir.

Un vez calculado el P_0 , se calcula el coeficiente de escorrentía se estima mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) - 1 \right] \times \left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 23 \right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 11 \right]} \quad \text{para } P_d > P_0 \quad (1.2)$$

$$C=0 \text{ para } P_d \leq P_0$$

Donde:

P_d : precipitación total diaria correspondiente a dicho periodo de retorno

P_0 : umbral de escorrentía.

De esto obtenemos el número de curva, CN, y el valor de infiltración en mm/h una vez el suelo se ha saturado. Además elegiremos un valor para las zonas urbanas de 2 mm de almacenamiento en depresión

$$CN = \frac{25400}{254 + P_0 / 0,2} \quad (1.3)$$

1.4.2 VALORES DE INFILTRACION INICIAL EN ÁREAS PERMEABLES DE CUENCAS URBANAS

En primer lugar hemos medido el porcentaje de zonas ajardinadas existentes en cada una de las cuencas, así tenemos:

	% Zonas impermeables
Urrutias Centro	70

Tabla 1-4: Porcentaje superficie impermeable

Para las zonas ajardinadas de las subcuencas urbanas tendremos

Valores de P_0 (mm)

	Masas Forestales Medias
	d
Urrutias Centro	16

Tabla 1-5. Valores de P_0 para cada uso del suelo

Corrección factor 1,7

	Valor P_0 final (mm)
Urrutias Centro	27

Tabla 1-6 Valor de P_0 corregido

1.5 CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL SUELO ADOPTADA

Es necesario fijar un valor para la conductividad hidráulica del suelo. Este valor será utilizado para establecer la infiltración que se producirá una vez que el agua de lluvia quede almacenada en los diversos depósitos de retención propuestos. Dado que se trata de un suelo de tipo C en las zonas alejadas a la costa y un suelo tipo D en las inmediaciones de las zonas urbanas y cercanas a la costa, adoptaremos dos valores, tomados de la tabla 1-7 (Rawls et al, 1982). De esta tabla tendremos:

Texture Class	Effective Water Capacity (C_w) (in/ hr)	Minimum Infiltration Rate (f) (in/ hr)	Hydrologic Soil Grouping
Sand	0.35	8.27	A
Loamy Sand	0.31	2.41	A
Sandy Loam	0.25	1.02	A
Loam	0.19	0.52	B
Silt Loam	0.17	0.27	B
Sandy Clay Loam	0.14	0.17	C
Clay Loam	0.14	0.09	D
Silty Clay Loam	0.11	0.06	D
Sandy Clay	0.09	0.05	D
Silty Clay	0.09	0.04	D
Clay	0.08	0.02	D

Tabla 1-7. Valores típicos de tasa de infiltración (Rawls et al., 1982)

Tipo de Suelo	Capacidad del suelo (mm/h)	Tasa Infiltración superficial (mm/h)
C	3,55	4,32

Tabla 1-8. Valores de tasa de infiltración adoptadas

Capítulo 2 LLUVIA DE DISEÑO EMPLEADA EN LA ZONA DE ESTUDIO. CÁLCULO DE HIDROGRAMAS MEDIANTE SWMM. POLUTOGRAMA DE PROYECTO

ÍNDICE

2.1 INTRODUCCIÓN.....	2
2.2 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS. CALIDAD DE LA INFORMACIÓN.....	3
2.2.1 ESTACIONARIEDAD	6
2.2.2 DOBLES MASAS ACUMULADAS.....	7
2.2.3 COMPLETADO DE SERIES DE DATOS	9
2.2.3 HOMOGENEIDAD.....	11
2.3 AJUSTE DE LAS SERIES TEMPORALES DE P_{24H} A UNA DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA DE EXTREMOS	11
2.3.1 BASE TEÓRICA	11
2.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS	13
2.3.3 CORRECCIONES DE P_{MAX24H} PROPUESTAS POR LA OMM	16
2.4 COMPROBACIÓN RESULTADO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24H MEDIANTE LA DISTRIBUCIÓN SQRT-EMAX REGIONALIZADA DEL MINISTERIO DE FOMENTO.....	17
2.5 CÁLCULO DE LA LLUVIA DE PROYECTO EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. CURVAS IDF	18
2.5 HETOGRAMA PROPUESTO. BLOQUES ALTERNOS.....	20
2.6 TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN CAUDAL. CONSTRUCCIÓN DEL HIDROGRAMA CON EL MODELO SWMM	21
2.6.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CUENCAS URBANAS.....	21
2.6.2 DATOS DE PARTIDA CUENCA DE ESTUDIO	22
2.6.3 BASE TEÓRICA SWMM. MÓDULO RUNOFF	22
2.6.4 RESULTADOS OBTENIDOS COMPARANDO CON LOS DE HEC -HMS 24	
2.7 AÑO MEDIO DE PRECIPITACIÓN.....	26
2.8 POLUTOGRAMA DE PROYECTO.....	28

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se va a realizar el estudio hidrológico encaminado a la determinación de la lluvia sintética de diseño que se utilizará a lo largo del proyecto para las diversas comprobaciones a realizar.

Para la determinación de la lluvia de diseño se sigue el enfoque de la avenida que tiene una determinada probabilidad de no ser superada, con lo que permite el diseño de infraestructuras con un nivel conocido de riesgo.

Para la determinación de la lluvia de diseño será necesario definir: **- la cantidad; -la duración de la precipitación; - la distribución temporal durante la duración; - y el valor areal sobre la cuenca de estudio.**

En España la mayoría de la información disponible es la de lluvia caída en 24 horas registrada por las estaciones meteorológicas. De estos registros se tienen datos de alrededor de 50 años en la mayoría de las estaciones disponibles. Además empieza a ser habitual disponer de registros de datos de intervalos temporales de 5, 10, 60 minutos procedentes de los pluviógrafos SAIH de las Confederaciones Hidrográficas pero que almacenan pocos años de datos, inicio en torno al año 1.995-2.000.

Para la realización del presente anejo se cuenta con los datos de lluvia en 24 horas de todos los días de varios años y de varias estaciones meteorológicas por lo que en el análisis estadístico de las series temporales para el cálculo de las lluvia máximas se simplifica tomando un valor de lluvia en 24 horas máximo anual y se busca la función de distribución estadística que más se ajuste a dichos valores.

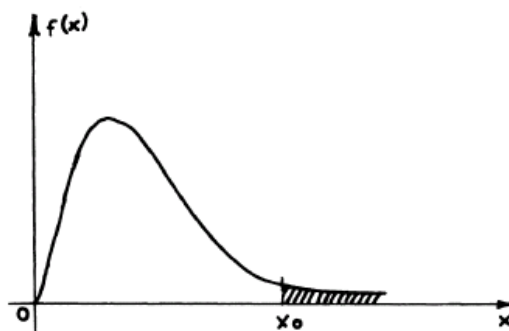


Figura 2-1. Detalle función de densidad de distribución tipo de valores de lluvia en 24 horas

Además, una vez seleccionados los $P_{\max 24 \text{ horas}}$ de cada año será necesario realizar una serie de procesos para verificar la calidad de la información que se va a manejar. Las superficies de las cuencas urbanas son del orden de la hectárea, a diferencia de las cuencas rurales que se miden en kilómetros cuadrados. Los intervalos de discretización son del orden de los cinco minutos por lo que es necesaria una información lo más detallada posible de la evolución de la lluvia en el tiempo.

2.2 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS. CALIDAD DE LA INFORMACIÓN

Para determinar la lluvia de diseño en las inmediaciones del Mar Menor se dispone de los datos de Precipitación máxima en 24 horas de cada año para las siguientes estaciones meteorológicas y los siguientes años:

Ref.	Denominación	Años disponibles	Distancia a la zona de estudio (m)	Cota altimétrica (msnm)
7-011	Cartagena H.E.	1.968-2.001	15.175	15
7-012	Cartagena Castillo Galeras	1.982-1.998	16.689	219
7-013	Cartagena Puerto	1.976-1.990 y 2.000-2.007	16.197	10
7-014	Cartagena Bastarreche	1.948-1966	14.193	17
7-016	El Algar	1.9357-2.009	3.968	40
7-026	Pozo Estrecho	1.957-2.009	14.046	50
7-026U	T. Pacheco C.C.A.	1.972-2.004	13.251	50
7-0281	T. Pacheco Torre Blanca	1.975-2.009	12.596	38
7-028	Los Alcázares Aeródromo	1.941-1.952	6.297	1

Tabla 2-1. Estaciones Pluviométricas con datos en la zona de estudio

Estas son las estaciones meteorológicas que se encuentran en la zona de influencia de nuestras áreas de estudio, ver figura 2-2 y 2-3. En principio, para el cálculo de la lluvia de diseño lo ideal es utilizar la mayor cantidad de datos y estaciones, pero éstas deberán coincidir en los años en los que tienen datos. En el Anejo 1 se presentan todos los datos con los que se ha trabajado.

Para utilizar los datos de $P_{\max 24h}$ es necesario comprobar, mediante una serie de test de calidad, que dichos datos no introducen errores en nuestros cálculos. Según la clasificación de Gómez, (2008), se realizarán las siguientes comprobaciones sobre los datos:

- 1) Adecuación y selección inicial de estaciones.** En referencia a la duración de la serie de datos de lluvia, a partir de la cual se calcularán la función de distribución de las precipitaciones máximas, será necesario disponer de al menos 30 años de datos, y que éstos sean los mismos en todas las estaciones seleccionadas. Para series de datos incompletas se podría recurrir a completar los datos faltantes mediante correlaciones pero sin recurrir a completar una larga series de años, sino algunos datos incompletos. En concreto, en esta área se tiene un número suficiente de estaciones próximas a la zona de estudio con años coincidentes suficientes. También se considerará despreciar estaciones que se encuentren a grandes distancias, habiendo otras más cercanas en la misma dirección.

- 2) **Estacionariedad.** De manera independiente para cada una de las series de datos utilizados es necesario comprobar que tomando varios subintervalos de tiempo, con un cierto solape entre ellos, los valores de media y varianza dentro de estas subseries no disienten entre sí en más de un 15%. La superación de estos porcentajes indica que ha habido cambios en las condiciones de medida para una misma estación y a lo largo de los años, siempre y cuando no se admitan condiciones de ciclos de sequías o precipitaciones intensas.

- 3) **Consistencia.** De la consideración de que se encuentran en una zona de precipitación homogénea, más concretamente climatológicamente homogénea, surge la necesidad de que los datos de cada una de las distintas series temporales no hayan sufrido variaciones en la forma de medida en referencia a las demás estaciones para los mismos años comparados. El método más utilizado para verificar la consistencia es el de Curvas de Dobles Masas Acumuladas. Este método permite la modificación de los datos de $P_{\max 24h}$ de partida hasta ajustarlos a los valores patrón.

- 4) **Completado de series de datos incompletas.** Dentro del periodo de años con datos existen algunos años con algunos datos de $P_{\max 24h}$ de algunos meses incompletos y que se completan mediante el procedimiento de correlación lineal propuesto por el *Nacional Weather Service (NWS)* (Gómez, 2008). Este procedimiento consiste en una ponderación del valor buscado, a partir de los valores del resto de estaciones, dándoles el peso de la inversa de la distancia al cuadrado.

$$W = \frac{1}{x^2 + y^2} \quad P_x = \frac{\sum P_i \cdot W}{\sum W} \quad (2.1)$$

Además se compararán los resultados obtenidos mediante este procedimiento con los obtenidos mediante el completado de datos a partir de las estaciones con datos que guarden una mayor correlación, mayor valor del coeficiente de correlación, y una vez elegida la estación patrón se realizará una correlación lineal para obtener los valores que faltan.

- 5) **Homogeneidad.** Una vez se ajusten cada una de las series temporales de $P_{\max 24h}$ a la distribución estadística de extremos elegida se realizará la comprobación de la bondad del ajuste mediante el test de Kolmogorov-Smirnov.

A la vista de las estaciones y las series disponibles en cada estación, así como la ubicación física de la zona de estudio, y tras la observación de lo citado, se elegirán las cuatro estaciones que poseen una serie de años coincidentes de datos mayor, más próximas a la zona de estudio. Estas serán la estación 7-016 de El Algar, 7-026 de Pozo Estrecho, 7-026U de Torre Pacheco C.C.A., 7-0281 de Torre Pacheco Torre Blanca.

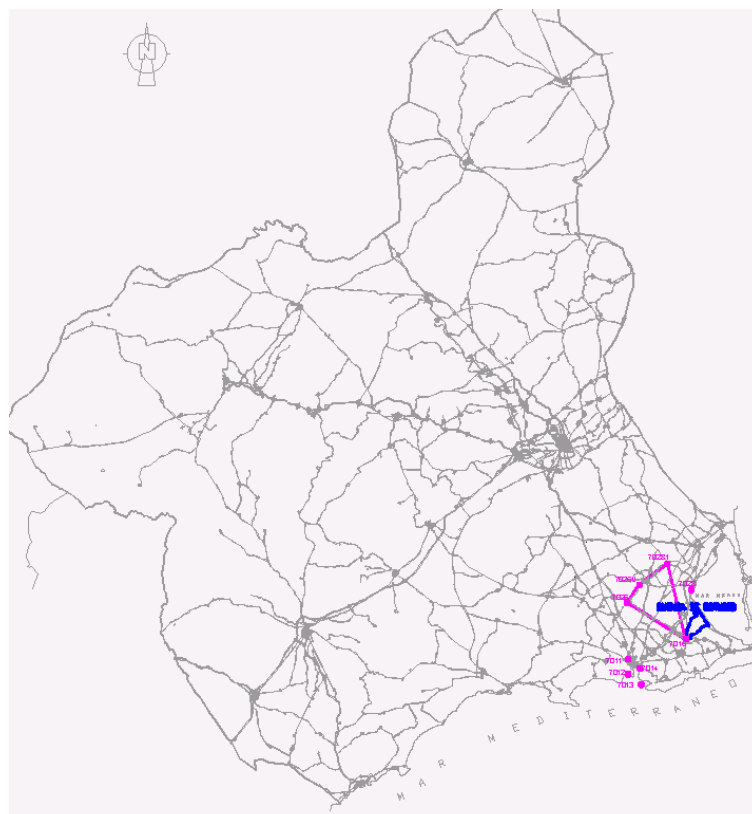


Figura 2-2. Situación de la zona de estudio sobre plano de la Región de Murcia

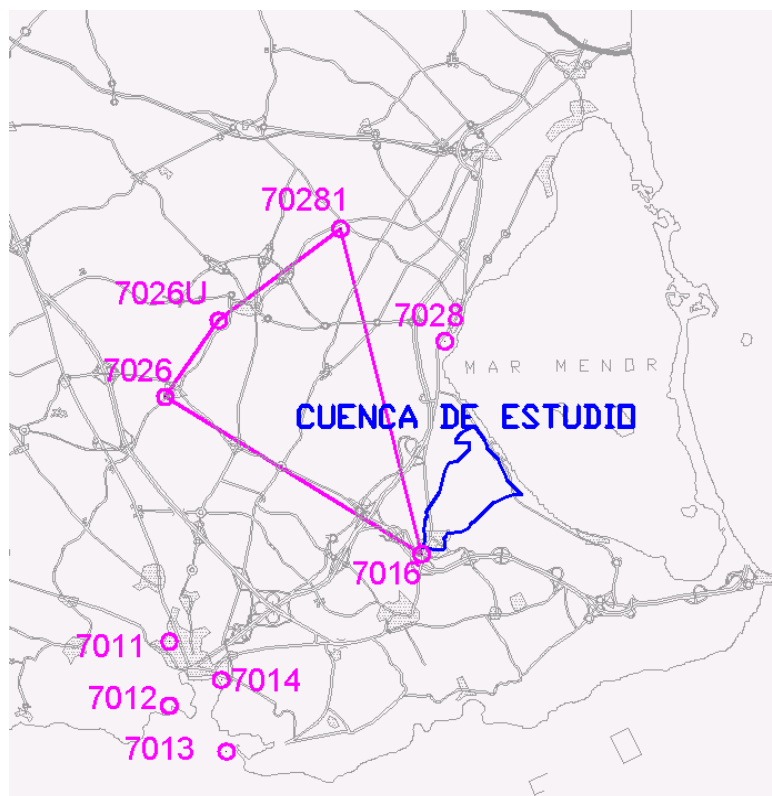


Figura 2-3. Detalle de la zona de estudio y ubicación de las estaciones pluviométricas

2.2.1 ESTACIONARIEDAD

Para cada estación se analizan, comparando dos a dos, un total de tres subseries que serán de 14 años de duración, para las estaciones 7-016 y 7-026, con 6 años de valores coincidentes, mientras que las estaciones 7-026U y 7-0281 se analizan dos a dos mediante tres subseries de 12 años de duración con 4 años coincidentes. Se prescindirá de los años con datos incompletos, ver Apéndice 1. El análisis consistirá en calcular la medias y las varianzas de cada subserie y compararlas entre si:

7-016		7-026	
Promedio1	45.96	Promedio1	49.71
Promedio2	67.58	Promedio2	54.01
Diferencia	32%	Diferencia	8%
varianza1	352.53	varianza1	779.38
varianza2	1089.52	varianza2	906.54
Diferencia	68%	Diferencia	14.0%
Promedio1	67.58	Promedio1	54.01
Promedio2	67.57	Promedio2	65.14
Diferencia	0%	Diferencia	17%
varianza1	1089.52	varianza1	906.54
varianza2	1076.49	varianza2	1530.29
Diferencia	1%	Diferencia	41%

Tabla 2-2. Cálculos estacionariedad estaciones 7-016 y 7-026

7-026U		7-028	
Promedio1	47.42	Promedio1	53.74
Promedio2	59.27	Promedio2	62.58
Diferencia	20%	Diferencia	14%
varianza1	416.72	varianza1	1388.77
varianza2	896.12	varianza2	1857.77
Diferencia	53%	Diferencia	25%
Promedio1	59.27	Promedio1	62.58
Promedio2	68.51	Promedio2	56.70
Diferencia	13%	Diferencia	9%
varianza1	896.12	varianza1	1857.77
varianza2	1549.87	varianza2	1342.07
Diferencia	42%	Diferencia	28%

Tabla 2-3. Cálculos estacionariedad estaciones 7-026U y 7-0281

Existen algunos resultados por encima del 20% máximo recomendado, como consecuencia de que existan periodos de sequía a lo largo de dicha serie de años.

2.2.2 DOBLES MASAS ACUMULADAS

El método se basa en la representación en ejes coordenados de parejas de puntos definidos por las acumulaciones sucesivas de dos series de valores, la serie a analizar y el promedio del resto de series que serán la serie patrón (una representada en ordenadas y otra en abscisas), para un mismo período temporal acumulado. La curva resultante es una línea recta si los valores de las dos series son proporcionales, y por lo tanto consistentes. La pendiente de la recta representa la constante de proporcionalidad entre las dos series de valores. Esta pendiente puede permanecer sensiblemente constante sin que ello implique que la relación de valores puntuales homólogos guarde la misma relación.

En consecuencia cuando se produce un cambio en la pendiente de la recta habrá variado la constante de proporcionalidad o bien el proceso acumulativo no será proporcional, y por lo tanto no consistente. Este método se utiliza para contrastar series de datos de estaciones pluviométricas afines estimando así errores absolutos de tipo sistemático. Cuando se sepa que una de las estaciones tiene mayor garantía o fiabilidad, los errores que pudieran aparecer le serán imputados a otra estación.

Si la serie de puntos encaja perfectamente en una recta que pasa por el origen, indica que los valores de las estaciones en todos y cada uno de los años son aceptables. En el caso de que los datos encajen perfectamente en una recta que no pase por el origen, existe proporcionalidad entre las dos estaciones todos los años excepto el primero.

Se representan a continuación las curvas de dobles masas para las estaciones seleccionadas quedando:

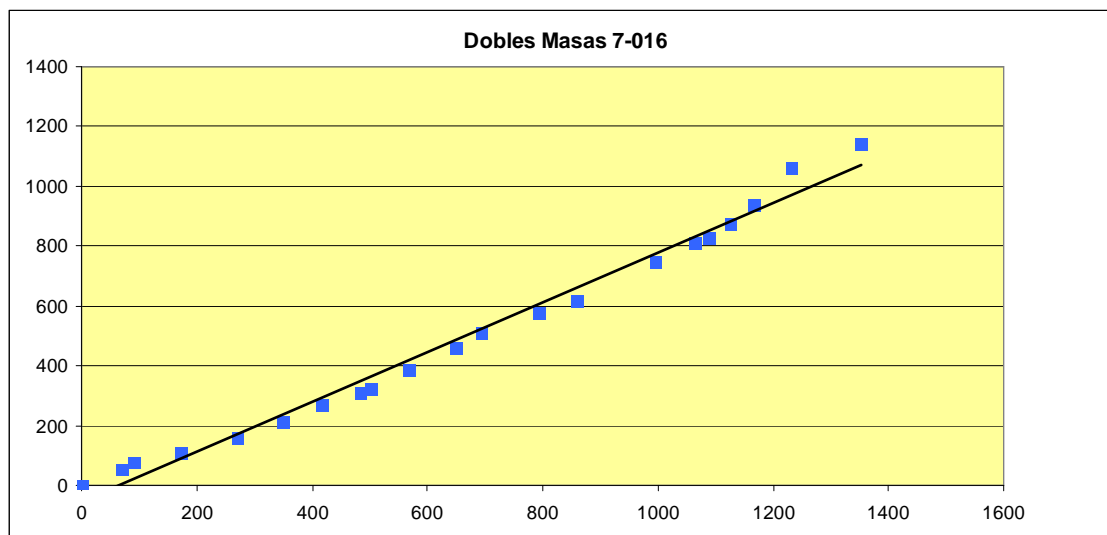


Figura 2-4. Representación Curvas Dobles Masas estación 7-016

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

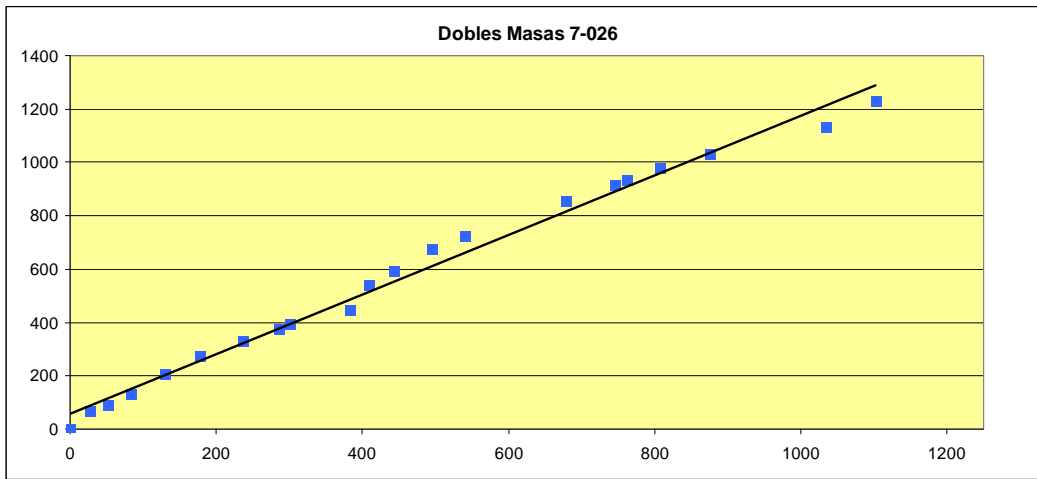


Figura 2-5. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-026

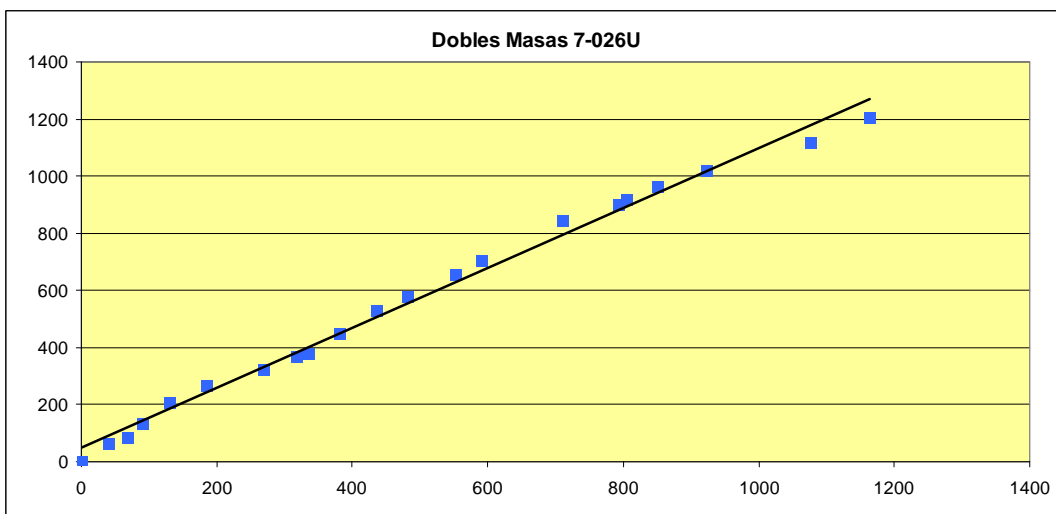


Figura 2-6. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-026U

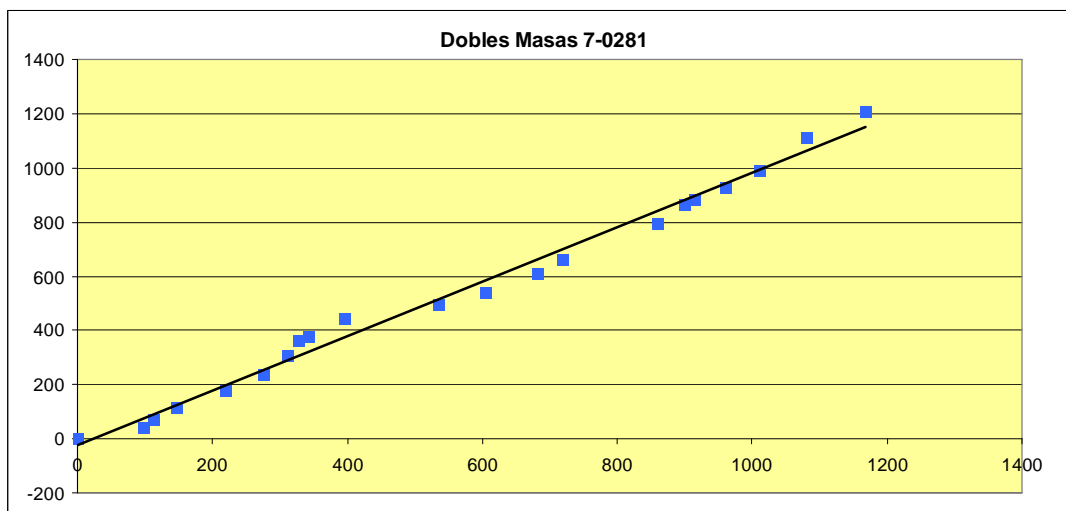


Figura 2-7. Curva Dobles Masas acumulada estación 7-0281

A la vista de las representaciones gráficas realizadas se concluye que los datos son consistentes, que no ha habido modificación en las mediciones realizadas entre unas estaciones y el resto a lo largo de la serie de años analizada y por lo tanto se dan por buenos los datos de partida.

2.2.3 COMPLETADO DE SERIES DE DATOS

Como puede observarse en el *Anejo 1* existen una serie de años de los que no se dispone del dato de $P_{\max 24h}$ anual debido a que hay algún mes de éste, o varios, en los que no existen dichos datos. Para solucionar esto se va a realizar un completado de datos a partir de dos métodos:

- Procedimiento de completado consistente en la ponderación del valor buscado, a partir de los valores del resto de estaciones, dándoles el peso de la inversa de la distancia al cuadrado. Los valores calculados se recogen en el *Anejo 1*.
- Procedimiento de elegir la estación con una mayor correlación a la estación de completado y a partir de ésta realizar una correlación lineal para obtener el valor objetivo. Del mismo modo ver *Anejo 1*

Para el segundo procedimiento se calculan los coeficientes de correlación entre estaciones para los valores anuales obteniéndose valores muy bajos, varios del orden de 0,3-0,4. Por ello se desciende un escalón y se calculan los coeficientes de correlación de los valores de $P_{\max 24h}$ mensuales y se obtienen ya unos valores del coeficiente de correlación más adecuados, así los valores más altos de coeficiente de correlación se dan entre las estaciones 7-016 y 7-026 con un valor de $r= 0,76$; las estaciones 7-026 y 7-026U con un valor de $r=0,89$ y por último las estaciones 7-026U y 7-0281 con un valor de $r= 0,78$. A continuación se calculan las rectas que se ajustan, por mínimos cuadrados, a los puntos obtenidos mediante la representación en ejes coordenados de los datos mensuales de precipitación máxima mensual de cada una de las dos estaciones elegidas:

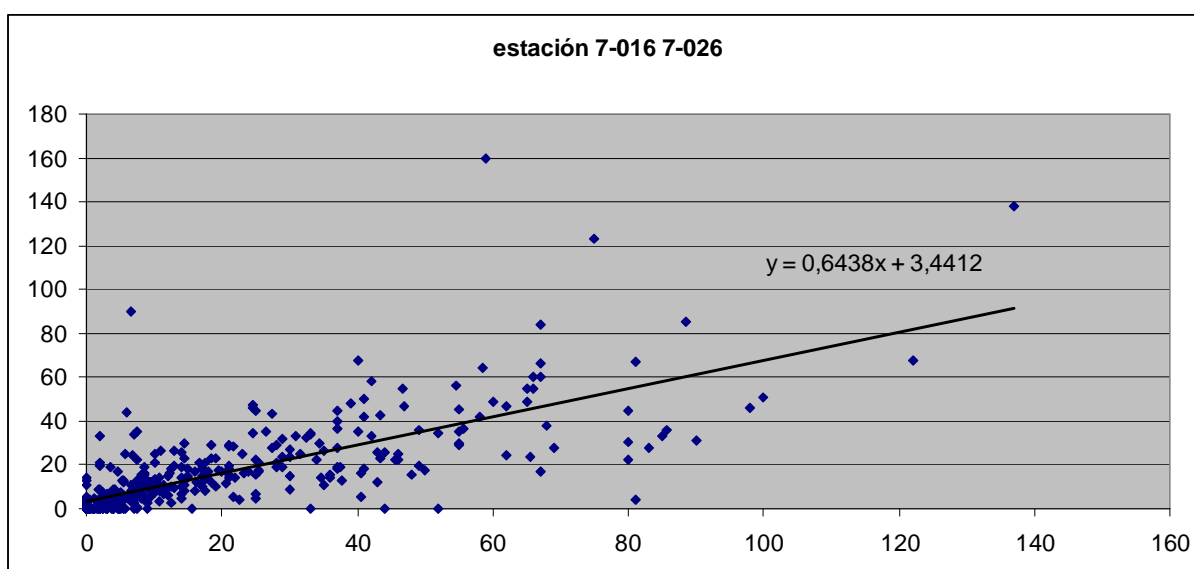


Figura 2-8. Ajuste lineal estación 7-016 y 7-026

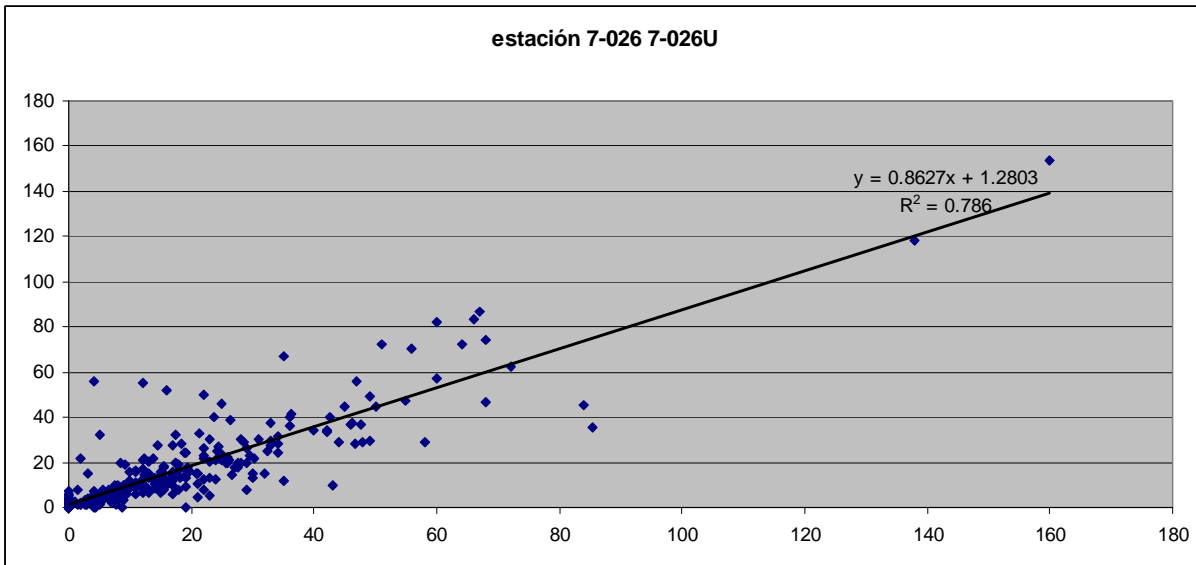


Figura 2-9. Ajuste lineal estación 7-026 y 7-026U

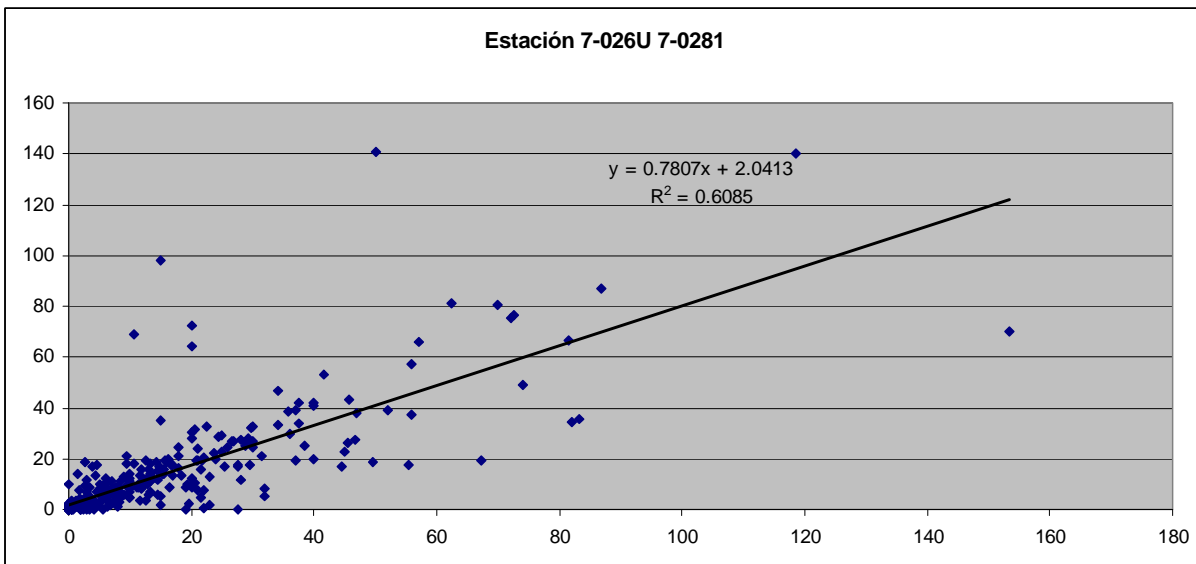


Figura 2-10. Ajuste lineal estación 7-026U y 7-0281

A partir de estas rectas se pueden calcular los valores de $P_{\max 24h}$ mensuales de las estaciones de las que no se dispone de datos.

Como puede verse en el *Anejo 1* existen diferencias significativas entre los valores obtenidos mediante este segundo procedimiento y el primero. Finalmente se eligen los datos completados mediante este segundo procedimiento por entender que han sido obtenidos a partir de las estaciones que han demostrado tener una correlación con la estación que se quiere completar mientras que el primer procedimiento simplemente da más importancia a la estación más próxima.

2.2.3 HOMOGENEIDAD

Para la comprobación que nos queda por realizar en primer lugar se debe ajustar los datos a una distribución estadística para luego realizar los correspondientes test de bondad. En el apartado siguiente se realiza dicho ajuste.

2.3 AJUSTE DE LAS SERIES TEMPORALES DE P_{24H} A UNA DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA DE EXTREMOS

2.3.1 BASE TEÓRICA

La función de densidad de los valores máximos se ajusta, en la zona de cola, a una función exponencial, es decir la parte de cola tiene una forma asintótica, que se ajusta a una estructura exponencial, luego se tendrá que la función de distribución de los valores extremos sigue asintóticamente la distribución doble exponencial.

Así, mientras los valores de precipitaciones en 24 horas se ajustan a distribuciones simétricas, por ejemplo la distribución normal, los valores máximos de precipitación en 24 horas se ajustan a distribuciones no simétricas. La distribución de los valores extremos tomados convergen en una de las tres distribuciones de valor extremo llamadas tipo I, II, y III (Chow et al. 1992). En el presente trabajo se utilizará la distribución de Gumbel que será comprobada con la distribución SQRT-E_{max} utilizada por el Ministerio de Fomento en su publicación de “Máximas lluvias diarias de la España Peninsular”.

La función de distribución de extremos de Gumbel tiene la forma:

$$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\mu}{\alpha}\right)\right] \quad (2.2)$$

La función depende de los parámetros μ , α y del número de datos de la muestra. Para el cálculo de dichos parámetros, lo que se denomina ajuste de la distribución de probabilidad, se utiliza el ajuste mediante el método de los momentos que considera que una buena estimación de los parámetros de la función de distribución procede de la consideración de que los momentos de la función de densidad de probabilidad respecto al origen de coordenadas son iguales a los momentos obtenidos de la muestra de datos de partida respecto al origen también. Así se obtiene:

$$\alpha = \frac{\sigma(x)}{\sigma_y} \quad (2.3)$$

$$\mu = \bar{x} - \mu_y \cdot \alpha \quad (2.4)$$

Donde:

\bar{x} : es la media de la muestra

$\sigma(x)$: es la desviación típica de la muestra

σ_y : coeficientes en función del número de datos denominado desviación estándar reducida

μ_y : coeficientes en función del número de datos denominado media reducida

nº datos	μ_y	σ_y
10	0,4952	0,9496
15	0,5128	1,0206
20	0,5236	1,0628
25	0,5309	1,0914
30	0,5362	1,1124
35	0,5403	1,1285
40	0,5436	1,1413
45	0,5463	1,1518
50	0,5485	1,1607
55	0,5504	1,1682
60	0,5521	1,1747
65	0,5535	1,1803
70	0,5548	1,1854
75	0,5559	1,1898
80	0,5569	1,1938
85	0,5578	1,1974
90	0,5586	1,2007
95	0,5593	1,2037
100	0,5600	1,2065
-->infinito	0,5772	1,2825

Tabla 2-4. Valores de media reducida y desviación estándar reducida

Esta forma de proceder hace que se obtengan los parámetros de la función a partir de los datos de la muestra. Una vez calculados los parámetros de la función de Gumbel es necesario comprobar la calidad del ajuste mediante un test estadístico, más concretamente se va a utilizar el coeficiente de correlación y el test estadístico de Kolmogorov- Smirnov. Este test estadístico consiste en comparar los valores teóricos y muestrales de la función de frecuencia relativa acumulada para cada valor de la muestra tomando el mayor en valor absoluto y comprobando que es inferior a un valor tabulado y obtenido mediante el método de Monte Carlo mostrado en el Anejo 2. Así se realizará:

$$D = \sup |F_n(x)_i - F(x)_i| \quad (2.5)$$

La comprobación será:

$$D < D_T \quad (2.6)$$

Donde:

$F_n(x)_i$: frecuencia calculada acumulada

$F(x)_i$: frecuencia de la muestra, teórica, acumulada

$\sup|_i$: máxima diferencia en valor absoluto de todos los i valores adoptados por cada una de las funciones anteriores

D = diferencia entre el valor de la función de frecuencia acumulada de Gumbel con la función de frecuencia relativa acumulada

D_T = valores tabulados por Kolmogorov- Smirnov que muestran el máximo admisible para aceptar el ajuste de una distribución estadística. En el Anejo 2 se pueden ver los valores de D_T a utilizar en función del tamaño de la muestra.

Otra de las comprobaciones de la bondad del ajuste será el coeficiente de correlación que indica el grado de relación entre la distribución calculada y la teórica asociada a la muestra:

$$R^2 = \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x)_i)^2}{\sum (F_n(x)_i - \bar{F}_n(x)_i)^2} \quad (2.7)$$

Se recuerda que el periodo de retorno, T, es el periodo de tiempo para que se produzca un evento $X \geq x_i$ en media. Así se obtendrán los valores de la función de distribución de Gumbel, para un nivel de riesgo, una frecuencia, o lo que es lo mismo un periodo de retorno elegido

2.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS

A partir del número de años se obtienen los valores de las variables reducidas:

Número de datos=	34 años	
	μ_y	σ_y
34	0.5396	1.1255

Tabla 2- 5. Valores de variables reducidas utilizados

Para cada estación se obtiene:

7-016								
s=	31.9705							
m=	67.4							
α =	28.4056							
μ =	52.1076							
T=	1.4	5	10	25	50	100	200	500
P(mm/día)=	45.706	94.714	116.031	142.964	162.944	182.778	202.538	228.609
P(X<x)=	0.286	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.995	0.998

Tabla 2-6. Función Gumbel estación 7-016

7-026								
s=	33.0282							
m=	58.3							
α =	29.3454							
μ =	42.4888							
T(años)=	1.4	5	10	25	50	100	200	500
P(mm/día)=	35.876	86.505	108.527	136.351	156.993	177.482	197.896	224.830
P(X<x)=	0.286	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.995	0.998

Tabla 2-7. Función Gumbel estación 7-026

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

7-026U								
s=	29.7721							
m=	58.5							
α =	26.4523							
μ =	44.2352							
T(años)=	1.4	5	10	25	50	100	200	500
P(mm/día)=	38.274	83.912	103.763	128.844	147.450	165.920	184.322	208.599
P(X<x)=	0.286	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.995	0.998

Tabla 2-8. Función Gumbel estación 7-026U

7-0281								
s=	31.8273							
m=	54.9							
α =	28.2784							
μ =	39.6057							
T(años)=	1.4	5	10	25	50	100	200	500
P(mm/día)=	33.233	82.022	103.242	130.055	149.946	169.691	189.363	215.317
P(X<x)=	0.286	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.995	0.998

Tabla 2-9. Función Gumbel estación 7-0281

Las coordenadas de cada estación y la distancia al punto medio de nuestra zona de actuación son:

		X	Y	Z	Distancia
7-016	El Algar	688,165.00	4,168,882.00	40	3,968
7-026	Pozo Estrecho	676,883.00	4,175,850.00	50	14,046
7-026U	Pacheco C.C.A.	679,235.00	4,179,231.00	50	13,251
7-0281	Pacheco Torre Blanca	684,581.00	4,183,297.00	38	12,596

Tabla 2-10. Coordenadas estaciones

Para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas de nuestra cuenca de estudio a partir de los valores obtenidos en cada una de las estaciones y para el periodo de retorno elegido se realiza una ponderación a partir de la inversa de la distancia al cuadrado de cada una de las estaciones a la cuenca de estudio como se muestra en la tabla 2-11:

T	P(mm/día)				Pesos				P _{max24h}
	7-016	7-026	7-026U	7-0281	7-016	7-026	7-026U	7-0281	
1.4	45.706	35.876	38.274	33.233	0.7882	0.0629	0.0706	0.0782	43.5870639
5	94.714	86.505	83.912	82.022					92.4416294
10	116.031	108.527	103.763	103.242					113.691257
25	136.351	136.351	128.844	130.055					135.327956
50	162.944	156.993	147.450	149.946					160.458311
100	177.482	177.482	165.920	169.691					176.055328
200	202.538	197.896	184.322	189.363					199.928212
500	224.830	228.609	208.599	215.317					223.176051

Tabla 2-11. Valores de P_{max24h} calculados

En referencia a la bondad de los ajustes a una distribución Gumbel realizados, y que responden al apartado de Homogeneidad de los datos se han obtenido los siguientes resultados:

D max=	0.1013	Σ	0.051415135	2.67142857
D teórico=	0.1835		R²=	0.019246307
	Aceptado		próximo a cero	

Tabla 2-12. Resultados test de bondad 7-016

D max=	0.1139	Σ	0.118632344	2.67142857
D teórico=	0.1835		R²=	0.044407829
	Aceptado		próximo a cero	

Tabla 2-13. Resultados test de bondad 7-026

D max=	0.0686	Σ	0.036947345	2.67142857
D teórico=	0.1835		R²=	0.013830557
	Aceptado		próximo a cero	

Tabla 2- 14. Resultados test de bondad 7-026U

D max=	0.0564	Σ	0.019759592	2.67142857
D teórico=	0.1835		R²=	0.007396639
	Aceptado		próximo a cero	

Tabla 2-15. Resultados test de bondad 7-0281

Los valores obtenidos mediante la distribución de Gumbel para periodos de retorno superiores a 100 años quedan del lado de la inseguridad, son algo bajos si los comparamos con distribuciones estadísticas como la GEV o como la SQRT-ET max. En el *Anejo 1* se presentan de forma detallada todos los cálculos.

2.3.3 CORRECCIONES DE P_{MAX24H} PROPUESTAS POR LA OMM

Una vez calculado el valor de P_{max24h} , para los periodos de retorno elegidos, la Organización Meteorológica Mundial propone aplicar una serie de correcciones a dicho valor con la intención de tener en cuenta la forma en que dicho valor se ha calculado (recogido en Castillo, 2010). Éstas son:

- **Corrección por número de observaciones**: dependiendo de la cantidad de observaciones realizadas por AEMET y la frecuencia de éstas se puede introducir errores como consecuencia de la evaporación de parte de la precipitación registrada. Con la intención de tener este hecho en cuenta se introduce un coeficiente corrector que según la figura adjunta es de **1,13** para las observaciones tomadas cada 24 horas.

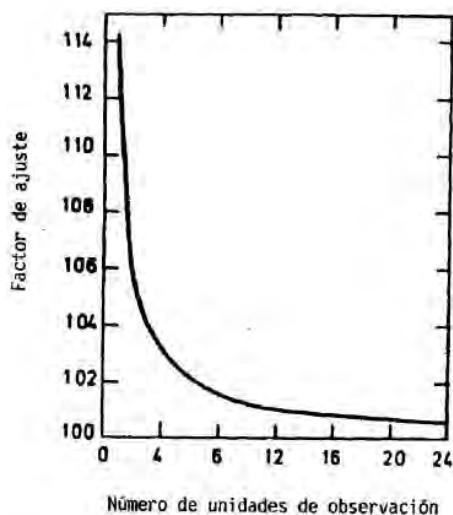


Figura 2-11. Curva coeficiente corrector en función de observaciones realizadas

- **Corrección por simultaneidad de la precipitación en toda la cuenca de manera uniforme**: que convierte en valores a aplicar de forma areal los valores de precipitación de carácter puntual calculados. Este coeficiente aparece también en la instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial.

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \quad (2.8)$$

Donde A es la superficie de la cuenca de estudio en Km^2 adoptando el valor de **0,88**.

- **Corrección por la relación Área de la cuenca – Duración del Chubasco**: que convierte en valores a aplicar de forma areal los valores de precipitación de carácter puntual calculados. Este coeficiente aparece también en la instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial. Para cuencas con superficie inferior a 25 km² este factor vale 1. Nuestra cuenca de estudio tiene una superficie de en torno a los 10 km² luego se adopta el valor unidad.

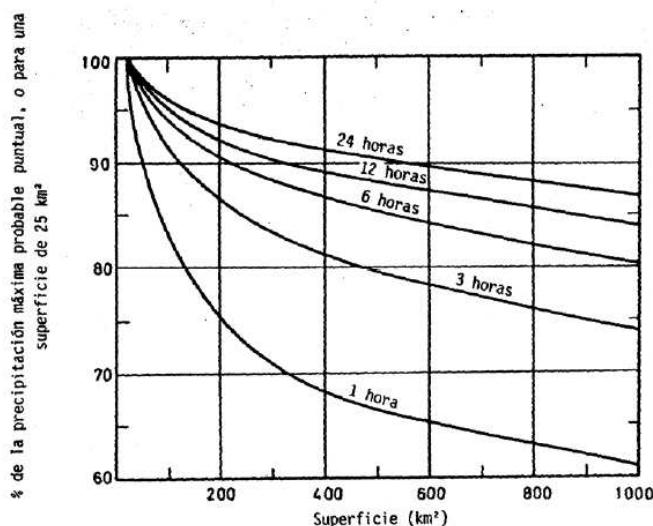


Figura 2-12. Curva coeficiente corrector en función de observaciones realizadas

T	Pmax24h	Pmax24h corregido
1.4	44	43
5	92	92
10	114	113
25	135	135
50	160	160
100	176	175
200	200	199
500	223	222

Tabla 2-16. Resultados P_{max24h}

2.4 COMPROBACIÓN RESULTADO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24H MEDIANTE LA DISTRIBUCIÓN SQRT-EMAX REGIONALIZADA DEL MINISTERIO DE FOMENTO

El Ministerio de Fomento en su publicación de las “MÁXIMAS LLUVIAS DIARIAS DE LA ESPAÑA PENINSULAR”, Ministerio de Fomento (1999) donde a partir de los datos de todas las estaciones nacionales con al menos 20 años de datos plantea un enfoque regional utilizando la información de estaciones próximas con similar comportamiento, conformando con ellas las llamadas zonas homogéneas y de las que se obtienen los valores de precipitación, frente a estudios anteriores en los que

se realizaban los cálculos de forma local con los datos de una única estación próxima.

Dicha metodología elige la función de distribución SQRT-ET max para el ajuste y propone interpolaciones entre los diversos valores obtenidos en las zonas homogéneas para cubrir todas las superficies los resultados en todas las superficies.

Finalmente se dan unos planos en los que se entra con la posición geográfica y se obtiene el datote Pmax24h para un nivel de riesgo determinado. Además existe una aplicación informática que mediante las coordenadas UTM nos devuelve dicho valor. Así para las coordenadas de la zona de estudio se obtienen los valores (sabiendo que el valor interanual, 1,4 años, no lo calcula):

T	Pmax24h
5	81
10	101
25	129
50	152
100	176
200	202
500	239

Tabla 2-17. Valores P_{max24h}

Los periodos de retorno utilizados para los cálculos en cuencas urbanas son bajos luego utilizaremos los valores calculados mediante el ajuste Gumbel ya que son más desfavorables.

2.5 CÁLCULO DE LA LLUVIA DE PROYECTO EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. CURVAS IDF

Una vez se ha calculado la lluvia máxima anual en 24 horas para el periodo de retorno o nivel de riesgo elegidos, el siguiente paso consistiría en poder repartir dicha lluvia diaria en la duración en la que se produce y repartirla además en diversos subintervalos dentro de esta duración con la intención de obtener el hietograma de proyecto o lluvia de proyecto que se utilizará para obtener el hidrograma de entrada al depósito de retención para cada periodo de retorno calculado.

Así, lo ideal sería disponer de datos de precipitación en subintervalos de tiempo de 5 minutos, 10 minutos, etc. para evaluarlos estadísticamente con la intención de definir el patrón de una precipitación. De este modo se podrían obtener unas curvas que relacionen la intensidad, volumen/unidad de tiempo, con la duración, unidad de tiempo, con la frecuencia, nivel de riesgo, periodo de retorno, años. Es decir, se repetiría el análisis realizado para las precipitaciones máximas en 24 horas pero para las precipitaciones máximas en cada intervalo de por ejemplo 5 minutos para, a partir de estos datos construir las curvas de intensidad – duración - frecuencia mediante los resultados obtenidos. Se podría utilizar una curva de ajuste de forma potencial:

$$I = a.D^b \quad (2.9)$$

Siendo D la duración del intervalo; I su intensidad y a y b dos parámetros de ajuste. Esta curva se denomina tipo Montana.

En España, lo habitual en ausencia de los datos de precipitación con la discretización temporal descrita, es recurrir a las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia presentes en la Instrucción de Carreteras 5.2-I.C., calculadas por Témex:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - D^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \quad (2.10)$$

Donde:

I_d : es la intensidad media diaria en mm/h, es decir $P_{24h}/24$

I_1/I_d es la relación entre intensidad horaria e intensidad media diaria, factor de torrencialidad, se obtiene a partir de un estudio regional reflejado en un mapa en la mencionada Instrucción 5.2-IC que se adjunta a continuación (ver figura 4)

D es la duración del subintervalo o lluvia en horas



Figura 2-13. Mapa de Factor de Torrencialidad de España

En la zona de estudio, puede considerarse un factor de torrencialidad de 11,5.

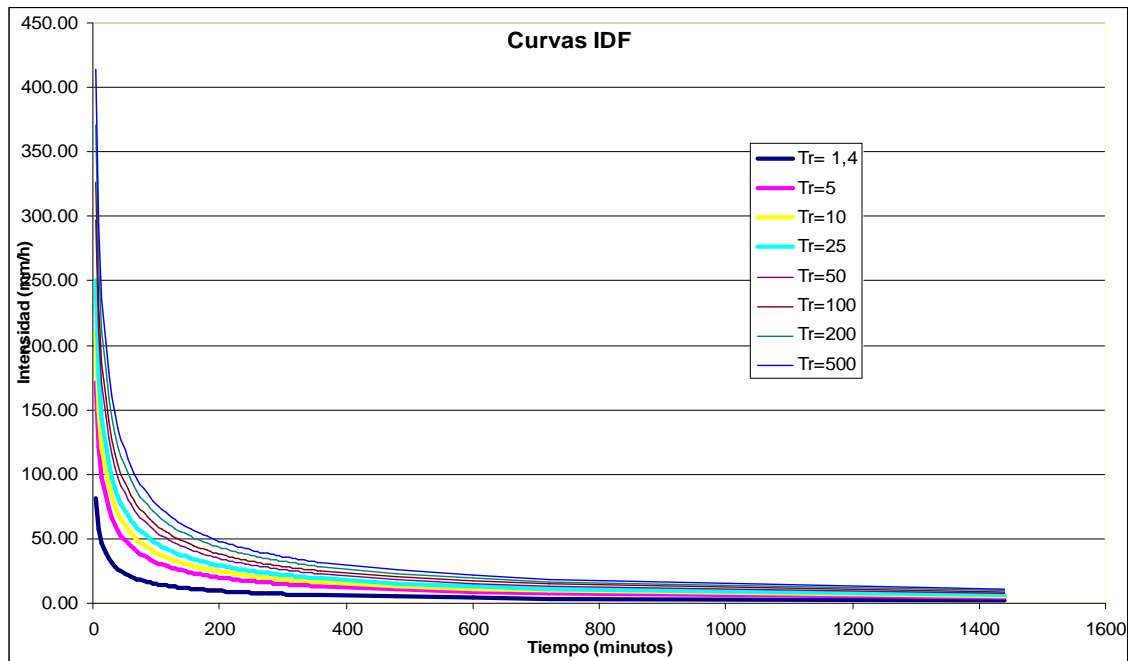


Figura 2-14. Curvas IDF

2.5 HIETOGRAMA PROPUESTO. BLOQUES ALTERNOS

Las cuencas a analizar en el presente proyecto son cuencas de superficies de en torno a las 62 ha (0,62 km²) y con tiempos de concentración de en torno a los 44 minutos. De todas formas se toma a una duración de lluvia aproximada de 6 horas, superior al tiempo de concentración de la cuenca. Además los subintervalos de dicha lluvia serán de duración 5 minutos.

Una vez elegidos estos parámetros nos queda determinar la forma de repartir el volumen de lluvia, obtenido mediante el parámetro de $P_{\max 24h}$ para el nivel de riesgo, o periodo de retorno elegido, durante las 6 horas de duración de la lluvia. Para esto se elige el método de los bloques alternos, que a partir de las curvas IDF y que penaliza el intervalo central de 5 minutos frente al resto. Los resultados obtenidos mediante este método se representan a continuación:

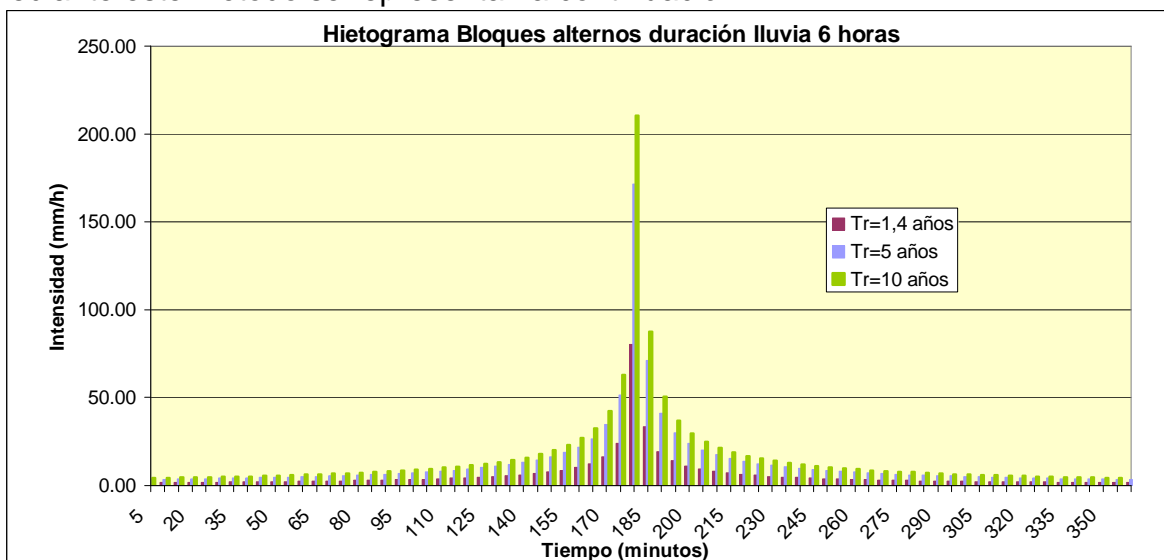


Figura 2-20. Hietogramas de diseño Tr 1,4 5 y 10 años

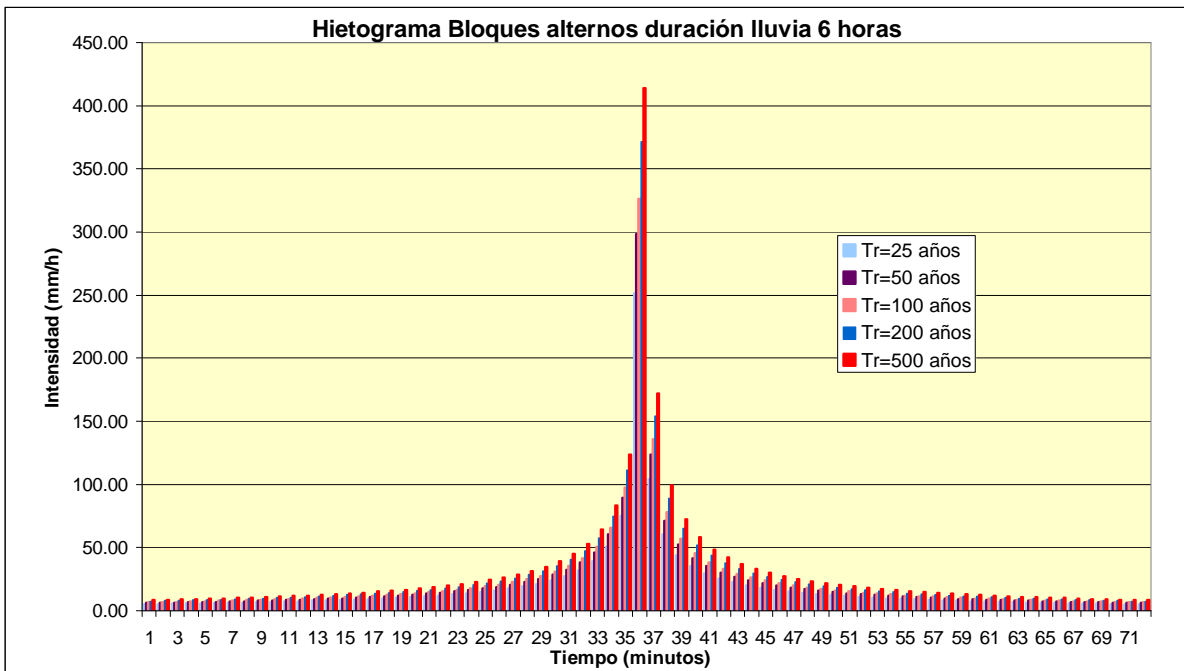


Figura 2-21. Resto hietogramas de diseño

2.6 TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN CAUDAL. CONSTRUCCIÓN DEL HIDROGRAMA CON EL MODELO SWMM

Se va a utilizar el software SWMM 5.0 para el cálculo del hidrograma de salida de la subcuenca de estudio. Los resultados obtenidos mediante la metodología aplicada por este programa se comprobarán con los obtenidos con el programa HEC-HMS a partir de un método de hidrograma unitario y otro de onda cinemática.

2.6.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CUENCAS URBANAS

Para el cálculo del tiempo de concentración en cuencas urbanas se utiliza la siguiente formulación:

$$T_c = T_e + T_v \quad (2.11)$$

Donde:

T_c es el tiempo de concentración de la cuenca

T_e es el tiempo de entrada del agua hasta alcanzar los colectores de recogida de aguas pluviales

T_v es el tiempo de viaje del agua en los colectores hasta llegar al punto de salida

Para el cálculo del Tiempo de concentración se adopta la siguiente ecuación que supone una adaptación para cuencas urbanas de la fórmula de Temez:

$$T_c = F \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{L}{j^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (2.12)$$

Donde:

u = es el grado de urbanización de la cuenca, en este caso 70%

L = longitud del curso principal, km

j = pendiente del curso principal

F = factor corrector para zona urbana, adoptamos el valor de 0,8

2.6.2 DATOS DE PARTIDA CUENCA DE ESTUDIO

Superficie	62,34	ha
	0,62	Km ²
Longitud cauce principal	1000	m
Pendiente media cauce principal	0,003	
Tiempo de Concentración	0,74	horas
	44,63	minutos
Parte impermeable	70	%
cftc rugosidad zona impermeable	0,018	
cftc rugosidad zona permeable	0,020	
Almacenamiento en depresión en zona impermeable	1	mm
Almacenamiento en depresión en zona permeable	1	mm
anchos considerados (W)	250, 550, 623	m
Modelo infiltración	Número de Curva	
Parámetros Modelo Infiltración		
Número de Curva	65,13	
Infiltración inicial	27	mm
Infiltración de suelo saturado	0,2	mm/hora

Tabla 2-18. Datos cuenca de estudio

Dicho programa introduce como parámetros de calibración el ancho de cuenca y el coeficiente de rugosidad.

2.6.3 BASE TEÓRICA SWMM. MÓDULO RUNOFF

Los cálculos de la escorrentía están basados en la consideración de la cuenca como un depósito y que se rige por la ecuación de balance básica:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2.12)$$

Donde:

I : caudal de entrada obtenido como el producto de la intensidad de la precipitación de entrada por la superficie de la cuenca

Q : caudal de escorrentía generado

S : almacenamiento o retención dentro de la cuenca

Para resolver la ecuación 2.12 el modelo supone una relación entre el almacenamiento y el caudal de salida de tipo no lineal, $S = K.Q^n$, más concretamente relaciona el caudal de salida con el calado del agua en la modelización de la cuenca como un depósito ficticio. Este calado coincide con el calado normal del agua en régimen uniforme, calculado mediante los parámetros físicos de la cuenca como pendiente, coeficiente de rozamiento, superficie; por lo que el método se denomina de depósito lineal modificado con la onda cinemática. Además, como se observa en el esquema presentado en la figura 1 se cuenta con un almacenamiento h_0 en depresión que no forma parte de la escorrentía luego el calado normal se obtendrá con la operación $(H-h_0)$.

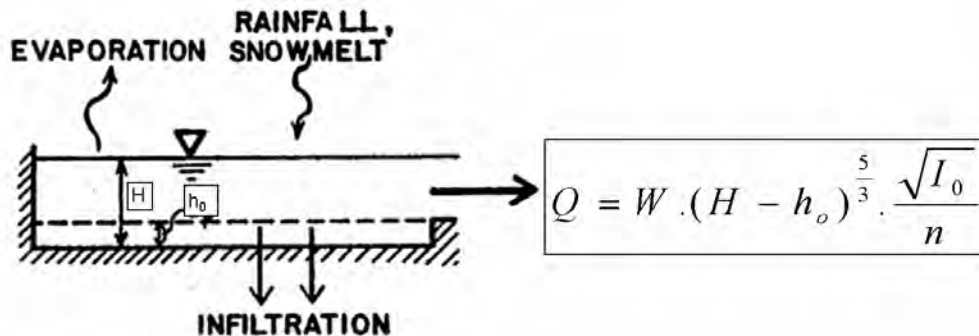


Figura 2-22. Esquema de cálculo del módulo RUNOFF de SWMM. (Huber & Dickinson, 1992).

Se supone que el agua sale del depósito- cuenca a través de un vertedero en el que la altura del agua se relaciona con el calado normal. Así, el caudal de salida se calcula mediante la ecuación:

$$Q = W \cdot (H - h_0)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{I_0}}{n} \quad (2.13)$$

Donde:

Q : caudal de salida de la subcuenca, m^3/s .

W : ancho de la subcuenca, m.

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

H : profundidad del agua, [m].

h_0 : profundidad de retención superficial, m.

l : pendiente.

La ecuación del depósito no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. La continuidad para cada subcuenca es:

$$A \cdot i(t) - 0,5 \cdot (W \cdot (H_{i+1} - h_0)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{I_0}}{n} + W \cdot (H_i - h_0)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{I_0}}{n}) = A \cdot \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (2.14)$$

Donde:

t : tiempo, s.

A : superficie de la subcuenca, m^2 .

i : lluvia neta (precipitación menos infiltración y evaporación), m/s .

Esta metodología no se ajusta a la realidad del fenómeno a priori por lo que habrá que calibrar los resultados mediante los parámetros de ancho de cuenca, que equivale a la anchura o longitud del vertedero por el que se considera sale el caudal del depósito ficticio, o incluso el coeficiente de rozamiento. En el presente proyecto se calibrará el ancho de cuenca mediante la comparación con los resultados obtenidos con HEC-HMS para el hidrograma obtenido de la cuenca en cuestión mediante la onda cinemática y el hidrograma unitario del SCS.

2.6.4 RESULTADOS OBTENIDOS COMPARANDO CON LOS DE HEC-HMS

El programa SWMM tiene un inconveniente a la hora de obtener el hidrograma de la cuenca de estudio y es que es necesario introducir el ancho de la cuenca. Este parámetro es equivalente al ancho del canal de la salida del depósito que para SWMM es la cuenca. Dependiendo del ancho del canal de salida, ancho de cuenca, así será el potencial de desagüe de la cuenca. En general se suele elegir el ancho de cuenca como el cociente entre la longitud del cauce principal de la cuenca y la superficie total de la cuenca pero es necesario calibrarlo en cada cuenca.

En este caso se va a realizar la calibración a partir de los hidrogramas obtenidos para la misma cuenca mediante el programa HEC- HMS y los métodos del hidrograma unitario del Soil Conservation Service y de la onda cinemática para los parámetros propios de la cuenca urbana en cuestión. Para ello además de los datos presentados en la tabla 2-18 se presenta, en la siguiente tabla 2-19, los que se van a utilizar para el uso de la metodología propuesta:

Datos de partida Hidrograma SCS

Tiempo de concentración	44,63 min
-------------------------	-----------

Datos de Partida Hidrograma Onda Cinemática

Plano lateral		
Longitud	600	m
Pendiente	0,0018	
Rugosidad	0,020	
Area	100	%
Canal Principal		
Longitud	1000	m
Pendiente	0,003	
Forma	rectangular	
Rugosidad	0,018	
Ancho	20	m

Tabla 2-19. Datos cuenca de estudio para cálculo de hidrogramas

Se recuerda que dicha cuenca es una cuenca urbana con un alto grado de impermeabilización y con una pendiente del 3 por mil por lo que el método de la onda

cinemática se considera el más adecuado. A continuación se representan los hidrogramas obtenidos por los diversos periodos de retorno y dos anchos diferentes.

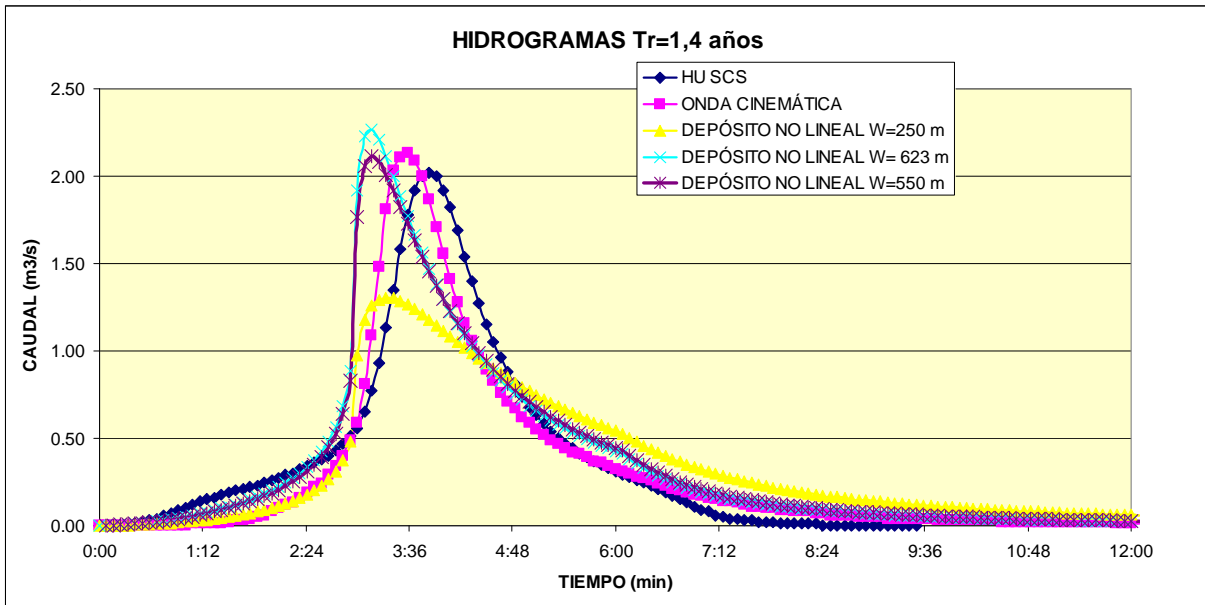


Figura 2-23. Comparativo de Hidrogramas Tr 1,4 años

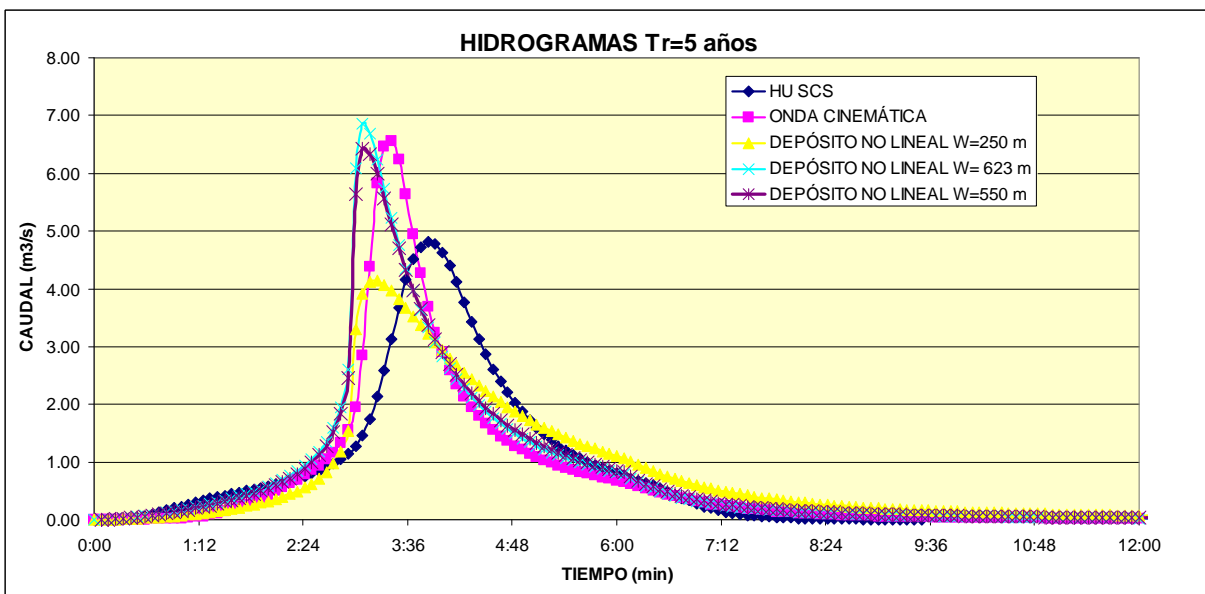


Figura 2-24. Comparativo de Hidrogramas Tr 5 años

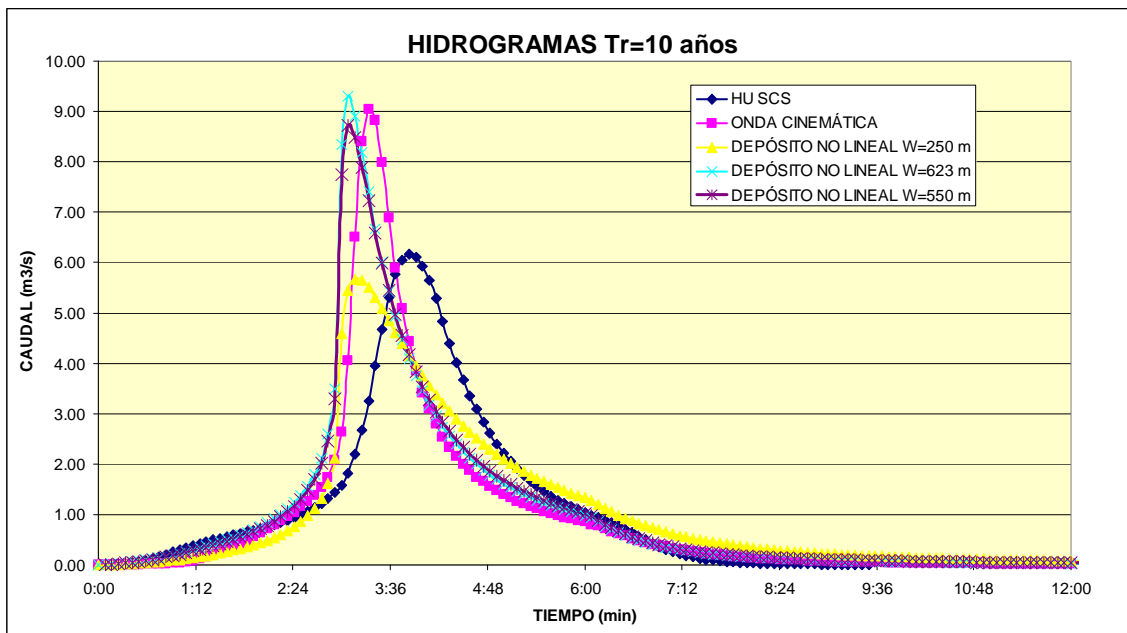


Figura 2-25. Comparativo de Hidrogramas Tr 10 años

A la vista de los resultados obtenidos mediante los diversos métodos y tomando como válido el hidrograma obtenido mediante el método de la onda cinemática se selecciona aquella con el ancho de cuenca de 623 m. Los hidrogramas a utilizar para la cuenca urbana son los detallados en el Anejo 3.

2.7 AÑO MEDIO DE PRECIPITACIÓN

Para los cálculos necesarios con las precipitaciones de un año medio disponemos de los registros cada cinco minutos de un pluviógrafo del SAIH de la Confederación Hidrográfica del Segura, el denominado 06P02P01 Torre Pacheco, en las fechas que van del 1 de agosto de 2009 al 1 de agosto de 2010. Estos registros abarcan un año pero no coinciden con el año hidrológico. A partir de estos registros se han calculado los hidrogramas producidos por dicha precipitación en la cuenca urbanizada de 62,34 ha de estudio, mediante SWMM, una vez quedó calibrado en el apartado anterior. Se presentan a continuación los resultados en los gráficos siguientes:

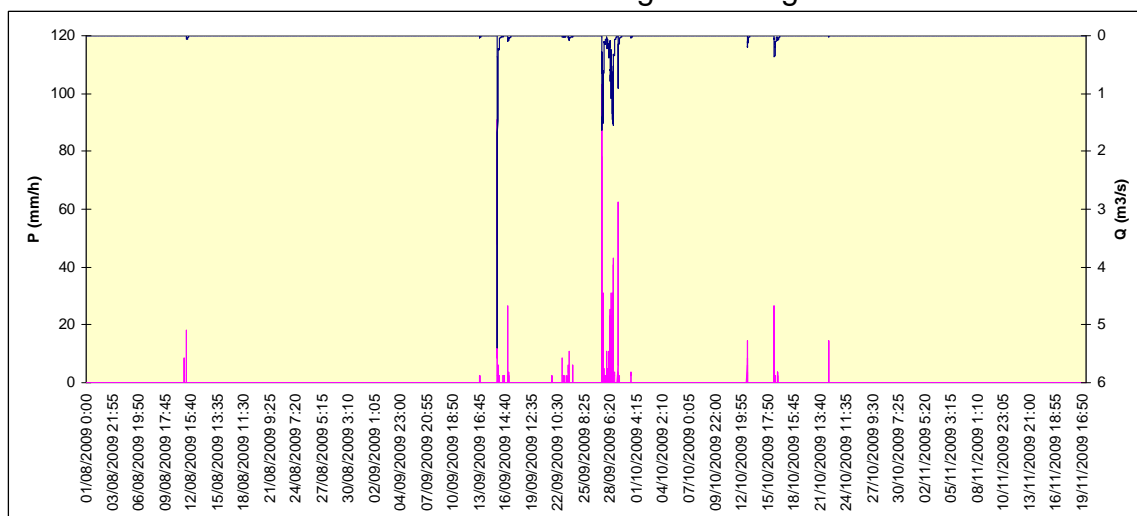


Figura 2-26. Hietogramas e Hidrogramas primer tramo año medio (agosto 2009 a noviembre 2009)

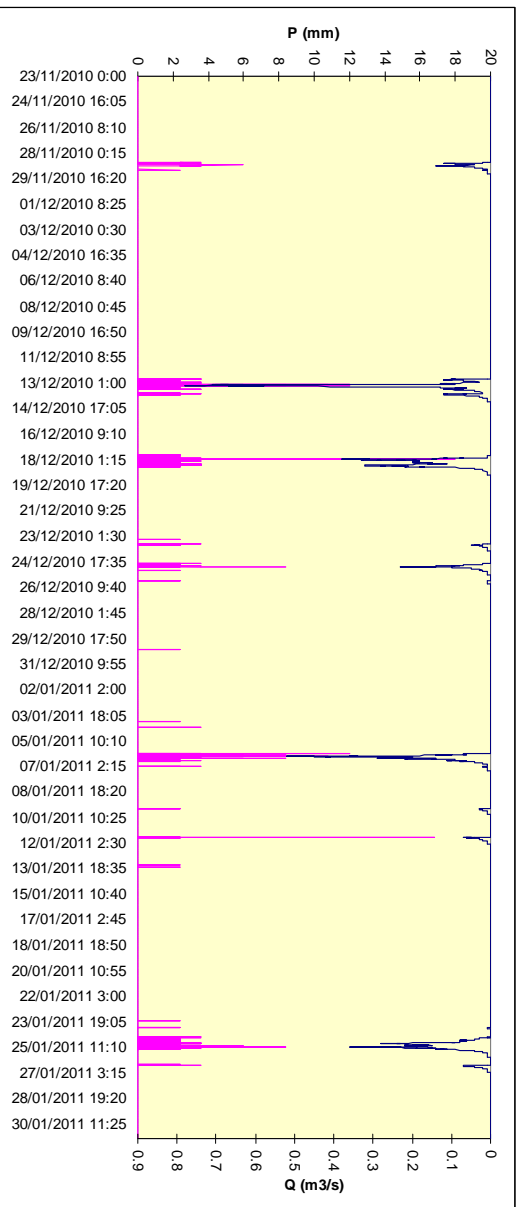


Figura 2-27. Hietogramas e Hidrogramas segundo tramo año medio (noviembre 2009 a marzo 2010)

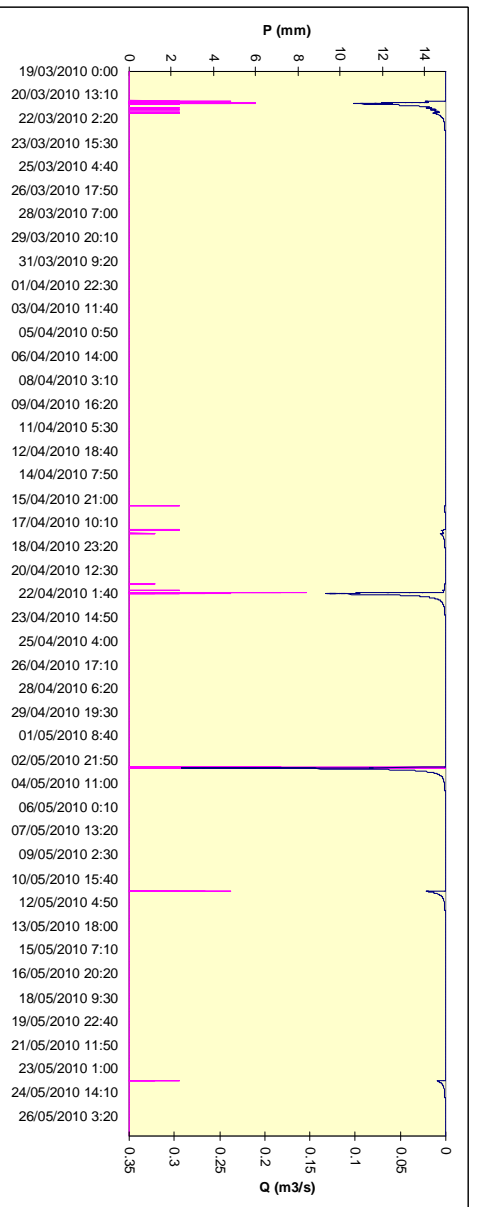


Figura 2-28. Hietogramas e Hidrogramas tercer tramo año medio (marzo 2010 a agosto 2010)

De los datos se observa que la lluvia del 28 de septiembre de 2009, donde se registró una precipitación de 80 mm en 24 horas de los que 50 mm cayeron en 5 horas, es característica del clima mediterráneo e influirá en todos los cálculos a realizar.

2.8 POLUTOGRAMA DE PROYECTO

En el presente proyecto no se ha realizado una campaña de medición de la contaminación asociada a los hidrogramas de lluvia. Por otra parte se elige como contaminante patrón para la caracterización de la contaminación asociada a los episodios de precipitación, y respecto al que se realizarán todos los cálculos, la concentración de Sólidos en Suspensión, SS y a partir de éste se trazarán relaciones con otros contaminantes. No se van a considerar las ecuaciones de acumulación de contaminantes en la superficie del terreno, ni las ecuaciones de lavado de las superficies de las cuencas en los sucesos de precipitación, ni las del transporte y transformación de contaminantes en las redes de saneamiento. Es decir, directamente se considerara un polutograma que alcance los puntos de estudio.

Así, para establecer los volúmenes de contaminantes movilizados a lo largo de los eventos de precipitación que sucedan en el año medio de las áreas de estudio consideradas se construirá un polutograma de proyecto. El polutograma relaciona las diferentes concentraciones de un contaminante en el agua de escorrentía a lo largo del tiempo, coincidiendo con el hidrograma. Dicho polutograma será el que alcance nuestros Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses (SCTR) o bien directamente el medio receptor.

Para la construcción del polutograma en primer lugar se debe establecer la relación entre el volumen de hidrograma y el volumen de polutograma a partir de la curva de *Movilización de Masas de Agua y Contaminantes (1)* en la que normalmente aparecerá una parte de primer lavado, y cuya forma se muestra a continuación:

$$Y = X^a \quad (\text{ec. 2.15})$$

Donde:

Y= volumen de contaminantes movilizado

X= volumen del hidrograma movilizado

a= coeficiente de desviación del volumen de contaminantes movilizado respecto al volumen de escorrentía. En nuestro caso se adopta el valor de 0,7 (Beneyto, 2004)

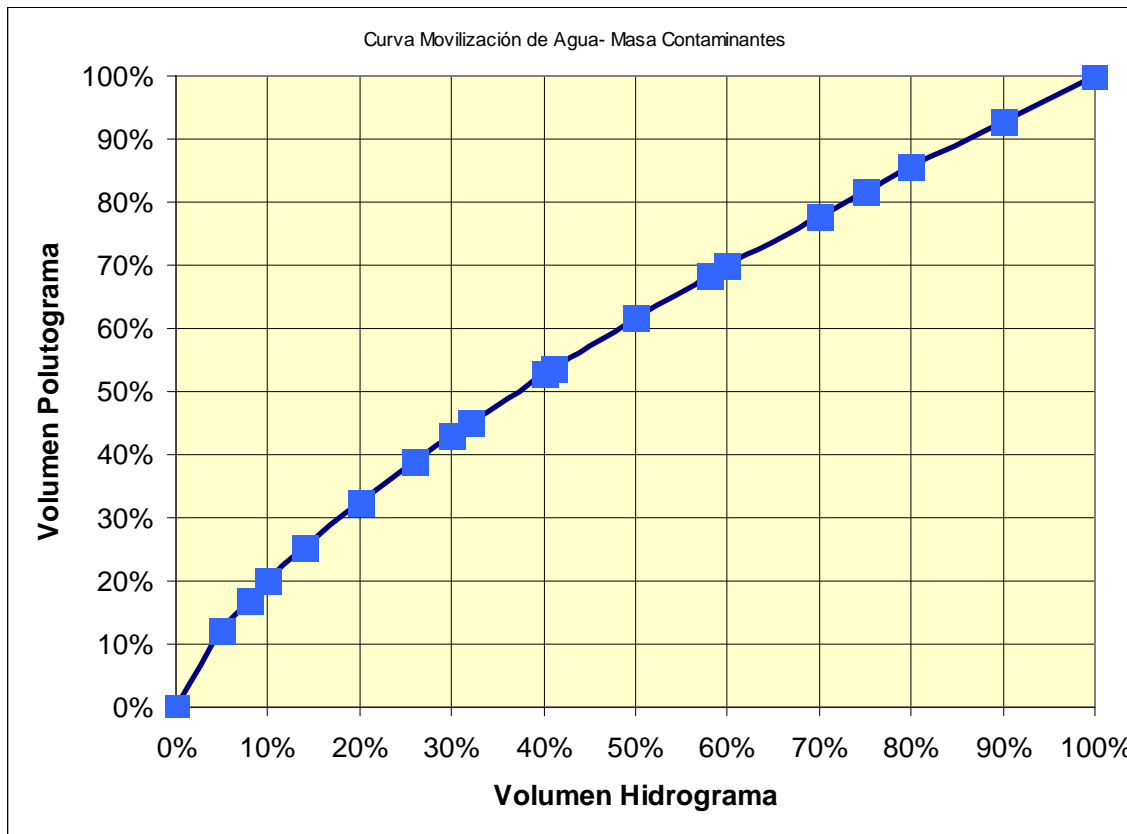


Figura 2-29. Curva movilización masas seleccionada para SS

A continuación en segundo lugar se debe caracterizar el volumen de contaminantes movilizado, para lo que se introduce el concepto de Concentración Media de Suceso (CMS) como la relación entre el volumen total de contaminante movilizado, masa del contaminante, y el volumen de escorrentía (2) que se produce que se expresa de la forma:

$$CMS = \frac{masa}{volumen} = \frac{\sum(Q_i \cdot C_i \cdot \Delta t_i)}{\sum(Q_i \cdot \Delta t_i)} \quad (2.16)$$

Donde:

Q_i = son los valores de caudal del hidrograma

C_i = son los valores de concentración de Sólidos en Suspensión a lo largo del evento

Δt_i = incremento de tiempo, que en nuestro caso será de 5 minutos

Con este valor se puede relacionar el volumen total de escorrentía con el volumen total de contaminantes. Pero para definir el polutograma, en tercer lugar, es necesario fijar también el valor de la Concentración Máxima del Suceso C_{max} (3); y en cuarto lugar, y último, definir el punto en el tiempo y, lo que es equivalente, en el volumen acumulado de hidrograma, dónde se produce dicho máximo (4).

Siguiendo estos cuatro pasos es posible y construir un polutograma a partir de un hidrograma. La Concentración Media de Suceso, así como la Concentración Máxima de Suceso, siguen una distribución lognormal según Suarez et al., (2009) existiendo diversos ajustes realizados a partir de diversas mediciones realizadas. En este

proyecto se van a tomar los ajustes de los valores de CMS y C_{max} , de los que se tomarán dos valores para sistemas unitarios y otros dos para sistemas separativos.

A continuación se presenta el ajuste lognormal para los sólidos en suspensión de múltiples eventos de lluvia para cuencas unitarias recogido en el proyecto PROMEDSU (Programa de Medición de Descargas en Sistemas de Unitarios en Tiempo de Lluvia) desarrollado, en diversas ciudades de España, por el Ministerio de Medio Ambiente, la empresa Infraestructuras y Ecología, y la Universidad da Coruña, (2001).

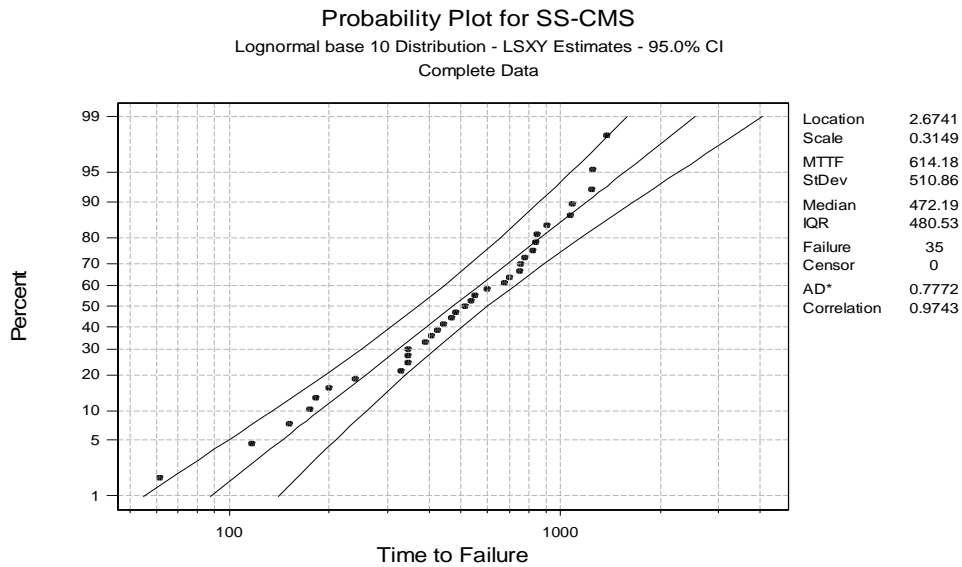


Figura 2-30. Ajuste Log-normal de los valores de CMS para SS en eventos de precipitación para una cuenca unitaria

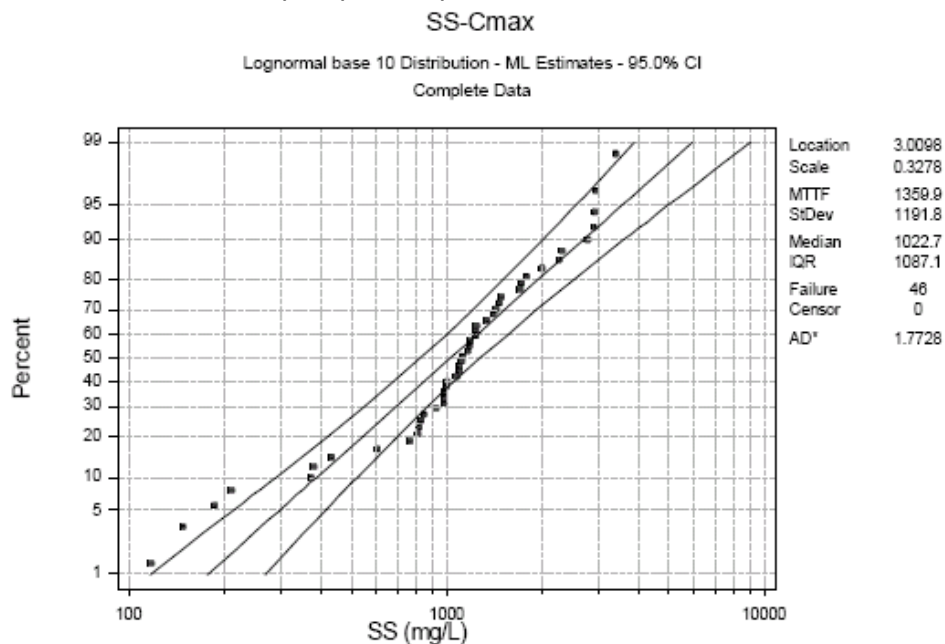


Figura 2-31. Ajuste Log-normal de los valores de C_{max} para SS en eventos de precipitación para una cuenca unitaria

Dentro de esta distribución se adoptará el valor de CMS que tenga una probabilidad de no ser superado del 60% lo cual arroja un valor de 580 mg/l. Para el caso de cuencas separativas se tomará un valor de CMS de 200 mg/l, *Anta et al, (2010)*. Para los valores de C_{max} se adoptarán 1.200 mg/l para el sistema unitario y 850 mg/l para el separativo. Así, como ejemplo se muestra el polutograma de proyecto asociado al hidrograma de 1,4 años de periodo de retorno y para los valores de CMS y la curva de masas y volúmenes movilizados escogidos. En cualquier caso sirva este polutograma de ejemplo ya que no se deben utilizar lluvias extremas para evaluar la contaminación sino la serie de lluvias producidas por ejemplo a lo largo de todo el año medio.

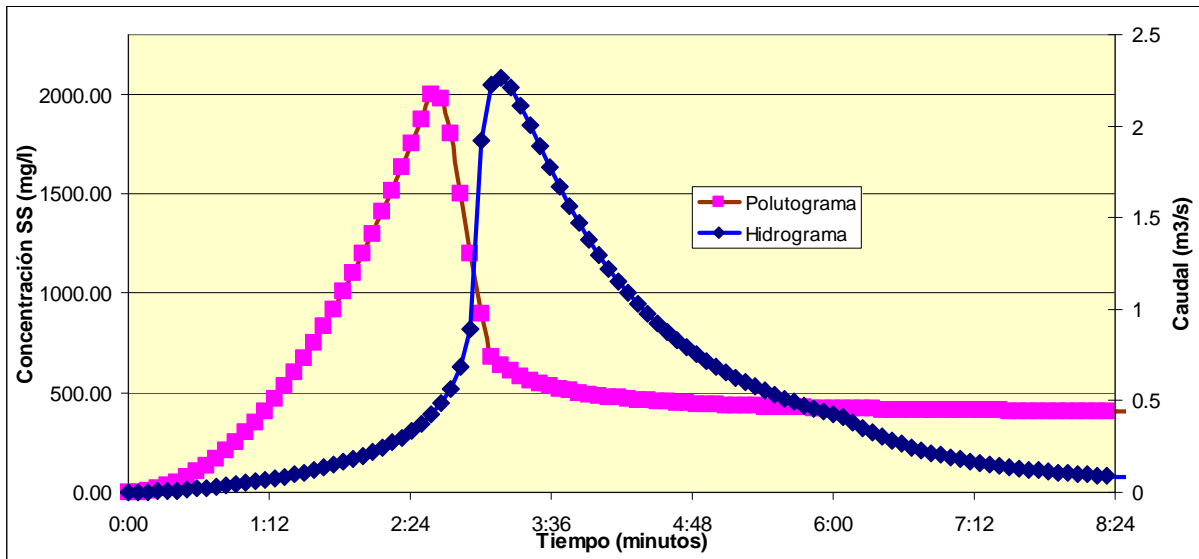


Figura 2-32. Polutograma de proyecto para el hidrograma de $Tr= 1,4$ años cuenca unitaria

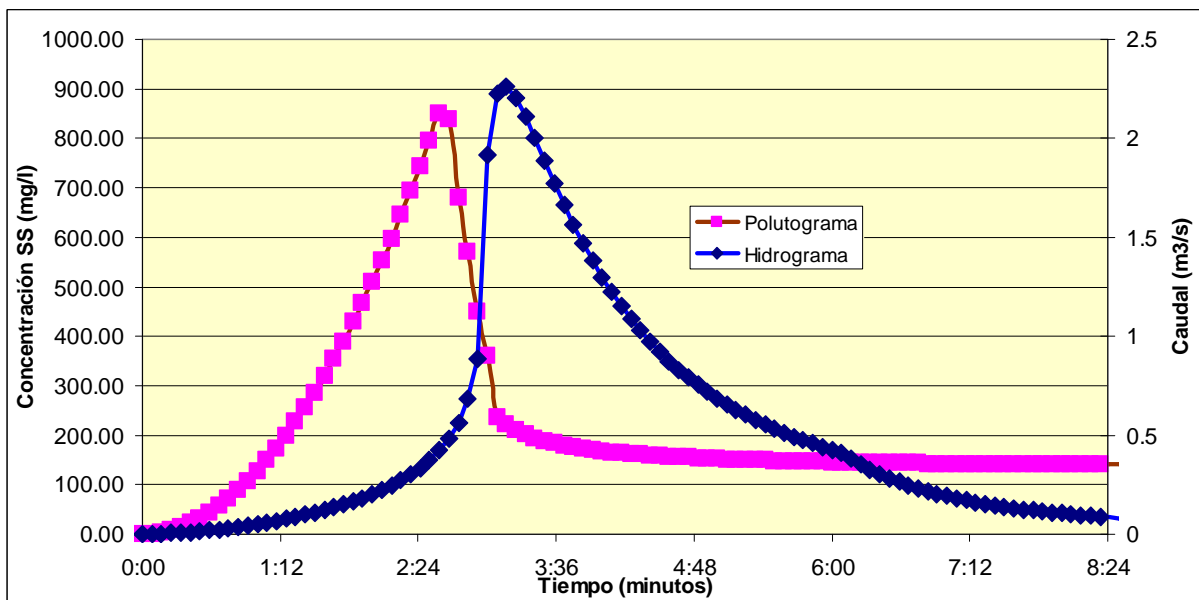


Figura 2-33. Polutograma de proyecto para el hidrograma de $Tr= 1,4$ años cuenca separativa

A partir de este polutograma se van a calcular las concentraciones y cargas de contaminación asociada a la escorrentía urbana (EPA, 1976, citada en ASCE, 1993 y en Puertas, 2010) que se concreta en tres niveles: - Nivel I: en el que se calculan las cargas medias anuales para estimar la contaminación total aportada; - Nivel II: carga concreta asociada a los sucesos de precipitación; - Nivel III: variación de la carga contaminante a lo largo de un suceso de precipitación. De acuerdo a estos niveles de estudio se propone evaluarlos los tres por separado. Para ello se deberá disponer de las precipitaciones de varios años medios en la zona de estudio. Para esto se tomarán los datos publicados de precipitación diaria del SAIH de la CHS para un año y a partir de ellos se distribuirán considerando que se reparten mediante el método de los bloques alternos en lluvias de duración 6 horas.

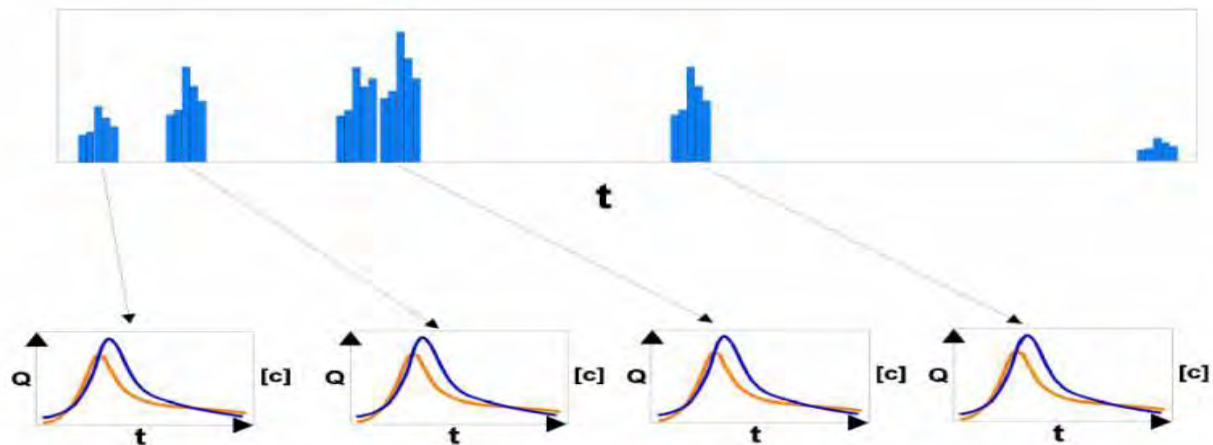


Figura 2-34. Polutogramas e hidrogramas a lo largo de un año medio

Capítulo 3 APLICACIÓN DE LAS DIRECTIVAS DE CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN A LA SOLUCIÓN PROPUESTA. APLICACIÓN DE LA NORMATIVA ATV A-128. PARÁMETROS DE VERTIDO DEL MEDIO RECEPTOR

ÍNDICE

3.1 INTRODUCCIÓN.....	2
3.2 CARACTERIZACIÓN DEL VERTIDO DE AGUAS UNITARIAS Y SEPARATIVAS. CONCEPTO DEL FIRST FLUSH	3
3.3 CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTROL DE Y TRATAMIENTO DE REBOSES (SCTR) EN FUNCIÓN DE LA FORMA DE MITIGAR LA CONTAMINACIÓN	4
3.4 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. ATV A-128.....	4
3.4.1 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO TOTAL EN EL SISTEMA DE SANEAMIENTO.....	5
3.4.2 APLICACIÓN ATV A- 128 A LA CUENCA DE ESTUDIO.....	12
3.4.3 APLICACIÓN ATV A-128 MODIFICADA CON LAS CONDICIONES DE LA ZONA DE ESTUDIO	14
3.4.4 DETERMINACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE CADA ESTRUCTURA CON ALIVIADERO.....	15
3.4.5 DISEÑO DETALLADO DE CADA INFRAESTRUCTURA.....	15
3.4.6 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA	16
3.5 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. BS 8005.....	16
3.5.1 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA	17
3.6 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. UNE EN752-4.....	17
3.7 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES SEPARATIVAS. MÉTODOLOGÍA ESTADOUNIDENSE	18
3.8 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. INSTRUCCIONES TÉCNICAS PARA OBRAS HIDRÁULICAS EN GALICIA (ITOHG).....	19
3.9 APLICACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE LAS DIVERSAS NORMATIVAS A LA SERIE ANUAL DE PRECIPITACIONES DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	21
3.9.1 REDES UNITARIAS	22
3.9.2 REDES SEPARATIVAS Y DEPÓSITO DE RETENCIÓN TAMAÑO ATV 23	
3.9.3 CONCLUSIONES	24

3.1 INTRODUCCIÓN

Ante la necesidad de proteger el medio receptor acuático, en este caso el Mar Menor, y en consonancia con la Directiva Marco del Agua, en los últimos tiempos se esta prestando especial atención a los vertidos que, desde los sistemas de saneamiento, y durante los episodios de lluvia, se producen al medio receptor. Estos vertidos se denominan Descargas de los Sistemas Unitarios (DSU) o Descargas de los Sistemas Separativos (DSS) y contienen no solo agua de lluvia sino también residuos domésticos e industriales, materiales tóxicos, microorganismos patógenos, nutrientes, metales que tiene un efecto muy nocivo sobre el estado ecológico de las aguas receptoras del vertido. Aproximadamente un 50% de la contaminación que llega al medio receptor proviene de vertidos en tiempo de lluvia por lo que se anulan los logros conseguidos por el tratamiento de aguas en tiempo seco en las estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR).

La Directiva 91/271/CEE sobre tratamiento de aguas residuales cita la necesidad de minimizar los vertidos de las aguas de tormenta. En el RD 606/2003 Reglamento del Dominio Público Hidráulico, desarrollo reglamentario de la Ley de Aguas, se establece la necesidad de controlar los vertidos imponiendo unas condiciones del efluente pensadas para aguas tratadas en una EDAR, sin distinguir los vertidos por aliviaderos en tiempos de lluvia. De esta forma en España no existe una referencia legal que limite la contaminación vertida por los reboses de alcantarillado unitario sobre medios acuáticos fluviales. Se han otorgado autorizaciones de vertido una vez se aseguren unos valores de dilución mínimos.

La única normativa que establece unos límites a los vertidos en tiempo de lluvia es la Orden de 13 de julio de 1993 Instrucción para el proyecto de conducciones de vertido desde tierra al mar que trata sobre todo acerca de los emisarios submarinos exigiendo unos parámetros mínimos de vertido y en la que se requiere un análisis de las condiciones de dilución alcanzadas en puntos cercanos al de vertido, así como el estado de influencia de éste sobre el medio receptor.

Por otra parte la norma europea UNE-EN 752 de sistemas de desagües y alcantarillados exteriores a edificios cita como requisitos básicos para que se produzca el rebosamiento de alcantarillados combinados (redes unitarias) fijar las cargas contaminantes del agua a aliviar, los caudales, el volumen, la duración y frecuencia de las descargas, las concentraciones de la contaminación y la presión hidrobiológica.

En este escenario en el que no existe un marco legal claro pero en el que la Directiva Marco del Agua incide en el buen estado ecológico de las aguas, y en el que la Ley de Responsabilidad Medioambiental y su Reglamento empiezan su andadura es necesario plantear la estrategia para limitar la contaminación provocada a partir de las DSU

3.2 CARACTERIZACIÓN DEL VERTIDO DE AGUAS UNITARIAS Y SEPARATIVAS. CONCEPTO DEL FIRST FLUSH

Si las aguas que rebosan proceden de un sistema unitario DSU contendrán la contaminación propia del agua de lluvia, que procede de la atmósfera y de la suciedad recogida en la superficie de las calles, la contaminación propia de las aguas residuales con la que se mezcla, y la contaminación existente en el interior de las redes de saneamiento incrustada en tiempo seco y que se resuspende durante los episodios de lluvia.

En cambio las redes separativas únicamente contendrán la contaminación aportada por la atmósfera y la recogida en la superficie de las calles.

Dichas aguas contendrán sedimentos (SS, SD, SV, SNV); sustancias con demanda de oxígeno (DBO₅, DQO y TOC); organismos patógenos (CF, CT, EC); nutrientes (C, N, P); metales pesados (Pb, Cu, y Zn). En el proyecto Programa de Medición de Descargas de Sistemas Unitarios PROMEDSU la Universidade da Coruña junto con el Ministerio de Medio Ambiente realizó la medición de varios episodios de lluvia en redes unitarias, a continuación se muestran los resultados obtenidos de las concentraciones medias de suceso para los diferentes contaminantes y ciudades en diversos episodios de lluvia:

CMS (mg/L)	Se	M	B	Vi	V	Promedio
DQO	833.7	679.8	583.9	670.8	293.2	612.3
DBO5	388.8	384.3		324.0	166.2	315.8
COT	35.0	53.2	33.2	22.2	34.9	35.7
NTK	46.4	38.0	17.1	20.2	40.5	32.4
NH4+	22.0	19.0	5.7	8.2	13.8	13.8
P-total	4.9	7.5	9.0	5.5	6.2	6.6
SS	733.4	597.3	527.5	421.2	229.4	501.8
SSV	486.7	353.3		224.0	134.3	299.6
SD	324.9	361.7	631.3	272.8	964.4	511.0
SDV	131.6	173.0		147.5	279.1	182.8
ST	1058.3	959.0	1158.8	694.0	1193.8	1012.8
Turbidez	222.0	209.6		117.2	125.0	168.5
Cond.	0.5	0.7	1.4	0.5	1.3	0.9
Temp	18.9	16.4	22.4	18.7	19.5	19.2
pH	7.4	8.0	7.6	7.4	7.6	7.6
Cu (dis)	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
Zn (dis)	0.4	0.3	0.0	0.9	0.2	0.4
Pb (dis)	0.4	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1
HC (dis)	5.1	5.7	4.7	3.2	1.4	4.0

Tabla 3-1. Resultados Estudio PROMEDSU (Suarez et al., 2001)

Como término medio se puede asumir que existirá un primer lavado, first – flush, entendido como que las primeras aguas de escorrentía transportan una cantidad mayor de contaminantes que las que llegan posteriormente, aunque no es un proceso tan nítido como puede pensarse de forma intuitiva. En el Apartado 2.8 se

puede ver que la curva *Movilización de Masas de Agua y Contaminantes* tipo adoptada para el presente proyecto.

3.3 CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTROL DE Y TRATAMIENTO DE REBOSES (SCTR) EN FUNCIÓN DE LA FORMA DE MITIGAR LA CONTAMINACIÓN

Elegiremos entre:

- FRECUENCIA DE REBOSES: se fija el número máximo de descargas desde el sistema de saneamiento al año (método propuesto por la Directiva 91/271) es el que se postula como el que se incluirá en futuras legislaturas
- CANTIDAD DE CONTAMINACIÓN EMITIDA: lo que en los Estados Unidos denominan Water Quality Control Volume
- CUMPLIMIENTO DE ESTÁNDARES DE EMISIÓN: en función del medio receptor controlando unos u otros parámetros en función del medio. Ejemplo UPM (Urban Pollution Management)

Además se deberá retener el denominado primer lavado lo cual se tiene en cuenta en cualquiera de los posibles criterios nombrados anteriormente. Es este escenario en el que se tiene claro la necesidad de minorar estos sucesos, aparecen las actuaciones para el control de vertidos:

- Técnicas en origen, Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS)
- Técnicas de control aguas abajo: Sistemas de Control y Tratamiento de Rebores (SCTR)

3.4 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. ATV A-128

La normativa alemana ATV A-128, "Standards for the Dimensioning and design of Stormwater structures in combined sewers", se aplica a sistemas de saneamiento unitarios con aliviadero. Los criterios de esta normativa tienen por objeto proteger el medio receptor y la EDAR. Así se establece:

- el caudal máximo que se envía desde la red de alcantarillado a la EDAR debe ser menor o igual al caudal máximo que la estación es capaz de tratar en todos sus procesos;
- la contaminación total movilizada hacia el medio receptor por las DSU y por la EDAR en tiempo de lluvia no debe ser superior a la que hubiese vertido si el sistema fuese separativo.

Para realizar los cálculos la normativa propone una metodología que permite estimar la contaminación movilizada hacia el medio receptor sin necesidad de realizar una

modelización numérica del sistema. Utiliza como base temporal el año y la carga anual de demanda química de oxígeno (DQO) como indicador de la contaminación movilizadora por el sistema de saneamiento. La formulación desarrollada utiliza el valor de precipitación media anual, la concentración media de DQO de las aguas de escorrentía, la concentración media de DQO en las aguas en tiempo seco; y la concentración media de DQO en el efluente de la EDAR. Partiendo de estos valores y de la superficie urbana de drenaje calcula el volumen total de almacenamiento en la red para cumplir con los objetivos impuestos en términos de DBO vertida al medio receptor.

Así, una vez calculado el volumen se determinarán los volúmenes de cada posible estructura de alivio a situar a lo largo de la cuenca de estudio, dividiéndose entre estructuras de alivio de primer lavado ($t_c=10-15$ minutos), y depósitos aliviaderos de sedimentación (se fijarán velocidades ascensionales, etc), o incluso ambos a la vez.

Hay que tener en cuenta que esta norma penaliza los depósitos y hace los interceptores pequeños, es decir envía a la EDAR el agua justa, a diferencia de la norma inglesa.

La norma ATV A-128 calcula: - la concentración de DQO de las aguas pluviales; la concentración de DQO de las aguas residuales en tiempo seco teniendo en cuenta la pendiente de los colectores y la resuspensión de contaminantes; la concentración de DQO en las aguas unitarias producto de la mezcla de las residuales y las pluviales. Con esto y el volumen de las pluviales respecto a las residuales calcula la relación de mezcla y el porcentaje de contaminantes vertido a partir de la relación entre la concentración de DQO de la mezcla y de las pluviales. Con este porcentaje calcula el volumen de tanque necesario compensar la diferencia de contaminantes que se verterían en esta situación sin tanque y los que se verterían si todo el agua de lluvia no se mezclara con agua residual, es decir, fuera por redes separativas.

3.4.1 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO TOTAL EN EL SISTEMA DE SANEAMIENTO

Para determinar el volumen de almacenamiento necesario para una cuenca de una superficie concreta, en primer lugar se calcula el volumen de almacenamiento específico (m^3/ha) a partir de dos variables: 1) el porcentaje de alivio o rebose permitido e_0 , y 2) el caudal específico de aguas de escorrentía q_r , en $l/(s.ha)$. El volumen de almacenamiento total es el producto del volumen específico por el área impermeable de la cuenca.

El valor del rebose permitido, e_0 , es función de la concentración media de contaminante en el alivio al medio, C_{c0} , que a su vez depende de la relación de mezcla entre las aguas de escorrentía y el caudal residual doméstico, comercial e industrial. Como es lógico cuanto más contaminada esté el agua de rebose del sistema unitario menos cantidad podrá ser vertida, lo que repercutirá en un incremento del volumen de almacenamiento necesario. Así se calcula:

$$C_{c0} = \frac{m \cdot c_r + c_d}{m + 1} \quad (3.1)$$

Donde:

m = es la relación de mezcla media en el agua de rebose,

c_r = es la concentración media de DQO en el agua de escorrentía en mg/l

c_d = es la concentración teórica de diseño de DQO del agua residual en tiempo seco en mg/L

Para calcular m , relación de mezcla en el agua de rebose hacemos:

$$m = \frac{Q_{r0} + Q_{rS24}}{Q_{dw24}} \quad (3.2)$$

Donde:

Q_{r0} = es el caudal de agua de escorrentía medio a la entrada a la estructura durante los reboses (L/s)

Q_{rS24} = es el caudal medio de agua de escorrentía de las áreas separativas (l/s)

Q_{dw24} = caudal medio en tiempo seco (l/s)

Hoy en día ha quedado demostrado que el valor de m calculado según la ATV no es del todo correcto ya que no tiene del todo en cuenta la resuspensión de contaminantes que se produce en el interior de los colectores. Para calcular el caudal de escorrentía medio de entrada a la estructura durante los reboses, Q_{r0} hacemos:

$$Q_{r0} = \frac{V_{Q0}}{3.6.T_0} + Q_{r24} \quad (3.3)$$

Donde:

V_{Q0} = suma de los reboses de alcantarillado unitario en un año en m^3

T_0 = es la suma de las duraciones de los reboses de alcantarillado unitario en un año en horas

Q_{r24} = parte del caudal de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los reboses de alcantarillado unitario.

Como aproximación a la fórmula anterior la normativa en el caso de depósitos aliviadero propone:

$$Q_{r0} = a_f . (3.A_i + 3.2.Q_{r24}) \quad (3.4)$$

Donde:

a_f = coeficiente que depende del tiempo de concentración de la cuenca

A_i = área impermeable en ha

Para determinar el coeficiente a_f se utilizan las siguientes expresiones, donde t_f es el tiempo de concentración de la cuenca en horas:

$$\begin{cases} a_f = 0,5 + \frac{50}{t_f + 100} - si_t_f \leq 30 \\ a_f = 0,885 \frac{50}{t_f + 100} - si_t_f > 30 \end{cases} \quad (3.5)$$

El caudal de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los alivios se puede calcular como:

$$Q_{r24} = Q_{cw} - Q_{dw24} - Q_{rS24} \quad (3.6)$$

Donde:

Q_{cw} = caudal de aguas unitarias derivado a la EDAR

El caudal de aguas unitarias derivado hacia la EDAR Q_{dwx} es el caudal máximo admitido por la misma. Este caudal será la suma del doble del caudal punta diario de aguas residuales urbanas, Q_{px} , más el caudal de infiltración Q_{iw24} .

Señalar que la expresión 3.4 es válida únicamente si el caudal específico de agua de escorrentía que se dirige hacia la depuradora ($q_r=Q_{r24}/A_i$) es inferior a 2 L/(s.ha). Así para calcular el caudal diario de tiempo seco Q_{dw24} como la suma de los caudales residuales de aguas domésticas Q_{d24} , comerciales Q_{c24} , e industriales, Q_{i24} , y el caudal de infiltración Q_{iw24} :

$$Q_{dw24} = Q_{d24} + Q_{c24} + Q_{i24} + Q_{iw24} \quad (3.7)$$

Para determinar el caudal de escorrentía de las áreas separativas Q_{rS24} , se puede considerar que éste es igual al caudal residual de las mismas y obtenerlo aplicando la siguiente fórmula:

$$Q_{rS24} = Q_{d24} = \frac{I \cdot w_s}{86.400} \quad (3.8)$$

Donde:

w_s =dotación por habitante (l/(hab.día))

I = población servida. Esta fórmula se podrá aplicar cuando el área impermeable de las zonas separativas sea inferior a 10 ha. En caso contrario la norma propone medir en campo esta componente.

Concentración Media de DQO en el Agua de Escorrentía

Para estimar la concentración de DQO del agua de las DSU, C_{c0} , necesitamos calcular c_r , que es la concentración media de DQO en las aguas de escorrentía. Para la norma la concentración media de DQO en la escorrentía resulta de asumir una carga anual de 600 kg/ha de superficie impermeable que es lavada con unas condiciones medias de 800 mm de precipitación anual y un coeficiente de impermeabilidad de 0,7. Por lo tanto, la precipitación que llega a la red de alcantarillado es de 560 mm, por lo que la concentración media de DQO en las aguas de escorrentía se obtiene de dividir 600 kg/ha por 560 mm de lluvia neta, lo que da el valor de 107 mg/L. Si las áreas de superficie impermeable tienen una carga de contaminación anual de DQO superior a los 600 kg/ha de los que parte la norma, o el valor de la precipitación anual es distinto a 800 mm, el valor de c_r se puede recalcular.

Concentración Media de DQO en el Agua Residual en Tiempo Seco

Con el cálculo de la concentración teórica de diseño de DQO en el agua residual en tiempo seco c_d se finalizan los cálculos. El valor de partida de la instrucción para unas condiciones medias es de $c_{dw}= 600$ mg/L. Pero en este coeficiente se pueden considerar una serie de factores locales que pueden hacer que se aumente dicho valor. Esto se hace mediante el coeficiente c_d que se compone de una serie de coeficientes para contemplar valores superiores de carga contaminante en el agua

residual (a_p), la precipitación anual local (a_h), y los depósitos de sedimentos que previsiblemente pueden existir en la red de alcantarillado (a_a). La concentración teórica de diseño de DQO del agua residual de tiempo seco c_d se calcula como el valor de diseño por el producto de la suma de estos tres factores:

$$c_d = 600.(a_p + a_h + a_a) \quad (3.9)$$

- Corrección por carga de contaminación, a_p , para los casos en que se supere el valor de concentración de DQO medio de 600 mg/l en el caudal del agua residual de tiempo seco sin tratar,

$$\begin{cases} a_p = 1 \text{ --- para } c_{dw} \leq 600 \text{ mg / L} \\ a_p = \frac{c_{dw}}{600} \text{ para } c_{dw} > 600 \text{ mg / L} \end{cases} \quad (3.10)$$

Donde:

c_{dw} = es la concentración media ponderada de DQO en el caudal de tiempo seco, mg/L.

Para determinar la concentración media de DQO en el caudal de tiempo seco hacemos:

$$c_{dw} = \frac{Q_{d24}c_{d24} + Q_{c24}c_{c24} + Q_{i24}c_{i24}}{Q_{d24} + Q_{c24} + Q_{i24} + Q_{iw24}} \quad (3.11)$$

Donde:

c_{d24} = es la concentración de DQO de las aguas residuales domésticas

c_{c24} = es la concentración de DQO de las aguas residuales comerciales

c_{i24} = es la concentración de DQO de las aguas residuales industriales

Influencia de la precipitación anual, a_h . El volumen y duración de las DSU dependen de la precipitación anual h_{pr} (mm). Al aumentar la precipitación, el número de DSU aumenta y , por lo tanto, aumenta la cantidad de contaminación enviada hacia el medio receptor. La norma contempla el incremento o descenso de masa movilizada aumentando o disminuyendo la concentración de DQO en el agua residual con un factor de corrección que adopta los siguientes valores:

$$\begin{cases} a_h = \frac{h_{pr}}{800} - 1 \text{ --- para } 600 \text{ mm} \leq h_{pr} \leq 1.000 \text{ mm} \\ a_h = -0,25 \text{ --- para } h_{pr} < 600 \text{ mm} \\ a_h = +0,25 \text{ --- para } h_{pr} > 1.000 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.12)$$

- Influencia de los depósitos de sedimento en la red, a_a . El que se produzcan depósitos de sedimento en una red de alcantarillado depende de la tensión de arrastre que hay durante el tiempo seco y durante el tiempo de lluvia. Cuanto menor sea el caudal y la pendiente del alcantarillado, mayor probabilidad hay de que se produzcan depósitos. El factor que representa la influencia de los depósitos en la red a_a se calcula de la siguiente manera:

$$a_a = \frac{2 - \tau}{10} \left(\frac{24}{x_a} \right)^2 \geq 0 \quad (3.13)$$

$$x_a = \frac{24 \cdot Q_{dw24}}{Q_{dwx}} \quad (3.14)$$

$$\tau = 430 \cdot q_{dw24}^{0,45} \cdot 0,0001 \cdot [1 + 2 \cdot (IG_m - 1)] \quad (3.15)$$

Donde:

Q_{dwx} =caudal punta residual en tiempo seco (L/s)

q_{dw24} =caudal específico de tiempo seco (L/(s.ha))

IG_m =grupo de pendiente media del terreno

El caudal específico en tiempo seco se calcula mediante el cociente entre el caudal medio de tiempo seco y el área impermeable de la cuenca. A su vez el caudal punta diario se calcula según la fórmula siguiente:

$$Q_{px} = \frac{24}{x} Q_{d24} + \frac{24}{a_c} \cdot \frac{365}{b_c} \cdot Q_{c24} + \frac{24}{a_i} \cdot \frac{365}{b_i} \cdot Q_{i24} \quad (3.16)$$

Donde:

x = es el número de horas al día con consumo

a_c y a_i son las horas de trabajo al día

b_c y b_i son los días de trabajo al año

$$q_{dw24} = \frac{Q_{dw24}}{A_i} \quad (3.17)$$

El grupo de pendientes media del terreno IG_m se puede estimar a partir de la ponderación de los grupos de pendiente de las distintas subáreas de la cuenca:

$$IG_m = \frac{\sum A_{CA,i} \cdot IG_i}{\sum A_{CA,i}} \quad (3.18)$$

Donde:

$A_{CA,i}$ =es el área total de la cuenca de la subárea i-ésima, en ha

IG_i =indica el grupo de inclinación de la misma. El grupo de inclinación es función de la pendiente de cada subárea J_T , ver tabla 3-2.

IG	Pendiente Media del Terreno JT
1	$J_T < 1\%$
2	$1\% \leq J_T \leq 4\%$
3	$4\% \leq J_T \leq 10\%$
4	$J_T > 10\%$

Tabla 3-2. Grupos de pendiente media de la cuenca en función de la pendiente del terreno

Además la norma recoge el siguiente ábaco para el cálculo de a_a :

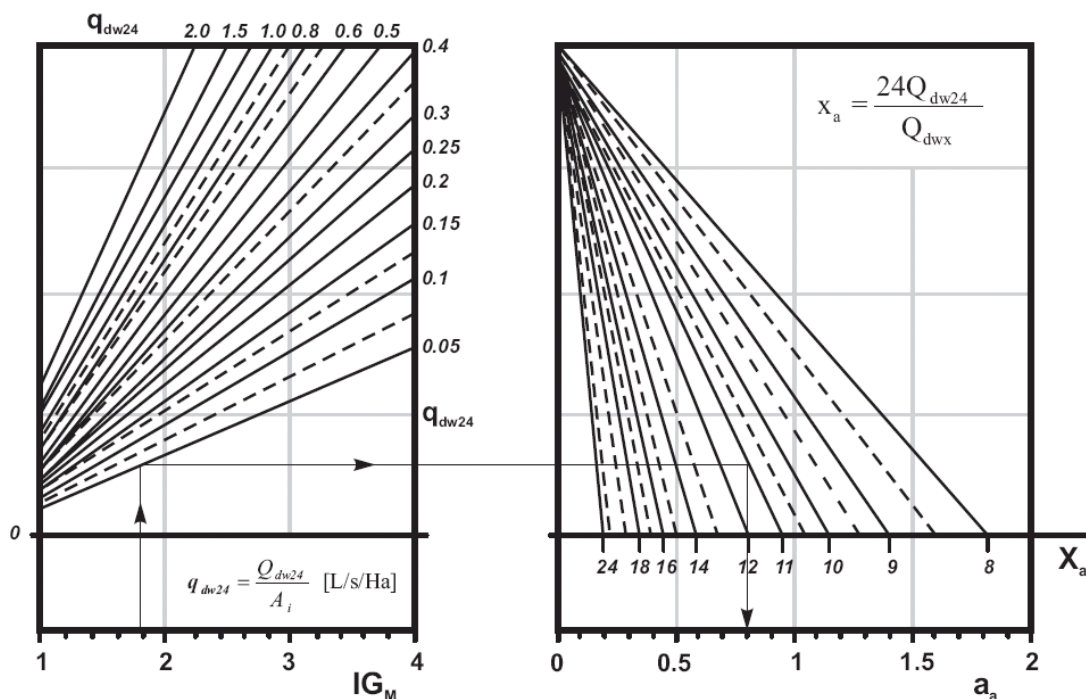


Figura 3-1. Determinación del coeficiente a_a (ATV, 1992)

Con lo visto hasta el momento ya podemos calcular la relación de mezcla, m . Además, con las concentraciones medias de DQO en el agua de escorrentía, c_r , y en las aguas residuales en tiempo seco, c_d , se puede determinar el valor de la concentración media de DQO en el agua aliviada hacia el medio receptor, c_{c0} .

Volumen de rebose anual permitido

Para calcular el valor del volumen de rebose anual permitido la instrucción impone que el valor de la contaminación vertida al medio receptor a través de los reboses y de la EDAR (en tiempo de lluvia) debe ser inferior al que se habría vertido al medio receptor si el sistema fueses separativo. Este balance de masas se expresa como:

$$PL_0 + PL_{tp} \leq PL_r \quad (3.19)$$

Donde:

PL_0 = carga de contaminación anual movilizada hacia el medio por las DSU (kg)

PL_{tp} = carga de contaminación anual asociada a las aguas de escorrentía vertidas por la EDAR (kg)

PL_r = carga de contaminación de la superficie lavada por el agua de lluvia (kg)

Desarrollando la expresión anterior se tiene:

$$VQ_r \cdot e_0 \cdot c_{c0} + VQ_r \cdot (1 - e_0) \cdot c_{tp} \leq VQ_r \cdot c_r \quad (3.20)$$

Donde:

VQ_r = volumen medio anual de agua de lluvia en m³

c_{tp} =concentración media de DQO en el efluente de la EDAR en mg/L.

Ahora ya podemos calcular e_0 , porcentaje de de la cantidad de agua residual unitaria vertida al medio, que se obtiene de la ecuación anterior sustituyendo los valores de c_r (107mg/L) y c_{ip} (70mg/L):

$$e_0 = \frac{3.700}{(c_{c0} - 70)} - en\% \quad (3.21)$$

Volumen de Almacenamiento Total

Una vez hemos calculado el porcentaje de alivio permitido pasamos al cálculo del volumen de almacenamiento del sistema para cumplir con el nivel de alivio permitido. Para ello en primer lugar se calcula el volumen de almacenamiento específico mediante el proceso siguiente:

- Comprobación de que las variables calculadas están en el rango de aplicación del método. Para ello comprobamos:

$$25\% \leq e_0 \leq 75\% \quad (3.22)$$

$$0,2 \leq q_r \leq 2,0 \quad (3.23)$$

$$q_r \leq \frac{\left[\left(\frac{48}{x_a} - 1 \right) \cdot Q_{dw24} - Q_{rS24} \right]}{A_i} \quad (3.24)$$

Donde:

q_r = caudal específico de agua de escorrentía, cociente entre el caudal de escorrentía derivado a la EDAR y la superficie de la cuenca.

x_a = coeficiente que relaciona el caudal punta y el caudal medio de aguas residuales

A continuación se calculan:

$$H_1 = \frac{4.000 + 25 \cdot q_r}{0,051 + q_r} \quad (3.25)$$

$$H_2 = \frac{36,8 + 13,5 \cdot q_r}{0,5 + q_r} \quad (3.26)$$

A partir de estos parámetros se puede determinar el volumen de almacenamiento específico como:

$$V_s = \frac{H_1}{e_0 + 6} - H_2 \quad (3.27)$$

Por último se comprueba que se cumpla:

$$3,60 + 3,84 \cdot q_r \leq V_s \leq 40 \quad (3.28)$$

Esta normativa limita el volumen de almacenamiento a 40 m³/ha neta y exige un volumen de almacenamiento específico mínimo de 3,6 m³/ha para alcanzar el efecto de sedimentación suficiente en el depósito aliviadero

3.4.2 APLICACIÓN ATV A- 128 A LA CUENCA DE ESTUDIO

Consideramos una superficie de 62,34 ha de superficie urbanizada con un 70% impermeabilizada y calcularemos el volumen del depósito con la formulación de la ATV A-128

<u>ATV A-128</u>			
Hidrológicos			
h_{pr}	Precipitación media anual, (mm)		800.00
A_i	Área impermeable de la cuenca de aportación, (ha)		43.64
A_{CA}	Área total de la cuenca de aportación, (ha)		62.34
t_f	Tiempo de concentración de la cuenca, (h)		0.74
J_T	Pendiente de la cuenca de aportación, (%)		0.30
Igm	Grupo de pendiente media del terreno, (-)	Ec 3.18	1.00
Caudales			
Q_{d24}	Caudal aguas residuales domésticas, (L/s)		21.65
Q_{c24}	Caudal aguas residuales comerciales, (L/s)		5.00
Q_{i24}	Caudal aguas residuales industriales, (L/s)		0.00
Q_{dw24}	Caudal de aguas residuales de infiltración, (L/s)		2.00
w_s	Dotación media diaria de aguas residuales urbanas de diseño, (L/(hab*día))		200.00
I	Población de diseño, (hab)		7169
Contaminación			
C_r	Concentración media DQO en las aguas de escorrentía, (mg/l)		107.00
C_{ip}	Concentración media DQO en el efluente de la EDAR, (mg/l)		70.00
C_{dw}	Concentración media de DQO en las aguas de tiempo seco, (mg/l)	Ec 3.11	558.11
C_{d24}	Concentración de DQO de las aguas residuales domésticas locales, (mg/l)		600.00
C_{c24}	Concentración de DQO de las aguas residuales comerciales locales, (mg/l)		600.00
C_{i24}	Concentración de DQO de las aguas residuales industriales locales, (mg/l)		600.00
Volúmenes descargados y caudales			
θ_o	Porcentaje de rebose anual permitido, (%)	Ec 3.21	43.81
m	Relación de mezcla media en el agua de rebose	Ec. 3.02	19.44
Q_{rS24}	Caudal de agua de escorrentía de las áreas separativas, (L/s)	Ec 3.08	0.00
Q_{dw24}	Caudal medio en tiempo seco, (L/s)	Ec 3.07	28.65
Q_{px}	Caudal punta diario de tiempo seco, (L/s)	Ec 3.16	66.08
Q_{ro}	Caudal de agua de escorrentía medio en la entrada de la estructura durante los reboses, (L/s)	Ec	
		3.03,3.04	556.98
Q_{r24}	Fracción del caudal de agua de escorrentía que se dirige hacia la EDAR en tiempo de lluvia, (L/s)	Ec 3.06	71.35
Q_{cw}	Caudal de aguas unitarias derivado hacia la EDAR, (L/s)		100.00
VQo	Volumen de DSU anuales, (m ³)		
T_o	Duración total de las DSU anuales, (h)		
a_f	Coeficiente para estimar Q_{ro}	Ec 3.05	1.00

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

ATV A-128

Caudales Específicos

q_r	Caudal específico de agua de escorrentía que se dirige hacia la EDAR en tiempo de lluvia, (L/(s*ha))		1.64
q_{dw24}	Caudal específico en tiempo seco	Ec 3.17	0.66

Contaminación

C_{co}	Concentración media DQO en el alivio al medio receptor, (mg/l)	Ec 3.01	154.46
C_d	Concentración media de diseño de DQO en las aguas en tiempo seco	Ec 3.09	1077.18
a_p	Coefficiente de corrección de cd por la carga de contaminación, (-)	Ec 3.10	1.00
a_h	Coefficiente de corrección de cd por la precipitación anual, (-)	Ec 3.12	-0.25
a_a	Coefficiente de corrección de cd por la presencia de depósitos en la red, (-)	Ec 3.13	1.05
x_a	Coefficiente para estimar a_a	Ec 3.14	10.40
r	Parámetro para estimar a_a	Ec 3.15	0.04

Volumen de depósito

V_s	Volumen de almacenamiento específico, (m3/ha neta)	Ec 3.27	20.54
$H1$	Coefficientes para la estimación del volumen de almacenamiento específico, (-)	Ec 3.25	2396.53
$H2$	Coefficientes para la estimación del volumen de almacenamiento específico, (-)	Ec 3.26	27.57
V	Volumen de almacenamiento de la estructura con aliviadero	Ec 3.29	896.32

Se realizan a continuación las comprobaciones sugeridas en dicha normativa, recogidas en 3.22 3.23 y 3.24:

Vemos en la tabla anterior que 3.22 y 3.23 se cumplen. Respecto a 3.24:

$$1.64 \text{ (L/(s*ha))} \leq 2.37 \quad \text{se cumple}$$

Además también se debe cumplir:

$$3,60 + 3,84 \cdot q_r \leq V_s \leq 40 \quad (3.28)$$

Para nuestro caso: $9.87 \leq 20.54 \leq 40$, luego se cumple.

3.4.3 APLICACIÓN ATV A-128 MODIFICADA CON LAS CONDICIONES DE LA ZONA DE ESTUDIO

En el presente proyecto se considera que la lluvia anual del año 2010 que es de 494,8 mm de los que alcanzan la red el 70% por el coeficiente de impermeabilidad, que son 269 mm, por lo que la concentración media de DQO si se supone la cuantía de 281 kg por hectárea de superficie, el valor de c_r , concentración de será de 81,2 mg/l de DQO. Sustituyendo nos queda:

ATV A-128			
Hidrológicos			
h_{pr}	Precipitación media anual, (mm)		494.80
A_i	Área impermeable de la cuenca de aportación, (ha)		43.64
A_{CA}	Área total de la cuenca de aportación, (ha)		62.34
t_f	Tiempo de concentración de la cuenca, (h)		0.74
J_T	Pendiente de la cuenca de aportación, (%)		0.30
I_{gm}	Grupo de pendiente media del terreno, (-)	Ec 3.18	1.00
Caudales			
Q_{d24}	Caudal aguas residuales domésticas, (L/s)		21.65
Q_{c24}	Caudal aguas residuales comerciales, (L/s)		5.00
Q_{i24}	Caudal aguas residuales industriales, (L/s)		0.00
Q_{dw24}	Caudal de aguas residuales de infiltración, (L/s)		2.00
w_s	Dotación media diaria de aguas residuales urbanas de diseño, (L/(hab*día))		200.00
I	Población de diseño, (hab)		7169
Contaminación			
c_r	Concentración media DQO en las aguas de escorrentía, (mg/l)		81.23
c_{ip}	Concentración media DQO en el efluente de la EDAR, (mg/l)		70.00
c_{dw}	Concentración media de DQO en las aguas de tiempo seco, (mg/l)	Ec 3.11	558.11
c_{d24}	Concentración de DQO de las aguas residuales domésticas locales, (mg/l)		600.00
c_{c24}	Concentración de DQO de las aguas residuales comerciales locales, (mg/l)		600.00
c_{i24}	Concentración de DQO de las aguas residuales industriales locales, (mg/l)		600.00
Volúmenes descargados y caudales			
e_0	Porcentaje de rebose anual permitido, (%)	Ec 3.21	18.73
m	Relación de mezcla media en el agua de rebose	Ec. 3.02	19.44
Q_{rS24}	Caudal de agua de escorrentía de las áreas separativas, (L/s)	Ec 3.08	0.00
Q_{dw24}	Caudal medio en tiempo seco, (L/s)	Ec 3.07	28.65
Q_{px}	Caudal punta diario de tiempo seco, (L/s)	Ec 3.16	66.08
Q_{r0}	Caudal de agua de escorrentía medio en la entrada de la estructura durante los reboses, (L/s)	Ec	
		3.03,3.04	556.98
Q_{r24}	Fracción del caudal de agua de escorrentía que se dirige hacia la EDAR en tiempo de lluvia, (L/s)	Ec 3.06	71.35
Q_{cw}	Caudal de aguas unitarias derivado hacia la EDAR, (L/s)		100.00
V_{Q0}	Volumen de DSU anuales, (m ³)		
T_0	Duración total de las DSU anuales, (h)		
a_f	Coeficiente para estimar Q_{r0}	Ec 3.05	0.9963
Caudales Específicos			
q_r	Caudal específico de agua de escorrentía que se dirige hacia la EDAR en tiempo de lluvia, (L/(s*ha))		1.635
q_{dw24}	Caudal específico en tiempo seco	Ec 3.17	0.66

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

ATV A-128

Contaminación

C_{co}	Concentración media DQO en el alivio al medio receptor, (mg/l)	Ec 3.01	129.95
C_d	Concentración media de diseño de DQO en las aguas en tiempo seco	Ec 3.09	1077.18
a_p	Coeficiente de corrección de c_d por la carga de contaminación, (-)	Ec 3.10	1.00
a_h	Coeficiente de corrección de c_d por la precipitación anual, (-)	Ec 3.12	-0.25
a_a	Coeficiente de corrección de c_d por la presencia de depósitos en la red, (-)	Ec 3.13	1.05
X_a	Coeficiente para estimar a_a	Ec 3.14	10.40
r	Parámetro para estimar a_a	Ec 3.15	0.04

Volumen de depósito

V_s	Volumen de almacenamiento específico, (m3/ha neta)	Ec 3.27	69.32
$H1$	Coeficientes para la estimación dl volumen de almacenamiento específico, (-)	Ec 3.25	2396.53
$H2$	Coeficientes para la estimación dl volumen de almacenamiento específico, (-)	Ec 3.26	27.57
V	Volumen de almacenamiento de la estructura con aliviadero	Ec 3.29	3024.92

En estos cálculos la anterior ecuación 3.21 quedaría:

$$e_0 = \frac{(82,3 - 70) * 100}{(c_{c0} - 70)} - en\% \quad (3.21.1)$$

Es de resaltar que debido a la metodología que sigue esta normativa, al comparar los resultados de este apartado con los del apartado 3.4.2 se observa que, al haber tomado en este apartado una menor cantidad de contaminación sobre la superficie de la cuenca el valor de c_r es menor pero el porcentaje de rebose, calculado como la diferencia entre la DQO de la escorrentía y la del agua residual dividido por la diferencia entre la DQO de la mezcla y la del agua residual da un valor menor en el presente apartado y hace que el depósito salga ahora mucho mayor.

3.4.4 DETERMINACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE CADA ESTRUCTURA CON ALIVIADERO

Una vez calculado el volumen total de almacenamiento en la red de saneamiento se pasa al diseño de cada una de las estructuras situadas a lo largo de la cuenca y que materializan el volumen calculado anteriormente. En nuestro caso dada la forma y el tamaño de nuestra cuenca en principio se contará con un único depósito antes de la emisión al medio receptor. La norma propone una evaluación detallada analizando series históricas de precipitación como vamos a realizar en nuestro caso con un año de precipitaciones.

3.4.5 DISEÑO DETALLADO DE CADA INFRAESTRUCTURA

Donde se mencionan criterios de volumen mínimo a adoptar:

$$V_{s,min} = 3,6 + 3,84.q_r \quad (3.28.2)$$

Del mismo modo se habla de volúmenes mínimos de 100 m³, de tiempos de vaciado no superiores a 10-15 horas y también se habla de que el tanque con el volumen calculado debe cumplir otras condiciones como son que debe tener una forma rectangular con una velocidad ascensional inferior a 10 m/h para una lluvia crítica de

15l/(s.ha). Además para evitar resuspensión de sólidos para un caudal máximo provocado por los 15 l/(s.ha) la velocidad horizontal del flujo hacia la salida en los depósitos rectangulares es menor que 0,05 m/s; además se debe lograr una relación largo/ancho superior a 2:1

3.4.6 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA

La lluvia crítica es aquella con la que ningún aliviadero entra en funcionamiento, es decir es la lluvia para la que no se produce DSU. Subyace a este concepto el de Water Quality Control Volume WQCV americano que habla de la retención de en torno al 90% de la escorrentía anual a partir del volumen determinado por la primera pulgada de agua de escorrentía almacenada. Así, diseñando depósitos que almacenen la lluvia crítica durante el periodo de tiempo equivalente al periodo de mayor transporte de contaminantes o de lavado se conseguirá este objetivo.

El método alemán introduce valores entre 7,5 y 15 l/s y ha impermeable que varía en función del tiempo de concentración de la cuenca. Para tiempos de concentración inferiores a 120 minutos, la lluvia crítica viene dada por la fórmula:

$$lluvia_crítica = 15 \cdot \frac{120}{t_c + 120} \text{ en l/s y ha impermeable} \quad (3.29)$$

Para $t_c > 120$ min $lluvia_crítica = 7,5$ en l/s y ha impermeable

Donde:

t_c = tiempo de concentración de la cuenca de estudio

Con esto se determina el volumen mínimo que consigue evitar la contaminación producida por la primera lluvia, si se quiere reducir el caudal que va hacia la estación de depuración es necesario ampliar la capacidad del tanque de tormenta mediante la metodología vista anteriormente.

3.5 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. BS 8005

Se basa en definir el caudal máximo a enviar a ala EDAR, que además estará en torno a las 6-7 veces el caudal máximo de residuales. Esto se calcula mediante la siguiente metodología:

$$Q = DWF + 1.360.P + 2.E \quad (3.30)$$

Donde:

Q = caudal enviado a la EDAR

DWF = caudal en tiempo seco

E = caudal medio industrial

P = población

Para nuestro caso Q adopta el valor de 139 l/s por lo que el resto de volumen generado deberá ser La fórmula inglesa se empleó en Liverpool por primera vez en los años cincuenta. Supone llevar un importante caudal hacia la depuradora, lo que permite disminuir el volumen de retención de los tanques de tormenta. En general crea problemas a la entrada de la estación de depuración, ya que obliga a que el tratamiento primario se diseñe para estos caudales, mientras que el secundario se suele diseñar para el caudal punta en tiempo seco, del orden de 2 a 2,5 veces el caudal medio en tiempo seco. Por lo tanto, este criterio obliga a grandes diámetros en los interceptores, importantes caudales de diseño en el pretratamiento y decantación primaria, importante obra de bombeo a la entrada de la planta y a pequeños volúmenes de retención en los tanques de tormenta. Así, interceptores grandes, tanques de retención pequeños y dependiendo del medio receptor se verterá una cantidad u otra pero ya con una dilución de cómo mínimo 6:1.

3.5.1 CONCEPTO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CRÍTICA

En cuanto al volumen del tanque de tormenta, podemos indicar que existe un criterio generalizado de que este volumen sea capaz de retener la contaminación producida por la primera lluvia como mínimo, la denominada lluvia crítica. En este sentido la norma *British Standard* señala que este volumen corresponde al necesario para que una lluvia de 20 minutos de duración y con una intensidad de 10 litros por segundo y hectárea no produzca vertidos por el aliviadero de tormentas.

Para nuestra cuenca se obtendrían 523 m³ teniendo en cuenta que el 70% de la cuenca es impermeable.

3.6 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. UNE EN752-4

Del mismo modo a las anteriores la norma UNE-EN 752: *SISTEMAS DE DESAGÜE Y ALCANTARILLADO EXTERIORES A EDIFICIOS* recoge las siguientes recomendaciones orientadas al control de la contaminación provocada por la red en tiempo de lluvia, y siempre dependiendo del grado de protección requerido de acuerdo a la sensibilidad del medio receptor:

Así se recomienda:

Intensidad crítica de lluvia = entre 10l/s.ha y 30l/s.ha

Coeficiente de dilución: entre 5 y 8

3.7 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES SEPARATIVAS. MÉTODOLÓGÍA ESTADOUNIDENSE

La presente metodología se aplica a redes separativas y se basa en alcanzar el WQCV como el volumen de almacenamiento que se define a partir de series anuales de precipitación y busca tratar un porcentaje de volumen de escorrentía movilizado anualmente que está entre el 80 y el 90%. Valores típicos de este parámetro oscilan entre 12 y 25 mm de almacenamiento por hectárea neta de la cuenca. Una vez diseñado este volumen además se calculan los rendimientos de sedimentación que se producen en los depósitos diseñados con los citados volúmenes. Así, nos remitimos a los Sólidos en Suspensión para cuantificar el rendimiento ya que éstos representan muy bien el funcionamiento de la contaminación particulada de algunos contaminantes consumidores de oxígeno y metales pesados.

Para definir el volumen vamos a aplicar el método simplificado:

$$WQCV = P.R_v.A \quad (3.31)$$

Donde:

P = valor de la precipitación de percentil 90%

A = superficie de la cuenca

R_v = coeficiente volumétrico de escorrentía que se estima como:

$$R_v = 0,05 + 0,009.I \quad (3.32)$$

Donde:

I = porcentaje de impermeabilidad en %

Para el año de precipitaciones utilizado tenemos que el valor de la precipitación que ocupa el percentil del 90% de no ser superado de los días de lluvia del año es el de 21,26 mm por lo que el volumen obtenido es de:

$$WQCV=8.970 m^3$$

Una vez tenemos este volumen se aplicarán las ecuaciones de sedimentación detalladas en el *Capítulo 5* para comprobar el rendimiento en cuanto a retención de contaminantes alcanzado.

3.8 DISEÑO DE DEPÓSITOS DE CONTROL DE REBOSES EN REDES UNITARIAS. INSTRUCCIONES TÉCNICAS PARA OBRAS HIDRÁULICAS EN GALICIA (ITOHG)

Dicha normativa técnica propone una metodología para la determinación del volumen necesario en los depósitos de control de reboses basada en objetivos de protección del medio receptor.

Para la definición de los caudales que intervienen se plantean las siguientes ecuaciones:

$$Q_E = QH_{p,urb} + QH_{p,ind} + QD_{m,inf} + QP \quad (3.33)$$

Donde:

Q_E = caudal de entrada a la estructura

$QH_{p,urb}$ = caudal punta urbano de residuales

$QH_{p,ind}$ = caudal punta de residuales industriales

$QD_{m,inf}$ = caudal de infiltración

QP = caudal punta de aguas pluviales, todos en l/s

El caudal de salida del depósito deberá tener en cuenta el caudal máximo de tratamiento de la EDAR, determinado por el caudal máxima del tratamiento secundario, normalmente se adoptarán los siguientes valores:

$$Q_S = 3 \cdot Q_{p,TOTAL} \quad (3.34)$$

Donde:

Q_S = caudal de salida del depósito

$Q_{p,total}$ = caudal diario punta total de aguas residuales urbanas de la cuenca, que se calcula como:

$$QD_{p,total} = QD_{p,urb} + QD_{p,ind} + QD_{m,inf} \quad (3.35)$$

Donde:

$QD_{p,urb}$ = caudal diario punta de agua residual de origen urbano

$QD_{p,ind}$ = caudal diario punta de agua residual de origen industrial

$QD_{m,inf}$ = caudal diario medio de infiltración

La instrucción se decanta por proteger el medio y la EDAR. De manera completa la normativa técnica incluye la siguiente metodología para determinar el volumen de los depósitos:

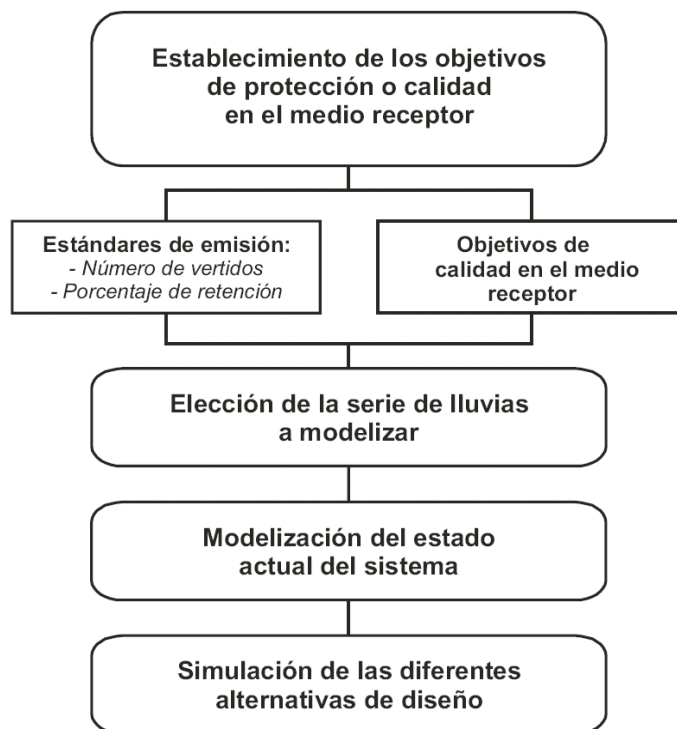


Figura 3-2. Procedimiento para la estimación del volumen necesario de los depósitos de detención según la normativa de la AHG-Xunta de Galicia (ITOGH). Tomada de Puertas, J. 2008.

Según el esquema anterior en primer lugar se establecen los objetivos de protección o calidad del medio receptor. Éstos se centran principalmente en los dos siguientes:

- Limitar el número de DSU al medio receptor en el año medio a un valor de entre 15 y 20 veces.
- Limitar el porcentaje de agua vertida a un 10-15% del volumen total de lluvia neta de la cuenca.

Estos criterios son generales y no analizan la influencia en el medio receptor.

A continuación se debe seleccionar la serie de lluvias con las que se va a modelizar. Dicha lluvia debe tener al menos una resolución temporal de 10 minutos, se deberá disponer de un año medio de precipitaciones y se deberá comprobar que la precipitación total de dicho año está entre el 90% y el 110% de la precipitación media anual de una serie de cómo mínimo 10 años consecutivos. A su vez se deberá comprobar que el número de días de lluvia del año de diseño está comprendido entre el 90% y el 110% de la media de número de días de lluvia de una serie de cómo mínimo 10 años.

A continuación se deberá modelizar, mediante un modelo matemático del sistema de saneamiento, como el realizado y que se presenta en el Capítulo 6, que tiene en cuenta los procesos de transformación de lluvia en escorrentía, el tránsito de caudales por los colectores.

De esta forma se obtiene un volumen de depósito para la cuenca de estudio de 20.000 m³, como queda reflejado en el Capítulo 6.

3.9 APLICACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE LAS DIVERSAS NORMATIVAS A LA SERIE ANUAL DE PRECIPITACIONES DEL ÁREA DE ESTUDIO

Una vez revisada la normativa y recomendaciones así como metodologías más utilizadas a la hora de gestionar las Descargas de los Sistemas Unitarios (DSU) vamos a resumir los volúmenes calculados:

Teniendo en cuenta que en nuestra cuenca dada su configuración y superficie lo centraremos todo en un único depósito

Normativa/ Metodología	Criterio	Volumen (m ³)
ATV A- 128	Volumen almacenamiento en red para que el vertido mantenga las condiciones del agua pluvial	896
	Volumen almacenamiento en red adaptado a condiciones particulares para que el vertido mantenga las condiciones del agua pluvial	3.024
	Lluvia crítica 10,93 L/s.ha	-
BS 8005	Caudal a EDAR, 139 l/s	-
	Lluvia crítica	523
UNE EN-752	Dilución 5-8	-
	Lluvia crítica. Entre 10 y 30 L/s.ha	-
Metodología Estadounidense	WQCV	8.970
ITOHG	Limitar 10-15% agua vertida año medio	20.000

Tabla 3-3. Volúmenes de retención de contaminantes obtenidos aplicando las distintas normativas

A partir de estos resultados obtenidos aplicando las normativas vistas en la cuenca de estudio se va a proceder a calcular los volúmenes emitidos en los casos de existir los depósitos de la ATV A-128 modificado y de la Metodología Estadounidense para el caso del año de registros de precipitación disponibles que van desde agosto de 2009 hasta agosto de 2010. La modelización se realizará con el software SWMM a partir de los valores con los que se calibró la cuenca de estudio.

3.9.1 REDES UNITARIAS

Para el tanque de la ATV tenemos:

Caso densidad 1,1 ton/m³

	Volumen entrante (m ³)	Volumen desaguado depósito ATV (m ³)	SS entrante (kg)	SS salida considerando sedimentación (kg)	SS sedimentado (kg)	SS salida caso de no considerar sedimentación (kg)
Tramo I	102.489	65.292	59.444	26.687	11.182	37.869
Tramo II	80.094	21.752	46.455	5.367	7.249	12.616
Tramo III	38.311	13.783	22.220	4.739	3.255	7.994
TOTAL	220.894	100.827	128.119	36.793	21.686	58.479

Tabla 3-4. Resultados rendimiento retención contaminantes por laminación y sedimentación redes unitarias

De la tabla 3-4 anterior se deduce que el 45,64% del agua que pasa por el depósito es vertida, es decir, se retiene el 54,36% del agua del año medio. Para los Sólidos en Suspensión el 28,71% de los Sólidos en Suspensión entrantes es vertido considerando la retención por sedimentación, es decir se retiene el 71,29% de los Sólidos en Suspensión, de los que el 45,64% se retiene como consecuencia de la retención del agua de lluvia y un 16,92 como consecuencia de la sedimentación que se produce en el depósito.

Estos resultados se han realizado siguiendo los pasos descritos en el Capítulo 5 de Sedimentación y que se pueden ver en el Anejo 2 del presente proyecto.

3.9.2 REDES SEPARATIVAS Y DEPÓSITO DE RETENCIÓN TAMAÑO ATV

En el caso de realizar los mismos cálculos para una red separativa tendríamos, considerando el valor de CMS de 200 mg/l de SS en lugar de los 580 de los vertidos unitarios.

Caso densidad 1,1 ton/m³

	Volumen entrante (m ³)	Volumen desaguado depósito ATV (m ³)	SS entrante (kg)	SS saliente (kg)	SS sedimentado (kg)	SS emitidos caso de no considerar sedimentación (kg)
Tramo I	102.489	65.292	20.497	9.202	3.856	13.058
Tramo II	80.094	21.752	16.018	1.850	2.500	4.350
Tramo III	38.311	13.783	7.662	1.634	1.122	2.756
TOTAL	220.894	100.827	44.178	12.686	7.478	20.164

Tabla 3-5. Resultados rendimiento retención contaminantes por laminación y sedimentación redes separativas

De la tabla 3-5 anterior se deduce que el 45,64% del agua que pasa por el depósito es vertida, es decir, se retiene el 54,36% del agua del año medio. Para los Sólidos en Suspensión el 28,71% de los Sólidos en Suspensión entrantes es vertido considerando la retención por sedimentación, es decir se retiene el 71,29% de los Sólidos en Suspensión, de los que el 45,64% se retiene como consecuencia de la retención del agua de lluvia y un 16,92 como consecuencia de la sedimentación que se produce en el depósito.

Estos resultados se han realizado siguiendo los pasos descritos en el Capítulo 5 de Sedimentación y que se pueden ver en el Anejo 2 del presente proyecto.

3.9.3 CONCLUSIONES

A la vista de los resultados se puede concluir que:

- hay una gran diferencia de transporte de contaminantes entre las redes separativas y unitarias. Para las obras de nueva construcción se aconseja llevar a cabo actuaciones de tipo separativo.
- A la vista de los valores considerados por la ATV A-128 de DQO en las superficies de las cuencas éstos se han reducido por considerarlos elevados respecto a los estudios existentes en la actualidad.
- Los volúmenes de retención de contaminantes propuestos por la ATV son claramente insuficientes ya que a la vista de las concentraciones de los vertidos (Apéndice 1 Capítulo 5 Sedimentación) éstas son prácticamente las de partida durante la mayor parte del volumen vertido
- Habría que confirmar que los rendimientos de sedimentación son los propuestos en el presente proyecto ya que suponen un punto importante en cuanto a su determinación. De considerar la sedimentación a no considerarla existen unas diferencias del 16,92% de Sólidos en Suspensión emitidos.
- Como consecuencia de la pluviometría del año medio, propia de una cuenca mediterránea se observa que el depósito propuesto únicamente recoge el 45% del volumen de lluvia que escurre por la cuenca de estudio.
- La metodología utilizada en los Estados Unidos de América, del mismo modo que las Instrucciones Técnicas para las obras Hidráulicas de Galicia, requiere que se recoja el denominado volumen de control de la calidad, WQCV, que equivale al volumen derivado del percentil 90 de las precipitaciones del año medio. Mediante esta metodología se obtienen volúmenes de retención muy superiores a los obtenidos mediante las normativas europeas. Además, estos depósitos siempre son para redes separativas a diferencia de lo que se propone en Europa. La metodología americana propone la recogida de este volumen y no confía en la sedimentación a corto plazo sino en tiempos de retención de en torno a las 48 horas para alcanzar una retención de contaminantes de en torno al 90%.

CAPÍTULO 4. CÁLCULO DE FLUJO UNIDIMENSIONAL NO PERMANENTE EN TANQUES DE TORMENTAS EN LÍNEA CON LLENADO POR SUPERFICIE Y VACIADO POR REBOSE

ÍNDICE

4.1	INTRODUCCIÓN.....	2
4.2	METODOLOGÍA PROPUESTA. TRÁNSITO DE PISCINA NIVELADA	3
4.2.1	BASE TEÓRICA MÉTODO PISCINA NIVELADA.....	3
4.2.2	ECUACIONES DE ORIFICIO DE FONDO Y VERTEDERO SUPERFICIAL... 4	4
4.2.4	RESULTADOS HIDRÁULICOS OBTENIDOS MÉTODO DE PISCINA NIVELADA	5
4.3	VERIFICACIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE EL CÁLCULO DEL FLUJO A TRAVÉS DE UN CANAL MEDIANTE EL MODELO SWMM Y HEC-RAS MODELIZADOS CON LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT VENANT. ONDA DINÁMICA.....	8
4.3.1	MODELIZACIÓN CON SWMM ONDA DINÁMICA. MÓDULO EXTRAN... 9	9
4.3.1.1	BASE TEÓRICA.....	9
4.3.1.2	DATOS DE PARTIDA.....	13
4.3.1.3	RESULTADOS OBTENIDOS	14
4.3.2	MODELIZACIÓN CON HEC- RAS FLUJO NO PERMANENTE (UNSTEADY FLOW).....	17
4.3.2.1	BASE TEÓRICA.....	17
4.3.2.2	DATOS DE PARTIDA.....	19
4.3.2.3	RESULTADOS OBTENIDOS	20
4.4	CONCLUSIONES	22

4.1 INTRODUCCIÓN

El depósito de retención propuesto en el presente proyecto es un depósito de retención sin derivación, con salida libre mediante vertedero superficial y orificio de fondo, considerado como sin influencia del conducto de salida (Gómez 1992).

Para el cálculo del flujo del agua a través de dicho depósito (cuyo volumen se determinó en el Capítulo 3), de 48 m de longitud, 20 m de ancho y con una altura máxima de 3,15 m es necesario realizar un análisis en tres dimensiones. En un plano vertical xz se calcularían las dos componentes de la velocidad horizontal y vertical, necesarias para precisar las componentes de las ecuaciones de transporte de sedimentos. Además, si hubiera cualquier escalón, o vertedero de salida u orificio esto condicionaría las líneas de corriente y por lo tanto los valores de velocidad y tiempo de retención. Del mismo modo en un plano horizontal se establecerían las velocidades y las líneas de corriente como consecuencia de que, por ejemplo en planta, la salida del fluido del tanque tuviera que estrecharse ya que el vertedero no ocupara todo el ancho de 20 m, como es el caso, sino 19 m. Es decir, la configuración del tanque hará que sea necesario calcular las tres componentes de la velocidad y así poder establecer sus valores. Para realizar estos cálculos sería necesario partir de una malla de elementos finitos.

En este proyecto calcularemos el flujo a través del tanque mediante el software SWMM que resuelva a partir de la ecuación de continuidad. Esta metodología se denomina de piscina nivelada (Chow et al. 1988) y será tratada en el presente Capítulo. Del mismo modo se compararán estos resultados con los obtenidos mediante la metodología del flujo no permanente unidimensional considerando las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant (ecs. 4.5 y 4.6) y cuya solución se aborda mediante SWMM y HEC- RAS.

Como ya se ha comentado estos resultados no serán del todo válidos en las zonas cercanas a cambios de sección, vertederos de desagüe, orificios de fondo, o cualquier tipo de discontinuidad en la sección rectangular del tanque considerado.

4.2 METODOLOGÍA PROPUESTA. TRÁNSITO DE PISCINA NIVELADA

Como se ha comentado, una alternativa está en el uso de un método agregado, conocido como tránsito de piscina nivelada (Chow et al., 1988), en el que se calcula para cada intervalo de tiempo el caudal de salida y el calado, para un canal-depósito de sección transversal rectangular y constante, de pendiente de fondo nula, en el que el agua se encuentra en flujo subcrítico. Se toma como dato de partida el hidrograma, procedente de un hietograma sintético, de un periodo de retorno $T_r = 10$ años, que alcanza la entrada del tanque de tormentas.

4.2.1 BASE TEÓRICA MÉTODO PISCINA NIVELADA

El método de tránsito de la piscina nivelada calcula el caudal de salida del depósito a partir de la altura que provoca en el depósito el almacenamiento del agua que entra, una vez conocidos los parámetros del vertedero de salida. El Método de Tránsito Agregado de Crecientes llamado Tránsito de Piscina Nivelada (Chow et al., 1988) se corresponde con la resolución, para cada intervalo de tiempo tomado, de la ecuación 4.1, y que se desarrolla en la ecuación 4.2:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (4.1)$$

Donde,

I = es el caudal entrante al depósito

Q = es el caudal saliente

S = es el volumen almacenado

t = es el tiempo

Para un intervalo de tiempo finito Δt y aplicando diferencias finitas la ecuación anterior se puede escribir:

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) \quad (4.2)$$

Donde,

I_1 e I_2 son los caudales entrantes al depósito al inicio y final del intervalo de tiempo Δt

Q_1 y Q_2 son los caudales que abandonan el depósito para el inicio y el fin del intervalo de tiempo

S_1 y S_2 son los volúmenes existentes en el tanque para el inicio y el fin del intervalo de tiempo. Se presentan como incógnitas Q_2 y S_2 y para calcularlos se puede obtener la curva de almacenamiento – descarga (S versus Q) para el presente depósito. En resumen se seguirán los siguientes pasos para el cálculo de Q_2 a partir de la ecuación 4.4:

- Paso 1. Se selecciona un incremento de tiempo = 5 minutos

- Paso 2. Se representa gráficamente para nuestro depósito la relación entre el caudal desaguado, Q , y el segundo término de la ecuación 4.2. (ver figura 4-2)
- Paso 3. Con los datos disponibles, I_1 , I_2 , S_1 y Q_1 se despeja y calcula el segundo término de la expresión 4.2
- Paso 4. Una vez tenemos el segundo término de la ecuación 4.2, tomado interpolando en la gráfica realizada (figura 4-2 paso 2) obtenemos Q_2 .
- Paso 5. Iniciamos de nuevo el proceso sabiendo que ahora Q_1 es el valor de Q_2 del intervalo anterior, repitiéndolo hasta cubrir todo el hidrograma.

4.2.2 ECUACIONES DE ORIFICIO DE FONDO Y VERTEDERO SUPERFICIAL

Se muestra a continuación la posición del orificio y vertedero de desagüe:

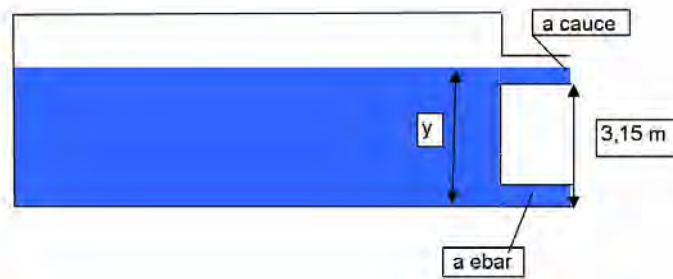


Figura 4-1. Esquema Tanque Anti-DSU

El orificio de fondo se encuentra formado por una conducción de sección cuadrada de 0,15 m de diámetro y que desagua a partir de la ecuación del orificio sumergido libre que se muestra a continuación:

$$Q_o = C_d \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot y} \quad (4.3)$$

Donde,

C_d = coeficiente de desagüe adoptamos el valor de 0,65

A_c = área de la conducción 0,018 m²

y = altura de agua sobre el orificio

g = aceleración de la gravedad, 9,81 m/s²

Este orificio permite la evacuación de los caudales que pueden ser bombeados por la EBAR próxima.

El vertedero superficial se calcula como un vertedero de pared delgada de 15 m de ancho mediante la siguiente ecuación:

$$Q_v = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (4.4)$$

Donde,

C_d = coeficiente de desagüe adoptamos el valor de 0,75; $C_w = (2/3) \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} = 1,77$

L = longitud del vertedero, 19 m

h = altura de agua sobre el vertedero ($=3,15$ -y si $y>3,15$)
 g = aceleración de la gravedad, $9,81 \text{ m/s}^2$

4.2.4 RESULTADOS HIDRÁULICOS OBTENIDOS MÉTODO DE PISCINA NIVELADA

Como hemos comentado aplicaremos la metodología mostrada al caso concreto de un depósito de retención de $48,77 \text{ m}^3/\text{ha}$ de superficie urbana en una zona costera del Mar Menor, y cuyos datos se detallan a continuación:

<u>Dimensionamiento depósito retención Anti Tormentas Los Urrutias</u>		
<u>Tanque previsto. Forma previa:</u>		
Superficie en planta	960	m^2
Altura de almacenamiento	3.15	m
Volumen útil	3024	m^3
Curva llenado depósito	$S=bh^c$	
Cota de fondo	-1.95	msnm
Cota terreno	3.5	msnm
altura máxima agua	1.2	msnm
altura libre	2.3	msnm
cámaras independientes	6	
superficie cámara	160	m^2
anchura cámara y tanque	20	m
longitud cámara	8	m
longitud tanque	48	m
<u>Orificio de fondo</u>		
Cota orificio=	-1.95	msnm *Situado a 1 m sobre el fondo del depósito
Caudal máximo admitido EBAR=	0.08	m^3/s (a estación de bombeo)
C=	0.5	Coefficiente de desagüe
A=	0.018	m^2 Sección circular diámetro 150 mm
y max=		m altura máxima de agua alcanzada sobre vertedero
y=		m calado actual
Qs=		m^3/s $Qs=C \cdot A \cdot \text{raiz}(2 \cdot gh)$
<u>Vertedero a Alviadero</u>		
Cota vertedero	1.2	msnm
Longitud vertedero=	19	m
C=	0.60	Coefficiente desagüe
h=		m
Qs=		m^3/s $Qs=(2/3) \cdot C_d \cdot L \cdot \text{raiz}(2 \cdot g) \cdot h^{3/2}$
n=	0.014	
g=	9.81	m/s^2

Tabla 4-1. Datos de Partida Depósito estudiado

En primer lugar calculamos la gráfica que relaciona, en un depósito rectangular de superficie en planta 960 m^2 , la altura del agua con el almacenamiento para así poder

calcular el caudal desaguado, de acuerdo a las ecuaciones del orificio de fondo y el vertedero superficial, y el término $(2.S/\Delta t)+Q$ de la ecuación 4.2. En esta gráfica entraremos con el valor de $(2.S/\Delta t)+Q$ y obtendremos el valor del caudal desaguado para cada intervalo procediendo así para cada intervalo de un minuto del hidrograma de entrada. Dicha gráfica se presenta a continuación (paso 2 del apartado 4.2.1):

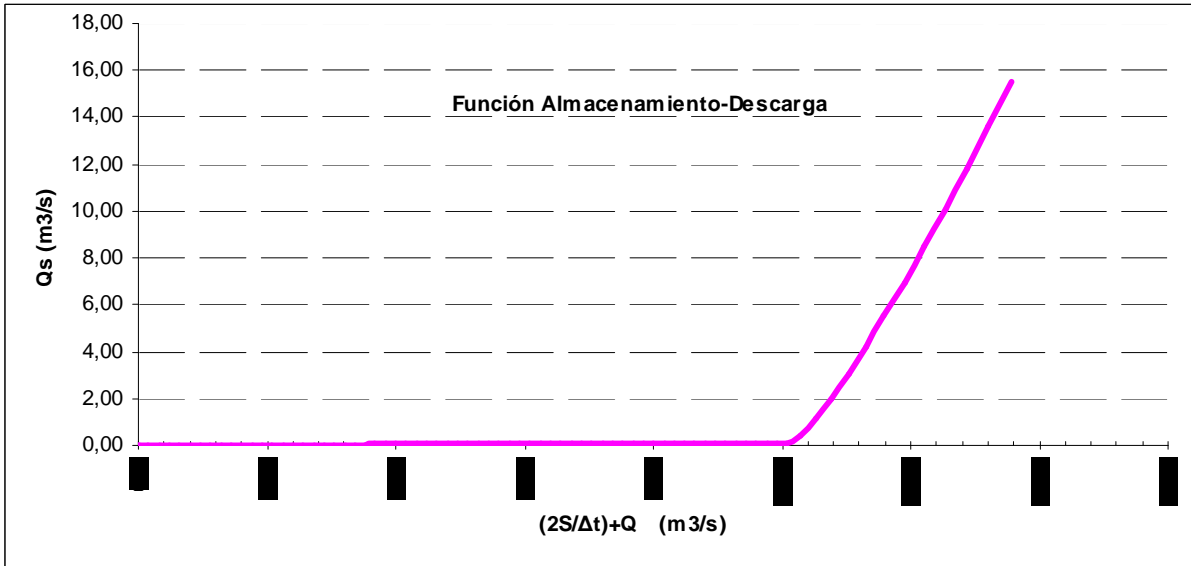


Figura 4-2. Curva Caudal desaguado - $(2.S/\Delta t)+Q$

A continuación mostramos el hidrograma de entrada al depósito de retención calculado mediante SWMM, *Capítulo 2 Lluvia de Diseño* para la cuenca de las 62 ha y el periodo de retorno de 10 años:

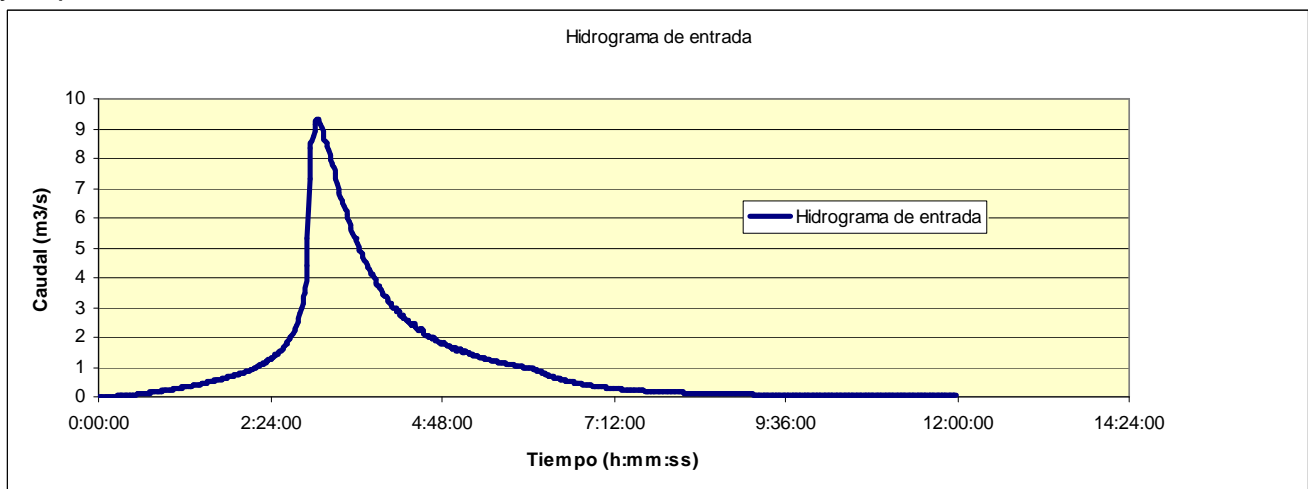


Figura 4-3. Hidrograma de entrada al depósito de $T_r=10$ años

El volumen total del volumen del hidrograma de periodo de retorno 10 años obtenido es de 48.450 m^3 , mientras el depósito únicamente alcanza los 3.024 m^3 de volumen útil, luego, se llena al principio del hidrograma para esta lluvia y evacua prácticamente todo el caudal entrante.

Recordamos ahora que para el cálculo de dicho hidrograma hemos partido de un hietograma sintético, calculado mediante el método de los bloques alternos, a partir de las curvas IDF de Témex, calculadas a su vez mediante las máximas lluvias anuales e 24 horas (ver Capítulo 2).

Se presentan a continuación, gráficamente, los caudales que alcanzan el depósito (hidrograma de entrada) y los caudales desaguados por el depósito.

Para el cálculo del método de la piscina nivelada el intervalo temporal utilizado es de un minuto, es decir el hidrograma de entrada es de intervalo temporal un minuto aunque el hietograma calculado sea de 5 minutos. Esto se realiza para minimizar los errores introducidos como consecuencia de realizar los cálculos con un intervalo de tiempo elevado.

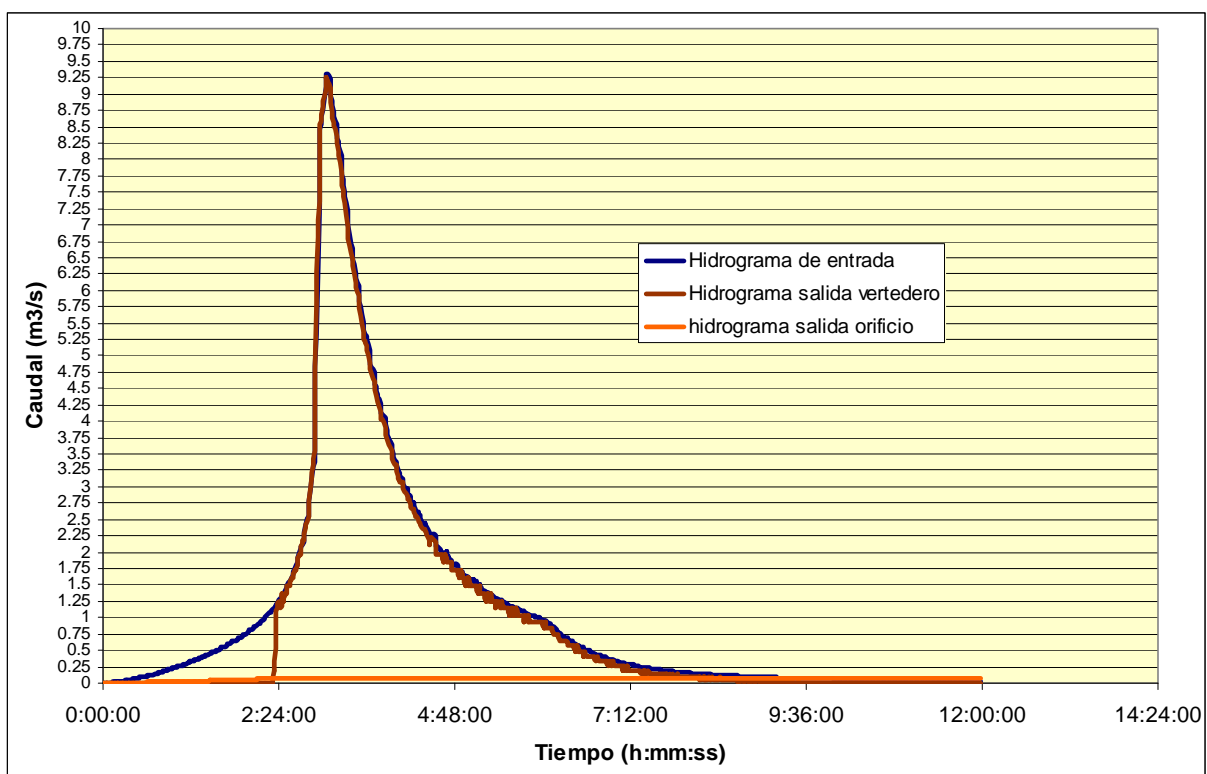


Figura 4-4. Hidrograma de entrada y salida del depósito estudiado distinguiendo el caudal desaguado por el orificio y el desaguado por el vertedero

Esto demuestra que, para el tipo de lluvias, con un marcado carácter torrencial, analizadas los ratios de volumen/ha enunciados en las normativas existentes no suponen, en ningún caso, laminación del hidrograma.

4.3 VERIFICACIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE EL CÁLCULO DEL FLUJO A TRAVÉS DE UN CANAL MEDIANTE EL MODELO SWMM Y HEC-RAS MODELIZADOS CON LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT VENANT. ONDA DINÁMICA

Para la comprobación de los resultados obtenidos a partir de la metodología expuesta se propone utilizar el modelo SWMM con la resolución mediante onda dinámica. Para ello se introduce el depósito de retención como si fuera un canal de longitud 48 m, en el cual se ubicarán pozos cada distancia horizontal equivalente a los puntos resueltos anteriormente para comprobar los resultados.

Se recuerda que SWMM resuelve la de onda dinámica únicamente en los nodos, pozos, y une los resultados con lo obtenido en el siguiente pozo, es decir caso de haber un resalto entre dos pozos éste no aparecería.

No se utiliza la opción de depósito de retención que incluye este programa ya que ésta sigue el modelo de piscina nivelada por lo que no se podría comprobar el calado en puntos intermedios.

A continuación se distinguen los términos que forman parte de las ecuaciones de conservación de masa y de cantidad de movimiento para el flujo no permanente y no uniforme unidimensional que gobierna el movimiento:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (4.5)$$

$$\underbrace{\frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x}}_{\text{Fuerzas_de_inercia}} + g \cdot \underbrace{\frac{\partial y}{\partial x}}_{\text{fuerzas_de_presión}} - g \cdot \left(\underbrace{I_0}_{\text{fuerzas_gravitatorias}} - \underbrace{I_f}_{\text{fuerzas_fricción}} \right) = 0 \quad (4.6)$$

Dada la importante influencia esperada en las ecuaciones del movimiento de los términos inerciales, como consecuencia de la perturbación que provoca el vertedero superficial de salida, se selecciona como la metodología adecuada para la resolución del flujo no permanente y no uniforme que existe en el depósito, cuando a éste alcanza el hidrograma, el método de la onda dinámica. Esta resolución se presenta muy compleja en cuanto a su cálculo y será realizada mediante los softwares SWMM y HEC-RAS. De manera manual se propone resolver la ecuaciones del movimiento mediante las ecuaciones unidimensionales presentadas en el siguiente apartado, de cálculo mediante el método de piscina nivelada (Chow et al., 1988), es decir la resolución de la ecuación de continuidad complementada con las ecuaciones del flujo permanente gradualmente variado para cada valor de caudal de salida en cada intervalo de tiempo encaminada a determinar el calado en cada punto y a partir del valor de caudal y calado en un punto aplicar las ecuaciones del movimiento permanente gradualmente variado, onda difusiva, para determinar el calado y con

ello la influencia del remanso sobre la longitud del tanque provocada por el vertedero de salida del mismo, despreciando así los términos inerciales.

De este modo se quiere caracterizar el flujo del agua a través del tanque aclarando las diferentes fuerzas que intervienen, su influencia, y determinar los valores de calado y velocidad del agua a través de éste con la intención de poder fijar con mayor exactitud el potencial de sedimentación.

4.3.1 MODELIZACIÓN CON SWMM ONDA DINÁMICA. MÓDULO EXTRAN

4.3.1.1 BASE TEÓRICA

El programa SWMM posee el módulo EXTRAN (*Extended Transport Module*) para la resolución completa de las ecuaciones del flujo de un fluido en lámina libre de Saint Venant para un movimiento unidimensional. Este módulo utiliza como datos de entrada los datos de salida del módulo RUNOFF, consistentes en la evolución temporal de la entrada del agua de escorrentía en la red de alcantarillado a través de los imbornales (o nodos de entrada), para modelar el flujo del agua por la red de alcantarillado, a través de los conductos, nodos y depósitos, mediante la resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant vistas anteriormente, 4.5 y 4.6. El programa está configurado de manera que resuelve las ecuaciones calculando: 1) el caudal en los conductos-tramos de colector entre pozos, evaluando un único valor de caudal en cada conducto y en cada intervalo de tiempo; y 2) el calado del agua únicamente en los nodos, uniendo con una línea recta el calado entre dos nodos para obtener el perfil del agua (esto supone perder información de posibles cambios puntuales- resalto hidráulico). De esta forma para tener una mayor información a lo largo de un colector en el que se quieran conocer de manera puntual el perfil hidráulico será necesario introducir pozos ficticios para aproximar mejor su dinámica hidráulica (Rossman, 2.006)

Así, el módulo EXTRAN resuelve la combinación de la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento y la conservación de la masa, continuidad, en los conductos, 4.5, poniendo dichas ecuaciones en función del caudal, Q , y del calado, H , queda:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAI_f = 0 \quad (4.7)$$

A continuación se iguala la pendiente motriz a una fórmula experimental como Manning o Chezy de régimen permanente y se aplica un esquema de diferencias finitas sobre 4.12 para un intervalo de tiempo, Δt .

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{inertial}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}} \quad (4.8)$$

Donde:

$$\Delta Q_{gravity} = g \cdot \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L \quad (4.9)$$

$$\Delta Q_{inertial} = 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_t) + \bar{V}^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L \quad (4.10)$$

$$\Delta Q_{fricition} = \frac{gn^2 |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}} \quad (4.11)$$

$$\Delta Q_{loses} = \frac{\sum_i K_i |V_i| \cdot \Delta t}{2 \cdot L} \quad (4.12)$$

Donde:

\bar{A} : área media en la sección transversal del conducto

\bar{R} : radio hidráulico medio en el conducto

\bar{V} : velocidad media del flujo en el conducto

V_i : velocidad del flujo puntual en la posición i a lo largo del conducto

K_i : coeficiente de pérdidas local en la posición i a lo largo del conducto

H_1 : calado en el nudo aguas arriba del conducto

H_2 : calado en el nudo aguas abajo del conducto

A_1 : área de la sección transversal en la parte final de aguas arriba del conducto

A_2 : área de la sección transversal en la parte final de aguas abajo del conducto

Donde k es una constante en función del coeficiente de rozamiento; V , A , R_h están ponderados entre los valores de aguas arriba y aguas abajo y se calculan hacia atrás.

Se plantea también la ecuación de continuidad en los nodos para cada intervalo de tiempo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s} \quad (4.13)$$

Donde:

A_{store} : área superficial del nudo

ΣA_s = área que incluye la mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nudo

ΣQ = flujo neto, entrante – saliente de todos los conductos que contribuyen al nodo

Que en un esquema de diferencias finitas queda:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}} \quad (4.14)$$

Donde ΔVol es el volumen neto que atraviesa el nudo en el intervalo de tiempo:

$$\Delta Vol = 0,5 \cdot [(\sum Q)_t + (\sum Q)_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (4.15)$$

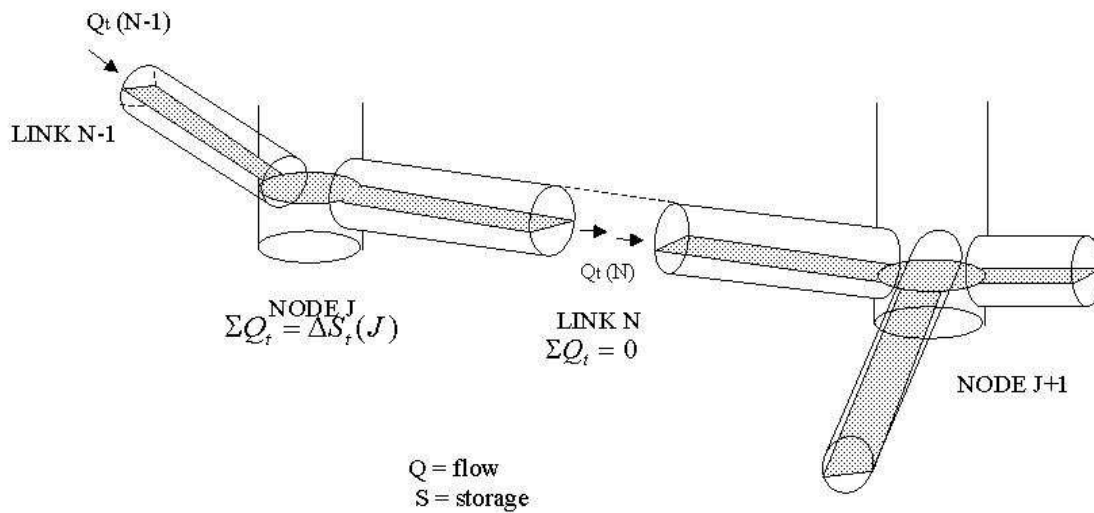


Figura 4-5. Representación conceptual del modelo EXTRAN de SWMM.

Fuente: Guelph website.

Al resolver las ecuaciones de *Saint-Venant* dando continuidad en los nodos y conservación en los conductos, se reducen el número de incógnitas, agilizando los tiempo de computación. Las ecuaciones 4.13 y 4.15, planteadas con un esquema de resolución en *diferencias finitas explícito* que SWMM 5.0 resuelto por sucesivas aproximaciones en las que se introduce un método de relajación mediante el procedimiento que se detalla a continuación:

1) En primer lugar partiendo del esquema en diferencias finitas se resuelve 4.8 para la posición $t+\Delta t$ obteniendo el valor de Q , denominado Q^{last} ; y utilizando para ello los valores de H , A y V calculados para el intervalo t . Se resuelve a continuación 4.14 utilizando los valores de caudal que acabamos de calcular, obteniendo H^{last} .

2) Se vuelve a resolver 4.8 utilizando los H , A , V que se obtienen de utilizar Q^{last} y H^{last} . Se introduce ahora un coeficiente de relajación, Ω , para estimar el nuevo valor de Q , Q^{new} , combinando el nuevo con el antiguo mediante la siguiente ecuación:

$$Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new} \quad (4.16)$$

y obtener así una actualización de Q^{new} . **3)** De la misma forma se vuelve a resolver 4.14 utilizando Q^{new} . Y como se hizo con el flujo, el valor del calado obtenido H^{new} se actualiza mediante la ecuación:

$$H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new} \quad (4.17).$$

4) Cuando el valor de H^{new} esté lo suficientemente cerca del valor de H^{last} el proceso finaliza con la solución del intervalo $t+\Delta t$ como Q^{new} y H^{new} . De otra forma se vuelve a iterar volviendo al paso 2) convirtiéndose ahora los H^{new} y Q^{new} en H^{last} y Q^{last} respectivamente.

El programa SWMM 5 utiliza una constante de relajación $\Omega=0,5$ y una tolerancia para admitir la convergencia de en torno a 1,5 mm, limitando el número de iteraciones a 4.

El esquema de resolución explícito utilizado implica operaciones aritméticas sencillas y poco espacio de almacenamiento comparado con los métodos implícitos. Sin embargo, son generalmente menos estables numéricamente y requieren incrementos de tiempo pequeños. Las condiciones que se deben cumplir para que el esquema sea estable numéricamente son:

i) Condición de *Courant sobre los conductos*, expresada donde el incremento de tiempo está limitado al tiempo necesario por una onda dinámica para propagarse en la longitud del conducto. Esta condición se comprueba para todos los conductos a la hora de elegir el intervalo de tiempo.

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}} \quad (4.18)$$

Donde

Δt : incremento de tiempo.

L : longitud del conducto.

D : calado hidráulico máximo del conducto.

g : gravedad

ii) Condición sobre los nodos donde para aplicar la ecuación de continuidad se intenta limitar el aumento de nivel en un intervalo de tiempo mediante la condición:

$$\Delta t \leq 0.1 A_s \frac{\Delta H \max}{\Sigma Q} \quad (4.19)$$

Donde

$\Delta H \max$: elevación máxima del agua en Δt .

ΣQ : flujo neto de entrada al nudo.

El cumplimiento de las dos ecuaciones anteriores será más restrictivo en los conductos más cortos y con mayores entradas de caudal. En general incrementos de tiempo de pocos segundos (10 – 30 s) son comunes en la práctica de SWMM.

4.3.1.2 DATOS DE PARTIDA

En el Capítulo 2 se han calculado una serie de hidrogramas correspondientes a la subcuenca urbana para la que pretendemos estudiar su funcionamiento mediante un depósito de retención de la contaminación.

A continuación se han introducido dichos hidrogramas en el programa SWMM en la simulación de onda dinámica, comentada en el apartado anterior. Se ha modelizado el tanque de retención como un conducto de sección transversal equivalente a la del tanque, es decir sección rectangular de ancho 20 m y altura libre 4,95 m. Dicho conducto tiene una longitud de 48 m. Posee pozos cada 6 m con la intención de conocer el calado, una vez sabemos como calcula SWMM, y conocer las variaciones de velocidad a lo largo de los tramos de conducto entre pozos al paso del hidrograma. A este conducto se le añaden en su punto de desagüe un orificio de fondo y un vertedero superficial.

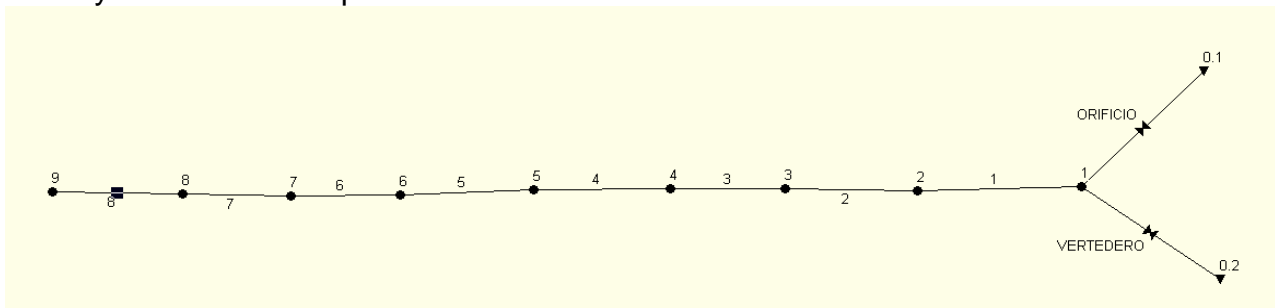


Figura 4-6 Esquema en planta del tanque de retención modelizado como conducto.

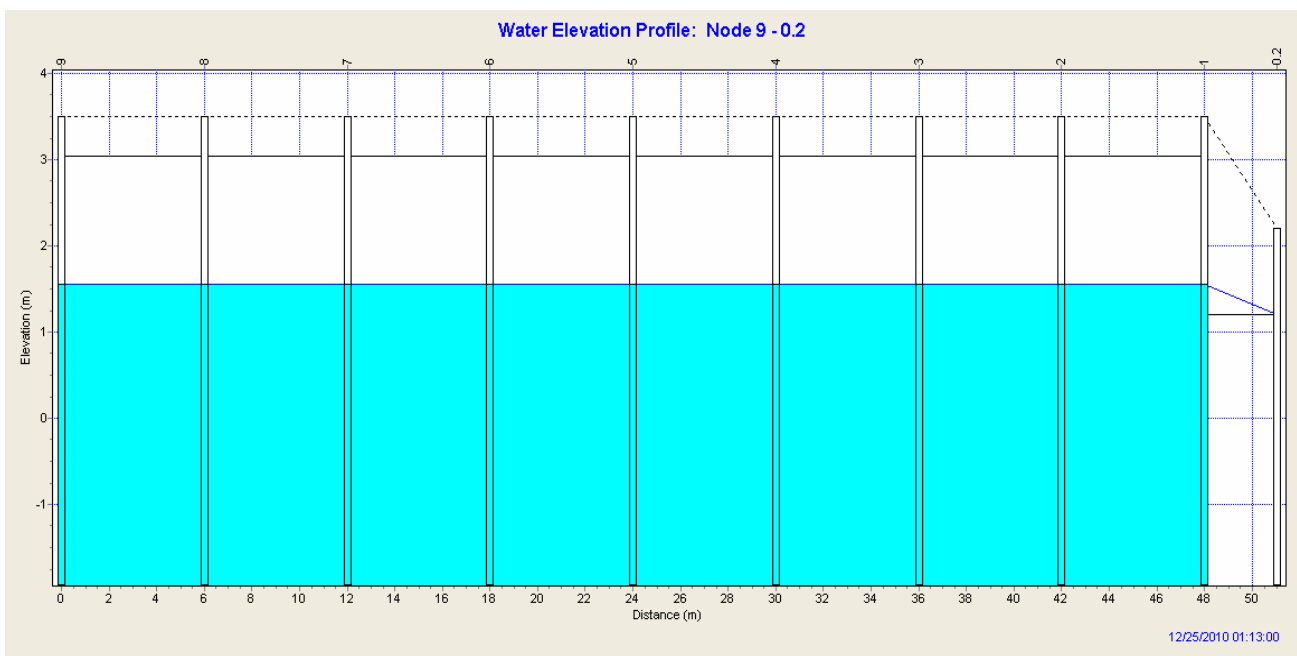


Figura 4-7 Perfil longitudinal del conducto que representa el tanque

El hidrograma se ha introducido como una serie temporal y se ha conectado con el nudo 9, de aguas arriba.

El intervalo de tiempo tomado para resolver cada sistema de ecuaciones se ha tomado en 1 segundo, el menor tiempo posible y el informe de datos se ha pedido cada 1 minuto para poder comparar con los resultados obtenidos mediante el método de piscina nivelada y HEC-RAS.

4.3.1.3 RESULTADOS OBTENIDOS

La modelización se realiza introduciendo los datos del hidrograma con un intervalo temporal de 5 minutos y pidiéndole a SWMM que calcule los resultados con un intervalo temporal de 1 minuto. Los valores de caudal del hidrograma se ajustan al intervalo de 1 minuto mediante una interpolación lineal.

En primer lugar en la figura 4-8 se muestran los valores de los hidrogramas de entrada y de salida al tanque, es decir se muestra la laminación producida de la lluvia a su paso por el tanque de estudio. Se comparan dichos resultados con los obtenidos mediante el método de la piscina nivelada en la figura 4-9 observándose que no existen diferencias considerables.

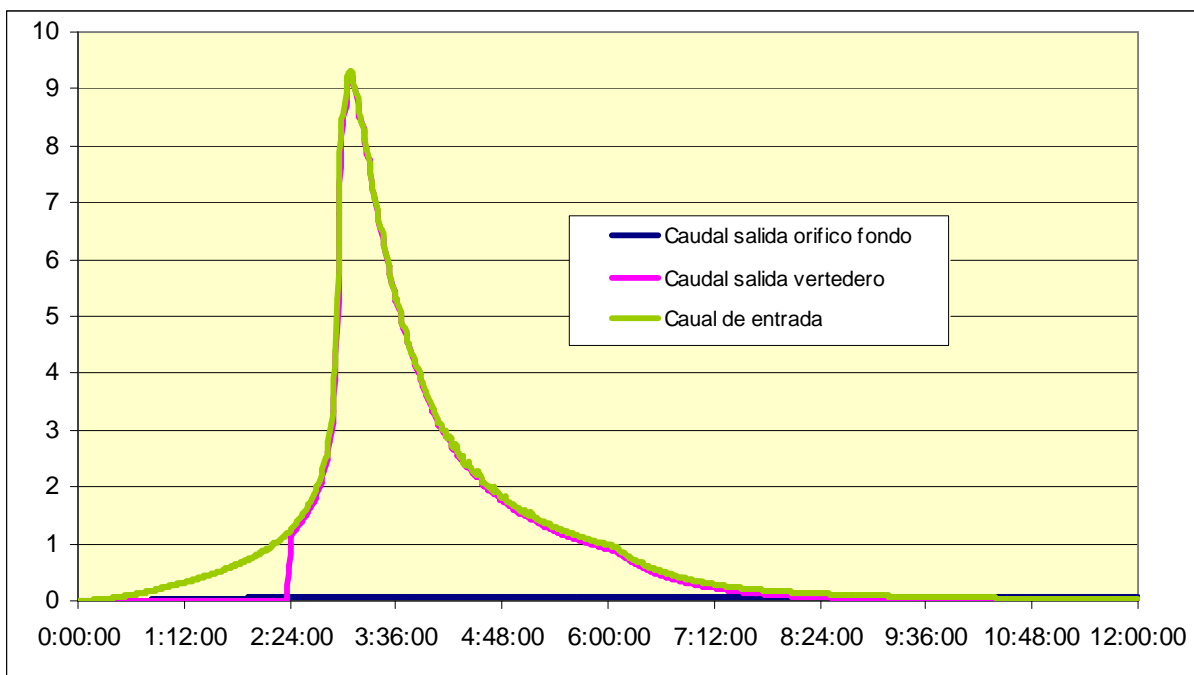


Figura 4-8 Hidrograma de entrada y salida del depósito distinguiendo el caudal desaguado por el orificio y el desaguado por el vertedero obtenido mediante SWMM

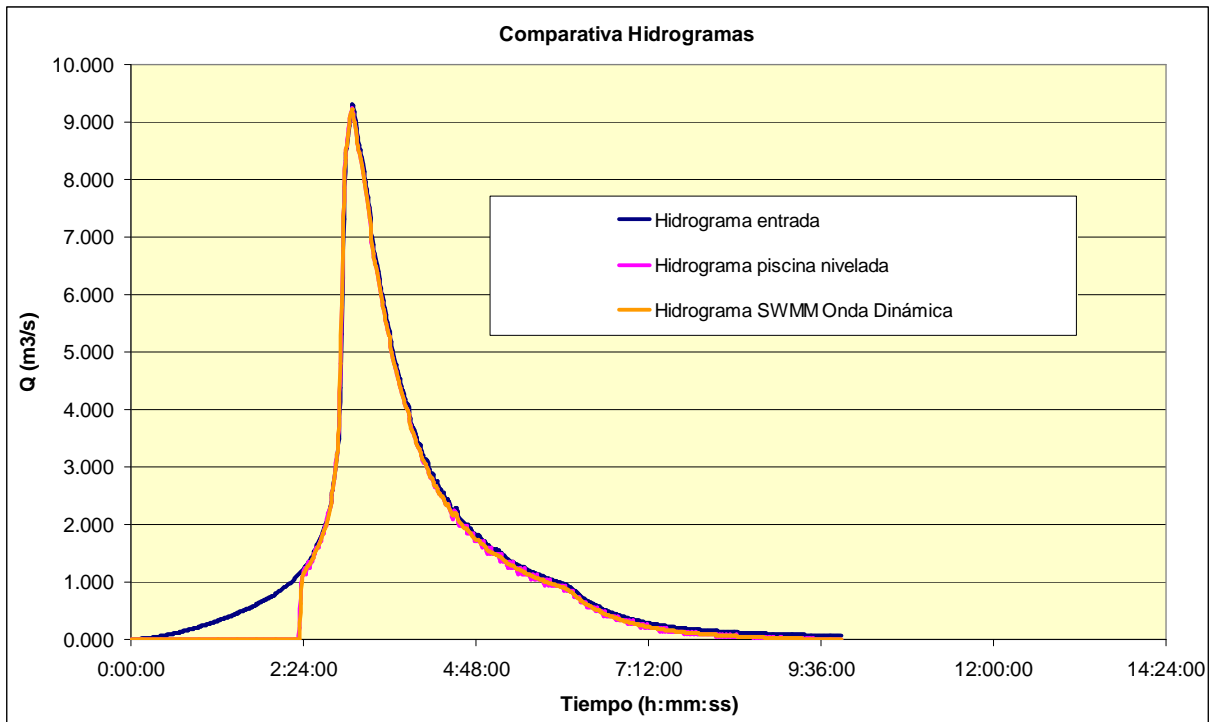


Figura 4-9. Comparativa hidrogramas SWMM con hidrogramas Piscina nivelada.

En referencia a los valores de calado calculados mediante SWMM se observa que en todos los nodos, para un mismo instante, se obtiene el mismo valor de calado.

De este modo se concluye que, a la vista de los resultados obtenidos mediante la onda dinámica a partir del programa SWMM, la metodología de piscina nivelada arroja unos resultados muy similares a los de la onda dinámica calculados mediante SWMM.

En referencia a las velocidades a lo largo del tanque comentar que las velocidades adoptan valores bajos a lo largo de todo el paso del hidrograma. Además, los valores de velocidad entre los tramos más alejados en los que se divide el tanque muestran las mayores diferencias en los instantes iniciales de llenado del tanque. A continuación, dichas diferencias van disminuyendo conforme avanza el hidrograma hasta tender a cero.

De esta forma el término de la ecuación de Saint Venant que corresponde a la aceleración convectiva $v \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$ es una de las fuerzas principales durante los primeros instantes pasando a anularse con el llenado del depósito para ceder la preponderancia al término de aceleración local equivalente a $\frac{\partial v}{\partial t}$, equivalente a la variación de velocidad en cada sección como consecuencia de la variación de caudales que pasan por ésta. Al no existir diferencias de calado a lo largo del tanque, como ya hemos comprobado mediante diferentes métodos, el término de fuerzas de presión $\frac{\partial y}{\partial x}$ es despreciable. Así si recordamos las ecuaciones de Saint Venant (ec. 4.5 y 4.6), y teniendo en cuenta que la pendiente del tanque entendido como canal es nula (por lo que las fuerzas gravitacionales en la dirección del flujo son nulas), tendremos que se compensarán las fuerzas de fricción mediante las fuerzas

inerciales y con la fuerza sobrante se modificará el término de la ecuación de continuidad $\frac{\partial y}{\partial t}$. Así las fuerzas inerciales son las fuerzas principales del movimiento en el interior del tanque y provocarán el aumento de calado en el tanque.

Respecto a los diferentes números de Fraude que poseen los diferentes tramos se observa que son muy bajos por lo que las fuerzas inerciales son poco representativas respecto al peso del agua, o componente vertical de las fuerzas gravitacionales.

4.3.2 MODELIZACIÓN CON HEC- RAS FLUJO NO PERMANENTE (UNSTEADY FLOW)

4.3.2.1 BASE TEÓRICA

Hec Ras 4.0 resuelve las ecuaciones 4.5 y 4.6 de Saint Venant mediante la resolución de un esquema implícito de diferencias finitas de cuatro puntos entre líneas de tiempo adyacentes en un punto. Un detalle del esquema de diferencias finitas se muestra en la figura 4-10.

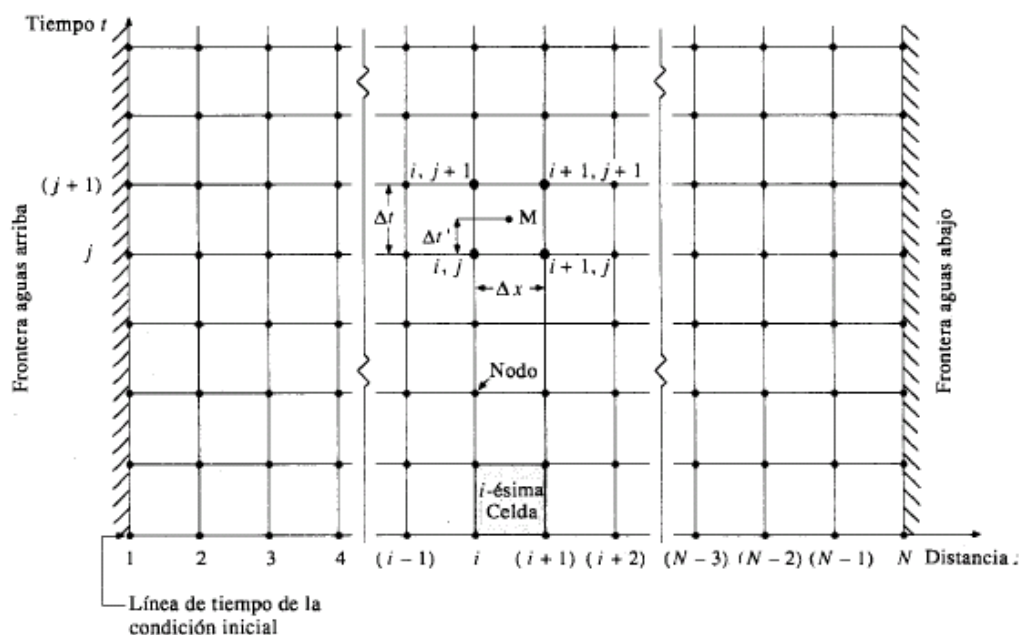


Figura 4-10. Esquema celda en diferencias finitas (tomado de Chow)

Para calcular el valor de una variable se aproxima la derivada temporal de dicha variable al promedio de los valores de las diferencias finitas en los puntos de distancia i e $i+1$. Así, el valor de dicha variable, llamada por ejemplo u , en el punto i es $(u_i^{j+1} - u_i^j) / \Delta t$ y en el punto de distancia $(i+1)$ es $(u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j) / \Delta t$, luego la aproximación es, para un punto M localizado a mitad de camino entre los puntos de distancia i e $(i+1)$ (ver figura 3):

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{u_i^{j+1} + u_{i+1}^{j+1} - u_i^j - u_{i+1}^j}{2\Delta t} \quad (4.20)$$

Para la derivada espacial de la variable u , los términos de diferencias en las líneas de tiempo j y $(j+1)$ se calculan: $(u_{i+1}^j - u_i^j) / \Delta x$ y $(u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}) / \Delta x$ respectivamente. Se aplica un coeficiente de ponderación, θ , y la derivada espacial se define:

$$\frac{\partial u}{\partial x} \approx \theta \cdot \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \cdot \frac{u_{i+1}^j - u_i^j}{\Delta x} \quad (4.21)$$

El valor promedio de una variable u en el punto M , mediante el presente esquema de resolución se calcula:

$$\bar{u} = \theta \cdot \frac{u_i^{j+1} + u_{i+1}^{j+1}}{2} + (1 - \theta) \cdot \frac{u_i^j + u_{i+1}^j}{2} \quad (4.22)$$

El valor del coeficiente de ponderación sirve para posicionar el punto M verticalmente en el recuadro donde se encuentra: $\theta = \Delta t' / \Delta t$. Para un esquema con $\theta=0$ el punto M para el que se realizan los cálculos se encuentra en la línea de tiempo j, es decir se trata de un esquema totalmente explícito, mientras que un valor de $\theta=1$ corresponde a un esquema totalmente implícito. Normalmente para el esquema implícito tipo caja que utiliza HEC- RAS se utiliza el valor de $\theta=0,5$.

A partir del esquema visto se ajustan las ecuaciones 4.5 y 4.6 a valores obtenidos a partir de la forma de las ecuaciones 4.20, 4.21 y 4.22. Los términos que tengan el superíndice j serán conocidos y se calcularán los que tengan el superíndice j+1 serán los que se calculen. Si se observa la figura 3 se ve que para una primera fila se tienen N-1 celdas en las que se tendrán $2x(N-1)$ ecuaciones y en las que se tendrán las incógnitas de Q e y en los vértices superiores (ocupan la posición j+1) luego se tendrán $2xN$ incógnitas por lo que se necesitarán dos ecuaciones más para tener un sistema determinado. Así se deberá disponer de dos condiciones de contorno; una aguas arriba, que normalmente será un hidrograma, y otra aguas abajo que puede ser una relación conocida entre el caudal y el calado. Además las incógnitas estarán elevadas a diferentes potencias luego tendremos un sistema de ecuaciones no lineales

Para resolver este sistema de ecuaciones no lineales Fread (1974) utilizó la técnica de resolución de Newton-Raphson pero ésta puede tener problemas de convergencia por lo que Preissmann and Chen desarrollaron una técnica para linealizar las ecuaciones mediante series de Taylor.

Mediante estos esquemas se resuelven las ecuaciones para cualquier caso, y más concretamente para el caso de tener un vertedero sobre el que habrá vertido, como va a ser nuestro caso.

4.3.2.2 DATOS DE PARTIDA

Para la modelización del tanque de retención a partir del programa HEC RAS de flujo unidimensional no permanente, unsteady flow, se introducen secciones cada 6 m, como se hizo con SWMM, iniciando con la sección nº 9 y finalizando con la sección nº 1. Además, se introduce un vertedero en línea y un orificio de fondo. Las figuras 4-21, 4-22, y 4-23 muestran gráficamente los valores introducidos en el programa.

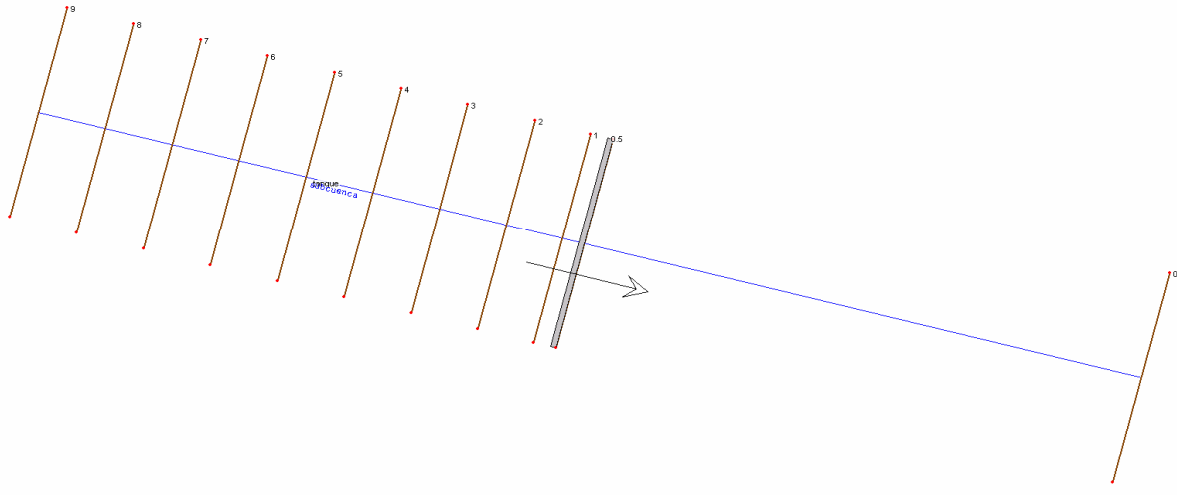


Figura 4-11. Vista en planta de la geometría de secciones empleadas en HEC RAS

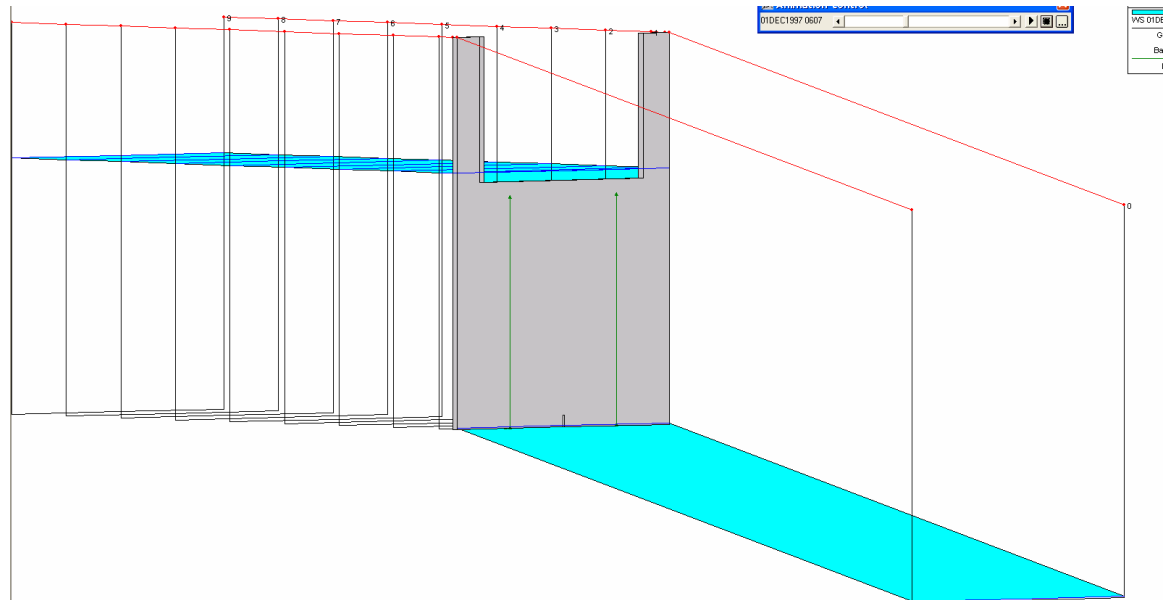


Figura 4-12. Vista en alzado tridimensional la geometría de las secciones empleadas en HEC-RAS

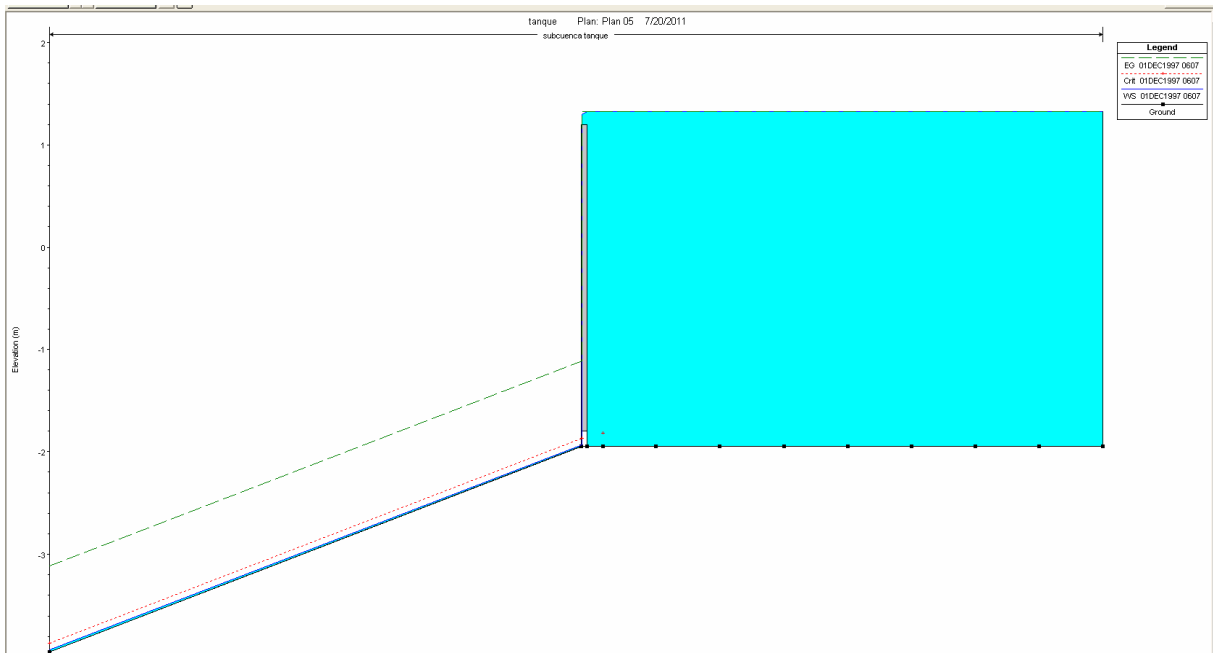


Figura 4-13. Vista en alzado de la geometría de las secciones empleadas en HEC- RAS

A partir de esta geometría se han introducido el mismo hidrograma de entrada que en la modelización de SWMM. Del mismo modo, los intervalos de tiempos de modelización son los mismos que para SWMM, obteniendo el informe de resultados con intervalos de un minuto.

4.3.2.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Se comienza mostrando las diferencias entre el caudal desaguado con el SWMM y el HEC RAS para el hidrograma de entrada y considerando únicamente el caudal desaguado por el vertedero superficial en la figura 4-14 para cada instante. Se observan diferencias pequeñas en los resultados obtenidos por ambos programas siempre del orden de 10^{-2} . Además se presenta la figura 4-15 comparativa con los resultados obtenidos mediante el método de la piscina nivelada.

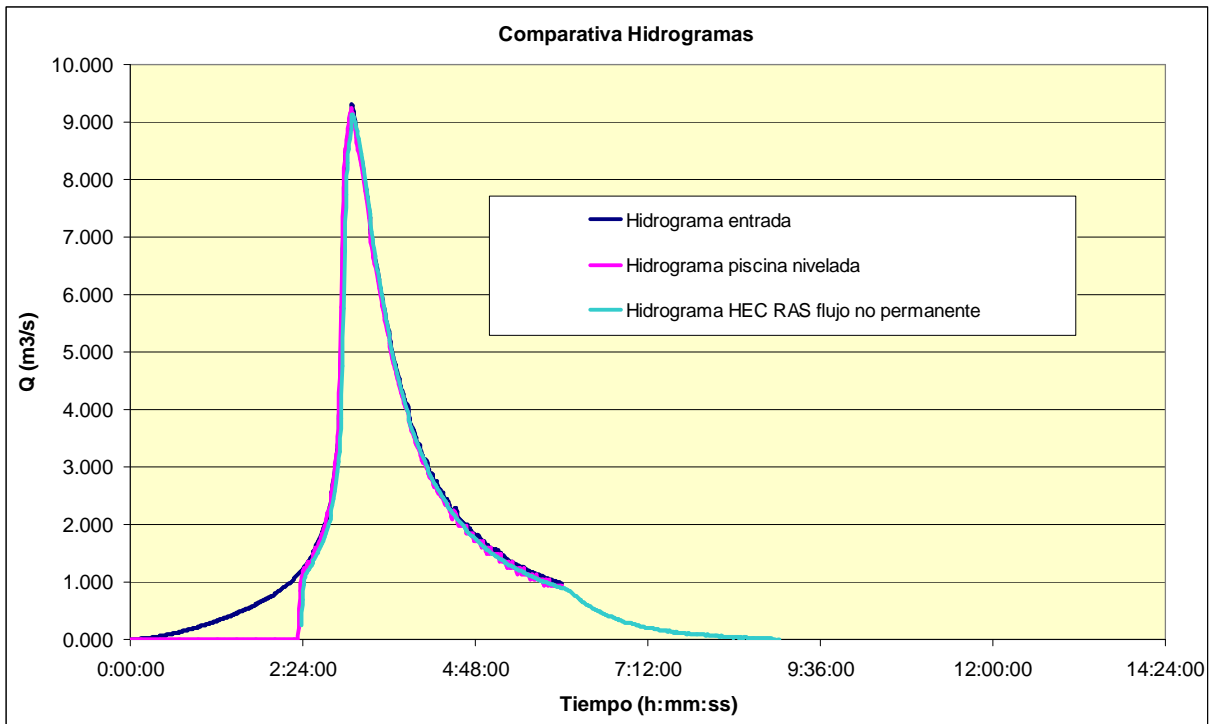


Figura 4-14. Hidrogramas entrada y salida del tanque por el vertedero superficial mediante SWMM y HEC-RAS

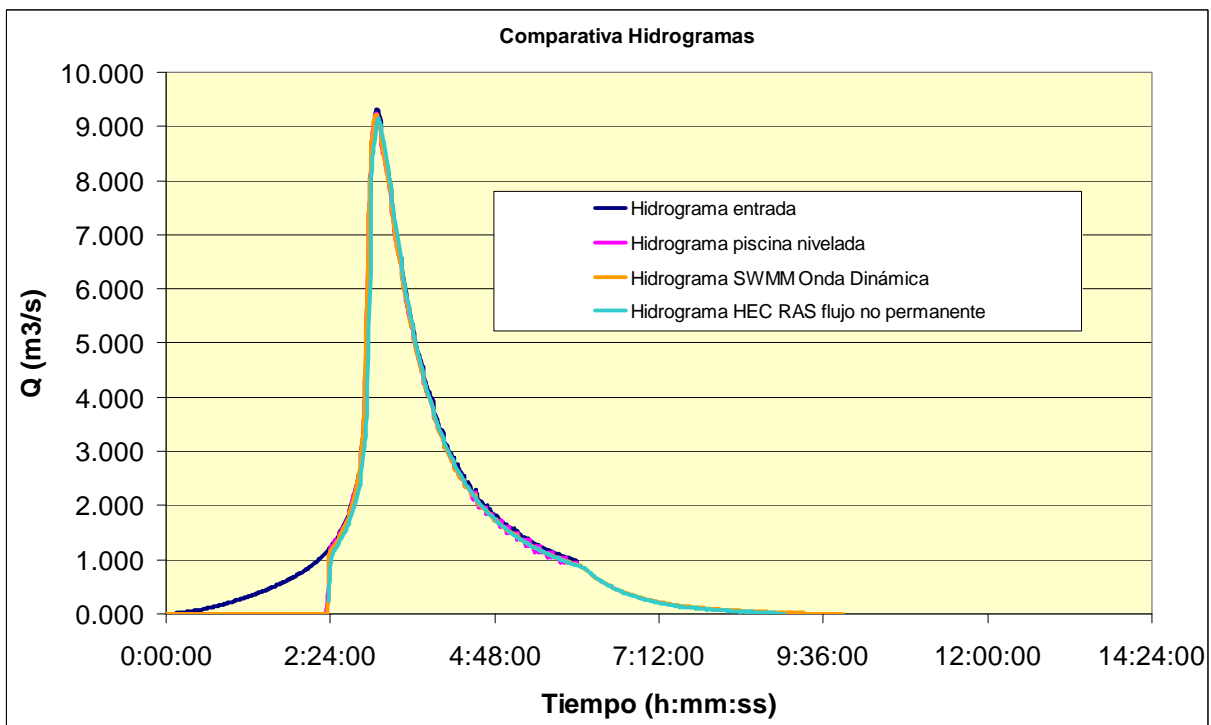


Figura 4-15. Hidrogramas entrada y salida del tanque por el vertedero superficial mediante piscina nivelada, SWMM y HEC-RAS

4.4 CONCLUSIONES

A la vista de los resultados se acepta el método de la piscina nivelada como adecuado a la hora de determinar la lámina de agua en el tanque durante el paso del hidrograma de periodo de retorno 10 años. Las comprobaciones realizadas de este hecho mediante los métodos de onda dinámica, métodos no permanentes, arrojan los mismos resultados que el primero.

En referencia a las componentes del movimiento que predominan y presentes en la ecuación de Saint Venant decir que éstas no son las fuerzas gravitacionales en la dirección del movimiento, $g.I_0$, ya que la pendiente del canal- tanque es nula luego estas son nulas también; además, como no existen diferencias de calado a lo largo del tanque el término de fuerzas de presión, $\frac{\partial y}{\partial x}$, es nulo también. De esta forma únicamente pueden compensar las fuerzas de fricción, $g.I_f$, y provocar el llenado del tanque, o variación del término de la ecuación de continuidad, $\frac{\partial y}{\partial t}$, las fuerzas inerciales compuestas por la aceleración local, $\frac{\partial v}{\partial t}$, consecuencia de la variación de velocidad en un punto fijo en el tiempo debido al paso de un hidrograma, y la aceleración convectiva, $v.\frac{\partial v}{\partial x}$, consecuencia de las diferencias de velocidad producidas entre los puntos próximos del tanque.

El término de la ecuación de Saint Venant que corresponde a la aceleración convectiva $v.\frac{\partial v}{\partial x}$ es una de las fuerzas principales hasta el inicio del llenado en el que se anula para ceder la preponderancia al término de aceleración local equivale a $\frac{\partial v}{\partial t}$, equivalente a la variación de velocidad en cada sección como consecuencia de la variación de caudales que pasan por ésta.

**CAPÍTULO 5. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD DE
SEDIMENTACIÓN EN TANQUE DE RETENCIÓN ANTI DSU DE
FORMA RECTANGULAR**

ÍNDICE

5.1 INTRODUCCIÓN.....	2
5.2 FUNCIONAMIENTO EN CUANTO A LA SEDIMENTACIÓN DEL TANQUE DE RETENCIÓN ANTI DSU.....	5
5.2.1 BASE TEÓRICA.....	5
5.2.2 METODOLOGÍA EMPLEADA.....	13
5.3.3 RESULTADOS DE ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN OBTENIDOS.....	14
5.2.4 CONCLUSIONES	16
5.3 RELACIÓN DE OTROS CONTAMINANTES CON SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	
TOTALES	17

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se pretende comprobar la capacidad de reducir la carga contaminante de un depósito de retención de aguas pluviales diseñado de acuerdo a las normativas existentes, más concretamente la ATV A-128, desde el punto de vista de la sedimentabilidad de los sólidos en suspensión (TSS). Así, vamos a aplicar estos valores a hidrogramas de zonas mediterráneas, en las que destaca el carácter torrencial de las precipitaciones. Recordamos que el área de estudio del presente proyecto se trata de una superficie de en torno a las 62 has totalmente urbanizadas y muy impermeabilizadas.

Para esta comprobación utilizaremos las precipitaciones del año medio presentadas en el apartado 2.7 del Capítulo 2, así como los hidrogramas asociados a ellas. Junto a este hidrograma, y ante la inexistencia de datos de campo, utilizaremos un polutograma constante a lo largo de todo el hidrograma con una carga constante de sólidos en suspensión, que haremos coincidir con el valor de la Concentración Media de Suceso (CMS) de 580 mg/l para redes unitarias y de 200 mg/l para redes separativas. A pesar de que en el Capítulo 2 apartado 2.8 calculamos un polutograma a partir de una curva de primer lavado, por operatividad no se considerará primer lavado en los cálculos de retención de sólidos en suspensión por sedimentación realizados en el presente Capítulo.

La concentración de Sólidos en Suspensión adoptada tendrá una granulometría que tomaremos del estudio de Anta et al. (2006) realizado sobre una cuenca urbana en Fontiñas (Galicia). Así la granulometría asociada a los Sólidos en Suspensión será:

Particle size distribution and settling velocity (present study and USEPA, 1986)						
Group	% intervals, particle size distribution	Fontiñas extra-pollation (μm)	Settling velocity (cm/h), (USEPA, 1986)	Settling velocity (cm/h), Stoke's law		
				$\rho_s = 1.1$ g/cm ³	$\rho_s = 2$ g/cm ³	$\rho_s = 2.73$ g/cm ³
1	0-20	< 10	0.9	0.8	7.5	13.0
2	20-40	10-30	9.1	9.8	97.6	168.9
3	40-60	30-55	45.72	43.9	439.3	759.9
4	60-80	55-100	213.4	132.8	1327.5	2296.6
5	80-100	>100	1981.2	707.7	7076.9	12243.0

Tabla 5-1. Granulometría seleccionada para comprobación eliminación sólidos Fuente: Anta, et al. (2006)

Anta et al. (2006), detallan la metodología para la determinación de la granulometría presentada en la tabla 5-1 a partir de la determinación de dos parámetros como son el número total de partículas por unidad de volumen de agua y el tamaño medio de las mismas (I_{nv}) a partir de métodos de medición mediante luz láser difractada como se detalla en Puertas et al. (2008). Esto permite determinar la granulometría de los sólidos en suspensión para tamaños entre 0,45 y 250 μm .

En cuanto a la elección de la densidad a considerar de los sólidos en suspensión, el estudio de Anta et al. (2006), realiza la consideración de que los sólidos en

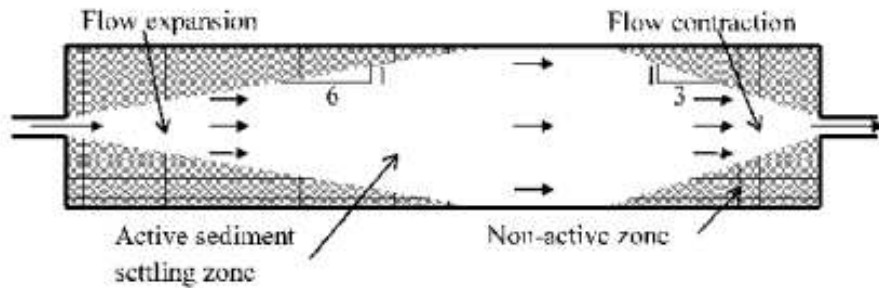


Figura 5-2. Detalle planta Depósito donde se observa la pérdida de poder de sedimentación en la entrada y salida del mismo. Fuente: Janssen

Una vez hemos detallado las hipótesis de trabajo se pasa a definir de manera precisa el depósito de retención anti DSU propuesto. Tomaremos un depósito de 3.024 m³ de volumen útil, lo cual arroja un ratio de 48,77 m³/ha para nuestras 62,34 has, que ocupará una superficie en planta de 960 m² divididos en compartimentos de 20 m de ancho y que tendrá una longitud de 48 m de largo. El tanque se podrá vaciar a partir de un orificio de fondo, situado en el fondo y realizado mediante una conducción de diámetro 150 mm, que permitirá la evacuación de en torno a 0,057 m³/s, caudal máximo admitido por EBAR anexa existente, y un vertedero superficial de 10 m de longitud y coeficiente de desagüe de valor 0,75.

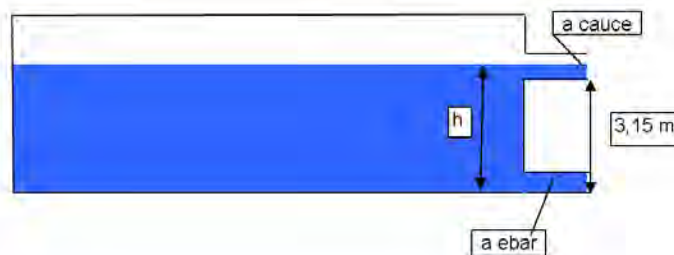


Figura 5-3 Esquema Tanque Anti-DSU

Para los cálculos de sedimentación la altura considerada será la altura sobre el fondo del depósito. En los siguientes apartados se va a plantear la metodología seguida para el cálculo del llenado y rebose del tanque planteado a partir de los hidrogramas obtenidos durante el año medio de precipitación así como de la eliminación de sólidos en suspensión por sedimentación.

5.2 FUNCIONAMIENTO EN CUANTO A LA SEDIMENTACIÓN DEL TANQUE DE RETENCIÓN ANTI DSU

5.2.1 BASE TEÓRICA

Para el cálculo de la **FRACCIÓN DE PARTÍCULAS ELIMINADAS** mediante sedimentación en el depósito de retención considerado en primer lugar calcularemos la velocidad de sedimentación de las partículas:

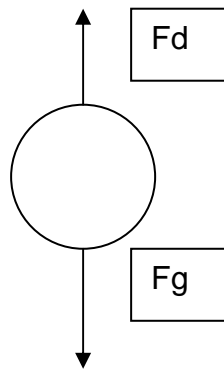


Figura 5-4 Esquema fuerzas actuantes sobre partícula esférica

Donde tenemos

$$F_g = (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot V \quad (5.5)$$

$$F_d = \frac{C_d \cdot A \cdot \rho \cdot v^2}{2} \quad (5.6)$$

Donde:

F_g = fuerza gravitatoria

F_d = fuerza de arrastre por fricción

ρ_s = densidad del sólido

ρ = densidad del fluido

V = volumen de la partícula

C_d = coeficiente de arrastre adimensional

A = área transversal de la partícula

v = velocidad de caída de la partícula

Si consideramos ahora las partículas como esféricas e igualamos fuerzas podemos despejar la velocidad de caída y obtenemos la ley de Newton:

$$v = \left[\frac{4}{3} \cdot \frac{(\rho_s - \rho) \cdot d}{C_d \cdot \rho} \right] \quad (5.7)$$

El coeficiente de arrastre presenta diferentes valores dependiendo de si el régimen del movimiento del agua es laminar, turbulento o ambos. La expresión de este término se expresa mediante la ecuación siguiente:

$$C_d = \frac{24}{R_E} + \frac{3}{\sqrt{R_E}} + 0,34 \quad (5.8)$$

Donde R_E es el número de Reynolds y se expresa mediante la ecuación:

$$R_E = \frac{v \cdot d \cdot \rho}{\mu} \quad (5.9)$$

Donde,

d = diámetro de la partícula

μ = viscosidad dinámica que equivale a la viscosidad cinemática multiplicada por la densidad del fluido. El valor de la viscosidad cinemática es de $1,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para valores de $R_E < 0,3$, se trata de un régimen laminar, predomina el primer término de la ecuación de C_d . despreciando el resto de términos obtendríamos la ec. de Stokes:

$$v = \left[\frac{g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d^2}{18 \cdot \mu} \right] \quad (5.10)$$

De esta forma obtenemos las velocidades de caída de las partículas que aparecen en la tabla 5-1.

El siguiente paso es el cálculo de la velocidad ascensional del fluido a través del tanque, V_s , a partir del cálculo del tiempo de retención del agua en el tanque, TRH :

$$TRH = \frac{V}{Q}; v_s = \frac{h}{TRH} = \frac{Q}{S_H} \quad (5.11)$$

Donde,

h = calado del agua en el depósito sobre la cota del vertedero

S_H = superficie del depósito rectangular, cte = 960 m^2

V_s = velocidad ascensional de la partícula

Una vez calculados estos valores el siguiente paso es comprobar el porcentaje de eliminación de los Sólidos en Suspensión, E , mediante la relación entre la velocidad de caída de las partículas y la velocidad ascensional propia de las condiciones hidráulicas existentes para cada instante, así para un determinado diámetro o fracción de partículas dentro de la granulometría elegida tendremos:

$$E = \frac{v}{v_s} \quad (5.12)$$

Pero para considerar el resto de diámetros tendremos:

$$E = \frac{\sum \frac{v_i}{v_s} n_i}{\sum n_i} \quad (5.13)$$

v_i : velocidad de caída promedio de las partículas de la fracción i -ésima de tamaño, y n_i el porcentaje o fracción respecto al total de estas partículas.

Las ecuaciones anteriores son para el caso de flujo uniforme y laminar. Pero la realidad es que existen una serie de turbulencias, que se producen en el movimiento del agua a su paso por los tanques de retención y que hacen que se vea disminuida la capacidad de sedimentación respecto a las condiciones ideales. Así, Camp (1945) propuso la siguiente ecuación para el cálculo del rendimiento de eliminación de partículas con respecto a la velocidad de caída, carga superficial y a un coeficiente vertical de difusión de la turbulencia, ε .

$$E = f(v.h/2.\varepsilon, vA/Q = vl/v_H.h = v/v_s) \quad (5.14)$$

Donde,

ε = coeficiente vertical de difusión de la turbulencia, o coeficiente de mezcla

l = longitud de viaje del agua en el tanque, 48 m en nuestro caso

Para resolver esta función Camp asumió una distribución horizontal uniforme de la velocidad y un valor constante del coeficiente vertical de difusión de la turbulencia, ε . Con estas simplificaciones queda una ecuación en la que la concentración de sólidos en un punto vertical, situado a una altura h , es el resultado de la sedimentación y la difusión. La difusión será constante si la velocidad horizontal tiene una distribución parabólica, aunque hemos tomado como hipótesis que la componente horizontal de la velocidad es uniforme. Así para la distribución de velocidad parabólica el coeficiente de difusión queda:

$$\varepsilon = 0,075.h.\sqrt{\tau_0 / \rho} \quad (5.15)$$

Donde,

T_0 = tensión tangencial en el fondo del depósito

El término $v^* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$ es conocido como velocidad crítica de corte en el fondo del depósito y se puede evaluar mediante la ecuación de Manning de la siguiente forma (Shields 1938):

$$v^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = (v_H \cdot n \cdot \sqrt{g}) / 1,49 \cdot y^{\frac{1}{6}} \quad (5.16)$$

A partir de las ecuaciones 5.15 y 5.16 adoptamos un nuevo parámetro, α , función de $v \cdot h / 2 \cdot \varepsilon$ y obtenemos:

$$\alpha = 0,1 \cdot (v \cdot h / 2 \cdot \varepsilon) = v / 1,5 \cdot v^* = (v \cdot h^{\frac{1}{6}}) / (v_H \cdot n \cdot \sqrt{g}) \quad (5.17)$$

Donde α es el factor de turbulencia adimensional y se expresa como:

$$\alpha = \frac{v \cdot h^{\frac{1}{6}}}{v_H \cdot n \cdot \sqrt{g}} \quad (5.18)$$

h = calado de la unidad decantadora

v_H = velocidad horizontal del flujo a través de la unidad

n = coeficiente de rugosidad de manning de la solera del estanque

Un límite superior de las condiciones turbulentas se da cuando el coeficiente α alcanza el valor 0,01, factor que indica el mayor grado de turbulencia y por lo tanto el menor potencial de eliminación; y un límite inferior es encontrado cuando $\alpha = 1$, donde se podrán emplear la ecuación de porcentaje de eliminación 5.12, de flujo quiescente- laminar, vista anteriormente. En la figura 5-5, en función del valor de α , se puede calcular el rendimiento de eliminación, E .

Ahora el coeficiente de eliminación de partículas, E , para la situación de máxima turbulencia, en la que recordemos $\alpha = 0,01$, se puede expresar como:

$$E = 1 - e^{-\frac{v}{V_s}} \quad (5.19)$$

$$E = 1 - e^{-\frac{v \cdot t_d}{h}} \quad (5.20)$$

Donde t_d es el tiempo de permanencia del agua en el depósito.

La figura 5-6 muestra la relación de la velocidad de sedimentación y la velocidad ascensional en abcisas con el porcentaje de eliminación en ordenadas.

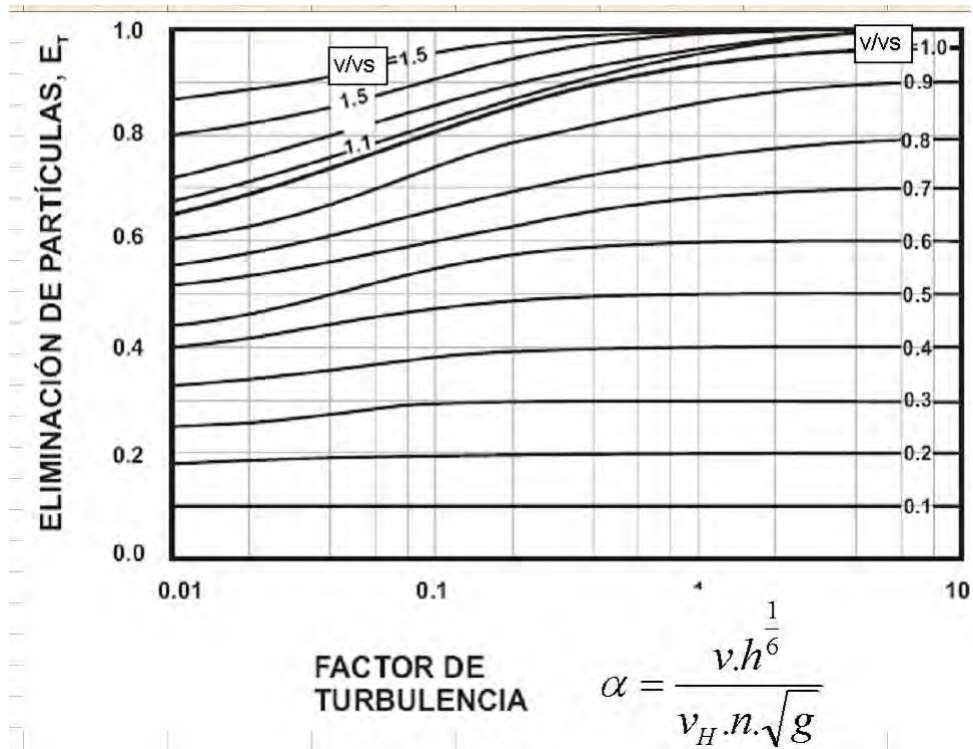


Figura 5-5. Porcentaje de eliminación en función del valor de α . Fuente: Puertas, J.

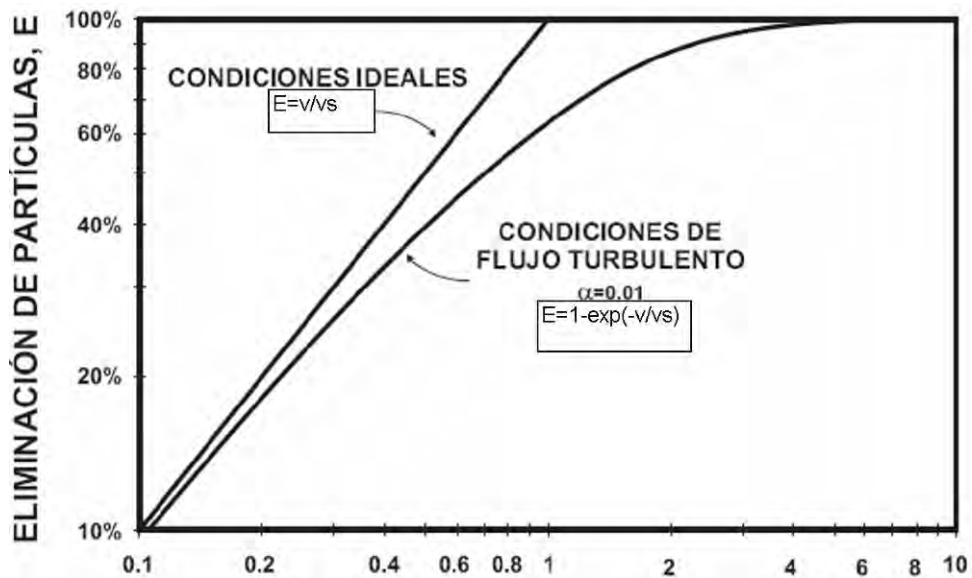


Figura 5-6. Relación v/vs y porcentaje de eliminación. Fuente: Puertas, J.

Así, para la situación en la que el parámetro α se encuentre entre 0,01 y 1 adoptaremos la siguiente ecuación para el cálculo del porcentaje de eliminación:

$$E = E_Q + \frac{\ln \alpha}{\ln 0,01} \cdot (E_Q - E_T) \quad (5.21)$$

Donde,

E_Q es el porcentaje de eliminación en condiciones laminares

E_T es el porcentaje de eliminación en condiciones turbulentas, $\alpha=0,01$.

Posterior al desarrollo anterior visto por Camp, Vetter Fair and Geyer (1954), formularon el porcentaje de eliminación mediante la siguiente ecuación:

$$E = 1 - \left(1 + \frac{1}{n} \cdot \frac{v}{v_s} \right)^{-n} \quad (5.22)$$

Donde,

n es el factor de turbulencia que para condiciones mediocres, muy turbulentas, adopta el valor 1, para condiciones de buen comportamiento adopta el valor 3, y para un muy buen comportamiento adopta valores de 5.

Cuando n tiende a infinito la ecuación anterior se expresa mediante la ecuación 5.20 para el valor 0,01 del parámetro α . Es decir, además del factor de turbulencia existe la posibilidad de introducir un factor de eficiencia, n , que, como se muestra en la figura 5-7, permite tener en cuenta la eficiencia del depósito en cuanto al porcentaje de eliminación de sólidos en suspensión mediante sedimentación.

Además Janssen (2004) analiza otra serie de factores que influyen en la sedimentación de los sólidos en suspensión a tener en cuenta en el diseño de los depósitos de sedimentación, que se pueden tener en cuenta mediante este mismo factor n . Estos son:

- Corto-circuitos o zonas muertas, es decir las zonas en las que no se produce flujo
- Obstaculizaciones en la sedimentación debidas a elevadas concentraciones de sólidos. Esto requerirá un reajuste de la velocidad de sedimentación
- variabilidad en el caudal de paso a lo largo del tanque.

Así, Janssen propone una ecuación similar a la 5.22 dando valores a n en función de los criterios anteriores. Tanto estos parámetros como el de Camp no están basados en criterios hidrodinámicos sino empíricos

Posteriormente se han aplicado diversos modelos hidrodinámicos para el cálculo de la sedimentación, tanto en dos como en tres dimensiones. Destaca el modelo simplificado basado en la teoría de Prandtl para canales en lámina libre (Valiolus y List, 1984 y Haan et al, 1994). En este modelo el transporte de sedimentos en suspensión se resuelve mediante un esquema vertical en dos dimensiones a lo largo de la longitud del depósito. Se distinguen así las siguientes ecuaciones que definen el perfil de velocidad del fluido en la situación de turbulencia fuerte:

$$\frac{v_H}{v^*} = 5,75 \cdot \log\left(\frac{h}{k_s}\right) + 8,5 \quad (5.23)$$

Donde:

k_s = factor de rugosidad de contorno equivalente

v_H = velocidad horizontal en cualquier punto del depósito

v^* = velocidad de corte en el fondo del canal

Las ecuaciones de transporte de sedimentos en suspensión de dicho modelo hidrodinámico incluyen el transporte horizontal de sólidos por advección, la sedimentación debida a la gravedad, y la mezcla vertical como consecuencia de las turbulencias. Este modelo no incluyó la mezcla lateral, el transporte de fondo y la resuspensión de sólidos y los procesos de floculación. Así las ecuaciones de transporte de sólidos a una altura h sobre el fondo del tanque, y en unidades de kg/s/m^2 , con el valor de la concentración de los contaminantes C en mg/l , se expresarán:

$$\text{Componente velocidad transporte horizontal} = \rho \cdot v_H \cdot C \quad (5.24)$$

$$\text{Componente velocidad transporte vertical} = -\rho v C \quad (5.25)$$

$$\text{Componente velocidad transporte vertical debida a mezcla} = -\rho \varepsilon \frac{dC}{dh} \quad (5.26)$$

Donde ε es el coeficiente vertical de difusión de la turbulencia o de transferencia de masa de Camp.

Así para condiciones de flujo permanente la ecuación de continuidad de transporte de sedimentos quedará:

$$v_H \frac{\partial C}{\partial x} - v \frac{\partial C}{\partial h} - \varepsilon \frac{\partial^2 C}{\partial h^2} = 0 \quad (5.27)$$

Esta ecuación se resuelve mediante un esquema implícito en diferencias finitas a partir de iteraciones. Las simplificaciones adoptadas son las de velocidad constante en todo el ancho del depósito, la difusión horizontal es despreciable en comparación con la advección horizontal por lo que puede ignorarse, y se suponen que los sedimentos están totalmente mezclados al entrar y su concentración es constante respecto a la profundidad. En la figura 5-7 se observa la relación de la velocidad de sedimentación y la velocidad ascensional en abcisas con el porcentaje de eliminación

en ordenadas para los cálculos realizados mediante el modelo numérico que resuelve la ecuación 5.27.

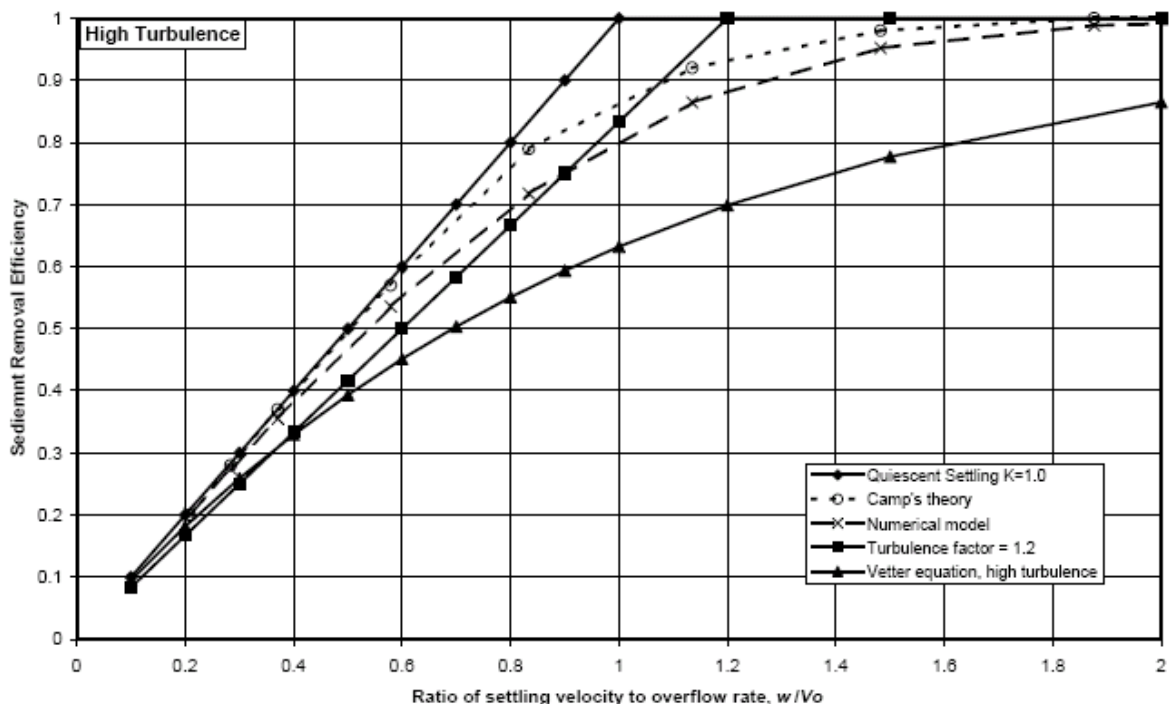


Figura 5-7. Relación v/v_s y porcentaje de eliminación. Fuente: Janssen

Como se puede observar mediante este modelo numérico se obtienen resultados similares a los obtenidos por Camp (1946). La curva denominada de ecuación de Vetter se refiere a la curva de Camp en la que el valor de $\alpha=0,01$ que como se observa da valores algo desfavorables respecto a los resultados arrojados por el modelo numérico.

Respecto al tipo de flujo que se producirá en el tanque se podrá dar el flujo pistón o el flujo totalmente mezclado. El flujo pistón es el que se caracteriza por que no hay mezcla entre las partículas a lo largo del tanque, la velocidad es constante y uniforme en la sección transversal, se caracteriza por una gran eficacia hidráulica y relaciones largo/ancho muy elevadas, alcanzando valores superiores a 10. El otro tipo de flujo es el mezclado en el que existe turbulencia, la eficiencia hidráulica no es tan elevada y la concentración a la salida es igual a la existente en el interior del tanque. Nosotros consideraremos el flujo mezclado por ser más desfavorable y por aproximarse más a la realidad.

5.2.2 METODOLOGÍA EMPLEADA

Par aplicar las ecuaciones vistas anteriormente durante el paso del hidrograma a través del depósito de retención utilizaremos, como ya hicimos para determinar el llenado y vaciado del depósito, ecuaciones en diferencias finitas que se adapten a las ecuaciones en diferencias finitas utilizadas para simular el funcionamiento hidráulico. Así se propone, adaptado del tratado de la EPA Storage/Sedimentatios for Control of Store and Combined sewer Overflows, Desing Manual, las ecuaciones de balance:

$$d(SC)/dt = I(t).C^I(t) - Q(t).C(t) - E.C(t).S(t) \quad (5.23)$$

Donde,

S es el volumen en el depósito en el instante t en m^3

I es el caudal de entrada en el instante t en m^3/s

C^I es la concentración en sólidos en suspensión del influente en mg/l

C es la concentración en sólidos en suspensión del efluente en mg/l

Q es el caudal de salida del depósito en el instante t

E es el coeficiente de eliminación de contaminantes por sedimentación en seg^{-1}

Recordamos que se ha realizado la consideración de flujo totalmente mezclado, a diferencia del flujo pistón por lo que la concentración en el depósito en todo momento será la misma que la concentración de salida.

Para un intervalo de tiempo Δt , discretizando así el instante 1 y el instante 2, y aplicando diferencias finitas y teniendo en cuenta el desarrollo obtenido mediante la ecuación 5.2, la ecuación anterior quedará:

$$C_2 = \frac{C_1 \cdot h_1 \cdot S + \frac{(C^I_1 \cdot I_1 + C^I_2 \cdot I_2)}{2} \cdot \Delta t - \frac{C_1 Q_1}{2} \cdot \Delta t - \frac{E_1 \cdot C_1 \cdot S \cdot h_1}{2} \Delta t}{S \cdot h_2 \cdot \left(1 + \frac{E_2 \cdot \Delta t}{2}\right) + \frac{Q_2}{2} \cdot \Delta t} \quad (5.24)$$

Donde recordemos que E_1 y E_2 se obtiene mediante la ecuación 5.20 ya que suponemos que existen condiciones turbulentas, es decir, $\alpha=0,01$. Es si importante destacar que los valores de E se calculan para el intervalo de tiempo Δt de cinco minutos tomado para los cálculos.

S es la superficie en planta del depósito, $960 m^2$ en nuestro caso, valor constante.

Se podrán calcular E_1 y E_2 mediante las ecuaciones 5.22 suponiendo para n valores entre 1 y 3 teniendo en cuenta la bibliografía consultada de Barry J. Adams y Fabian Papa, y Puertas et al.

Consideraremos en todo momento como altura de almacenamiento máxima de agua sobre el orificio de fondo.

5.3.3 RESULTADOS DE ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN OBTENIDOS

Para el año medio de precipitaciones de que se dispone y el depósito propuesto se calculan los porcentajes de eliminación de Sólidos en Suspensión para las diferentes granulometrías y a las diferentes velocidades de sedimentación siguientes:

% Distribución Granulometrías	D ₅₀ (µm) considerado	v (cm/h) ρ _s =1,1 g/cm ³
0-20	10	0,8
20-40	20	9,8
40-60	42,5	43,9
60-80	77,5	132,8
80-100	100	707,7

Tabla 5-1. Granulometría seleccionada para comprobación eliminación sólidos Fuente: Anta, J.

Realizaremos los cálculos para el parámetro de turbulencia de Camp, $\alpha=0,01$, y la densidad de 1,1 g/cm³. El detalle de los cálculos se presenta en el Anejo 2 de Resultados de los Cálculos de Sedimentación. De estos se desprende que los valores obtenidos del parámetro α suelen ser siempre superiores a 0,01, dando valores de flujo quiescente en todos los casos.

Para el cálculo de la concentración de Sólidos en Suspensión del agua de salida se ha tenido en cuenta también el volumen que sale por el orificio de fondo.

Caso 1. Parámetro de turbulencia de Camp, $\alpha=0,01$, y la densidad 1,1 g/cm³. Redes unitarias (CMS=580 mg/l)

	Volumen entrante (m ³)	Volumen desaguado depósito ATV (m ³)	SS entrante (kg)	SS saliente (kg)	SS sedimentado (kg)	SS emitidos caso de no considerar sedimentación (kg)
Tramo I	102.489	65.292	59.444	26.687	11.182	37.869
Tramo II	80.094	21.752	46.455	5.367	7.249	12.616
Tramo III	38.311	13.783	22.220	4.739	3.255	7.994
TOTAL	220.894	100.827	128.119	36.793	21.686	58.479

Tabla 5-2. Resumen rendimientos de eliminación de Sólidos en Suspensión por laminación y sedimentación para redes unitarias

Luego el 45,64% del agua que llega a depósito es vertida y el 28,71% de los sólidos en suspensión entrantes. Sin considerar la sedimentación los porcentajes serían del 45,64% luego hay una diferencia de en torno al 16,92% gracias a la sedimentación

Caso 2. Parámetro de turbulencia de Camp, $\alpha=0,01$, y la densidad 1,1 g/cm³. Redes separativas (CMS=200 mg/l)

En el caso de realzar los mismos cálculos para una red separativa tendríamos, considerando el valor de CMS de 200 mg/l de SS en lugar de los 580 de los vertidos unitarios.

	Volumen entrante (m ³)	Volumen desaguado depósito ATV (m ³)	SS entrante (kg)	SS saliente (kg)	SS sedimentado (kg)	SS emitidos caso de no considerar sedimentación (kg)
Tramo I	102.489	65.292	20.497	9.202	3.856	13.058
Tramo II	80.094	21.752	16.018	1.850	2.500	4.350
Tramo III	38.311	13.783	7.662	1.634	1.122	2.756
TOTAL	220.894	100.827	44.178	12.686	7.478	20.164

Tabla 5-3. Resumen rendimientos de eliminación de Sólidos en Suspensión por laminación y sedimentación para redes separativas

Luego el 45,64% del agua que llega a depósito es vertida y el 28,71% de los sólidos en suspensión entrantes. Sin considerar la sedimentación los porcentajes serían del 45,64% luego hay una diferencia de en torno al 16,92% gracias a la sedimentación

Con la intención de contrastar y validar los presentes cálculos se realizan a continuación una serie de consideración es y de propuestas para recalcularlo anterior:

- Cabría ahora la posibilidad de realizar los mismo cálculos para las consideraciones realizadas mediante las fórmulas de Fair and Geyer para un valor de turbulencia n entre 1 y 3.
- Sería interesante considerar un polutograma más próximo a la realidad, es decir, que introdujera las correspondientes puntas ed contaminación al principio para decrecer conforme avance el hidrograma
- Se podrían repetir además todos los cálculos para la consideración de flujo pistón y no mezcla total
- Sería interesante considerar la influencia de la floculación de las partículas en los rendimientos de sedimentación. Para esto sería necesario realizar los correspondientes ensayos mediante columnas de sedimentación.

5.2.4 CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos estamos obteniendo porcentajes de eliminación de sólidos en suspensión de entorno al 16,92% para la densidad de 1,1 g/cm³; valores muy bajos si pretendemos hacer un diseño para el vertido al medio receptor enfocado al cumplimiento de unas calidades. Recordemos que éste exige, según se comenta en el Capítulo 6 apartado 6.1.1 una concentración de sólidos en suspensión de 35 mg/l como máximo.

Para alcanzar mejores rendimientos habría que ir siempre a aumentar los tiempos de retención, a depósitos permanentes

En resumen, las condiciones fijadas por las lluvias que se producen en las zonas mediterráneas, con un marcado carácter torrencial, lo cual se observa en los hietogramas sintéticos adoptados, y en los hidrogramas del año medio presentados en el Capítulo 2, hacen que no se produzca un ajuste con los valores medios fijados por las diversas normativas vigentes en cuanto a volúmenes medios de depósitos de retención para la reducción de la contaminación por lo que es necesario ir a otro tipo de soluciones si se pretende diseñar con la pretensión de cumplir unos parámetros de salida acordes al medio receptor, que en este caso es la laguna de aguas someras conocida como Mar Menor.

De los estudios e informes consultados se observa que los depósitos que alcanzan unos rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión elevados y aceptados suponen depósitos o balsa en los que el tiempo de retención se sitúe a partir de 24 horas. Barry J. Adams y Fabian Papa presentan una serie de curvas en las que dependiendo del volumen del depósito y el tiempo de retención, siempre entre 6 y 48 horas, se dan unos porcentajes de eliminación de sólidos en suspensión resumidos en la siguiente tabla:

Superficie drenada (ha)	Altura depósito (m)	Lluvia considerada (mm)	Volumen depósito (m ³)	% Eliminación			
				6 h	12 h	24 h	48 h
10	1	15	1.500	40%	50%	60%	70%

Tabla 5-4. Porcentaje de eliminación de Adams y Papa

Estos valores están muy por encima de lo obtenido mediante nuestros cálculos de sedimentación.

En el artículo de Anta et al. (2006), realizado sobre una cuenca urbana en Fontiñas, se presentan las relaciones entre los diámetros, velocidades de sedimentación y tiempo de retención necesarios estando siempre en valores de alrededor de las 12 y 24 horas. Toma la consideración de que la sedimentación se producirá en condiciones quiescentes.

HRT (horas)	V (m/d)	ρ_s (g/cm ³)	d_s (μ m)
24	1,5	2,04	5,5
12	3	2,04	7,8
24	1,5	1,1	17,9
12	3	1,1	25,3

Tabla 5-5. Tiempo necesario para eliminación en función de las partículas

Para alcanzar esta solución con las lluvias existentes en nuestras áreas nos debemos ir a embalses a cielo abierto.

5.3 RELACIÓN DE OTROS CONTAMINANTES CON SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN TOTALES

Diversos estudios realizados en España demuestran una clara relación entre la concentración de Sólidos en Suspensión, la carga orgánica e inorgánica (DBO, DQO) y metales pesados. Así el estudio Promedsu realizado por el Ministerio de Medio Ambiente junto con la Universidade da Coruña presenta la siguiente tabla de coeficientes de correlación para valores de Concentración Máxima de Suceso:

Concentración máxima

	DQO	DBO5	COT	NTK	NH4+	P-total	SS	SSV	SD	SDV	ST	Turbidez	Cond.	Temp	pH	Cu (dis)	Zn (dis)	Pb (dis)	HC (dis)
DQO	1.000	0.916	0.506	0.631	0.5189	0.5211	0.8376	0.9073	0.2762	0.1494	0.6867	0.8472	-0.091	-0.024	-0.17	0.527	0.7338	0.5318	0.7064
DBO5	0.916	1.000	0.345	0.5168	0.4987	0.4339	0.8071	0.8799	0.2379	0.1624	0.6971	0.7834	-0.159	-0.02	-0.155	0.3829	0.8272	0.6779	0.8427
COT	0.506	0.345	1.000	0.1301	0.177	0.0538	0.2457	0.4159	0.4378	0.3476	0.332	0.8213	-0.301	-0.694	-0.708	0.1337	0.3422	0.0095	-0.017
NTK	0.631	0.517	0.130	1	0.896	0.7791	0.4609	0.4817	0.2805	0.1823	0.4157	0.4532	0.434	0.2949	0.2182	0.3813	0.3716	0.1084	0.3101
NH4+	0.519	0.499	0.177	0.896	1	0.6861	0.3047	0.3929	0.3134	0.2117	0.3328	0.4267	0.4237	0.1405	0.1051	0.4086	0.5402	0.1924	0.2139
P-total	0.521	0.434	0.054	0.7791	0.6861	1	0.4967	0.4326	-8E-05	-0.091	0.2542	0.285	-0.042	0.1444	-0.027	0.4423	0.3473	0.3061	0.3645
SS	0.838	0.807	0.246	0.4609	0.3047	0.4967	1	0.9355	0.202	0.0733	0.7972	0.6201	-0.297	0.0626	-0.168	0.5739	0.6597	0.7197	0.823
SSV	0.907	0.880	0.416	0.4817	0.3929	0.4326	0.9355	1	0.3311	0.1923	0.818	0.7744	-0.24	-0.04	-0.246	0.604	0.8048	0.7399	0.8
SD	0.276	0.238	0.438	0.2805	0.3134	-8E-05	0.202	0.3311	1	0.9704	0.7279	0.5214	0.2615	0.1214	0.0647	-0.062	0.3537	0.0964	0.2524
SDV	0.149	0.162	0.348	0.1823	0.2117	-0.091	0.0733	0.1923	0.9704	1	0.6481	0.4331	0.2812	0.1404	0.1097	-0.28	0.2248	-0.016	0.2195
ST	0.687	0.697	0.332	0.4157	0.3328	0.2542	0.7972	0.818	0.7279	0.6481	1	0.6818	-0.036	0.166	-0.022	0.2786	0.6487	0.5722	0.7665
Turbidez	0.847	0.783	0.821	0.4532	0.4267	0.285	0.6201	0.7744	0.5214	0.4331	0.6818	1	-0.2	-0.385	-0.468	0.2184	0.6349	0.3298	0.4829
Cond.	-0.091	-0.159	-0.301	0.434	0.4237	-0.042	-0.297	-0.24	0.2615	0.2812	-0.036	-0.2	1	0.6285	0.7359	-0.034	-0.13	-0.433	-0.213
Temp	-0.024	-0.020	-0.694	0.2949	0.1405	0.1444	0.0626	-0.04	0.1214	0.1404	0.166	-0.385	0.6285	1	0.9546	0.0791	-0.04	0.0681	0.3028
pH	-0.170	-0.155	-0.708	0.2182	0.1051	-0.027	-0.168	-0.246	0.0647	0.1097	-0.022	-0.468	0.7359	0.9546	1	-0.077	-0.186	-0.131	0.098
Cu (dis)	0.527	0.383	0.134	0.3813	0.4086	0.4423	0.5739	0.604	-0.062	-0.28	0.2786	0.2184	-0.034	0.0791	-0.077	1	0.6244	0.5955	0.2878
Zn (dis)	0.734	0.827	0.342	0.3716	0.5402	0.3473	0.6597	0.8048	0.3537	0.2248	0.6487	0.6349	-0.13	-0.04	-0.186	0.6244	1	0.829	0.6977
Pb (dis)	0.532	0.678	0.009	0.1084	0.1924	0.3061	0.7197	0.7399	0.0964	-0.016	0.5722	0.3298	-0.433	0.0681	-0.131	0.5955	0.829	1	0.7953
HC (dis)	0.706	0.843	-0.017	0.3101	0.2139	0.3645	0.823	0.8	0.2524	0.2195	0.7665	0.4829	-0.213	0.3028	0.098	0.2878	0.6977	0.7953	1

Figura 5-8. Correlación entre distintos contaminantes proyecto PROMEDSU. Fuente: Puertas et al.

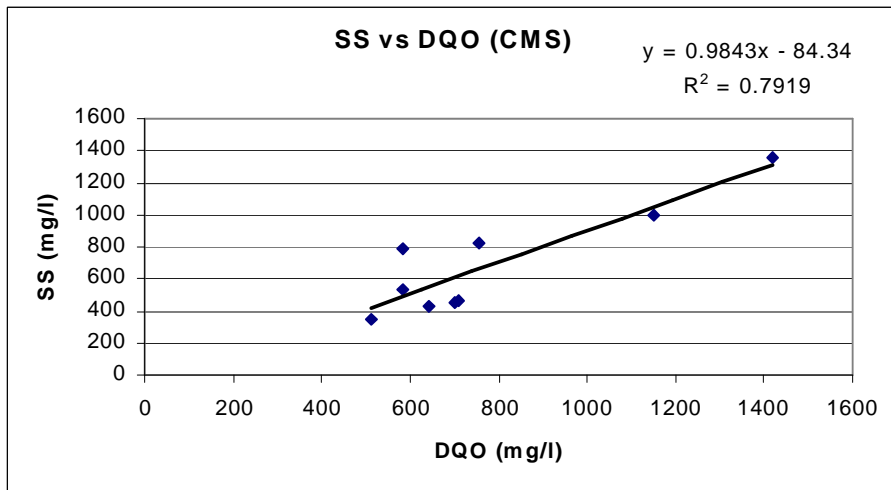


Figura 5-9. Gráfico de correlación entre SS y DQO. Fuente: Puertas et al.

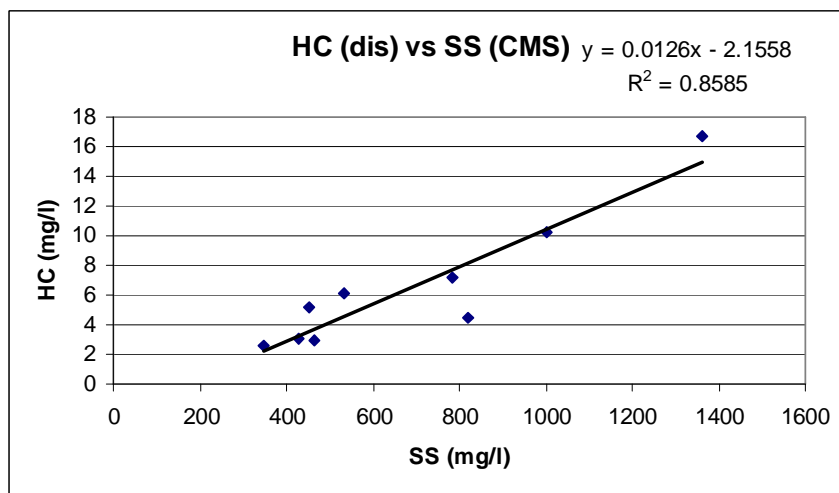


Figura 5-10. Gráfico de correlación entre SS y metal pesado. Fuente: Puertas et al.

Por otra parte en Adams y Papa (2000) se incluye una constante de eliminación de contaminantes disueltos y bacterias patógenas en agua de escorrentía urbana a partir de sedimentación o muerte a partir del tiempo de retención mediante un proceso cinético de primer orden que responde a la ecuación:

$$\frac{dC}{dt} = -k.C \quad (5.25)$$

Donde,

C es la concentración del contaminante

t es el intervalo de tiempo en días

k ratio de eliminación en unidades de días⁻¹

Integrando la función anterior alcanzamos:

$$\int_{C_1}^{C_2} \frac{dC}{C} = -k \cdot \int_0^{t_0} dt \quad (5.26)$$

$$\frac{C_2}{C_1} = e^{-k \cdot t_0} \quad (5.27)$$

Por lo que el porcentaje de eliminación o reducción será:

$$E = \frac{C_1 - C_2}{C_1} = 1 - \frac{C_2}{C_1} = 1 - e^{-k \cdot t_0} \quad (5.28)$$

A partir de esta formulación Yousef et al. (1986), recogido en *Adams y Papa* (2000), presentaron los coeficientes de eliminación asociados a los contaminantes mostrados en la tabla 5-6:

Tipo de Contaminante	Constante de eliminación k (d ⁻¹)
TDS	0,15
TDN	0,054
TD BOD	0,4

Tabla 5-6. Constantes de eliminación de contaminantes Fuente: Adams y Papa (2000)

Esto refuerza las conclusiones de disponer de un tiempo de retención del agua de escorrentía urbana procedente de la lluvia en los depósitos de retención siempre de un tiempo alrededor a las 24 horas.

Estos mismos criterios son comentados en el libro de Puertas, et al. (2008) *Gestión de las Aguas Pluviales* en donde se definen los estanques de retención con agua permanente se presenta en la siguiente figura de eliminación de contaminantes respecto a la relación entre el volumen permanente y el volumen de escorrentía.

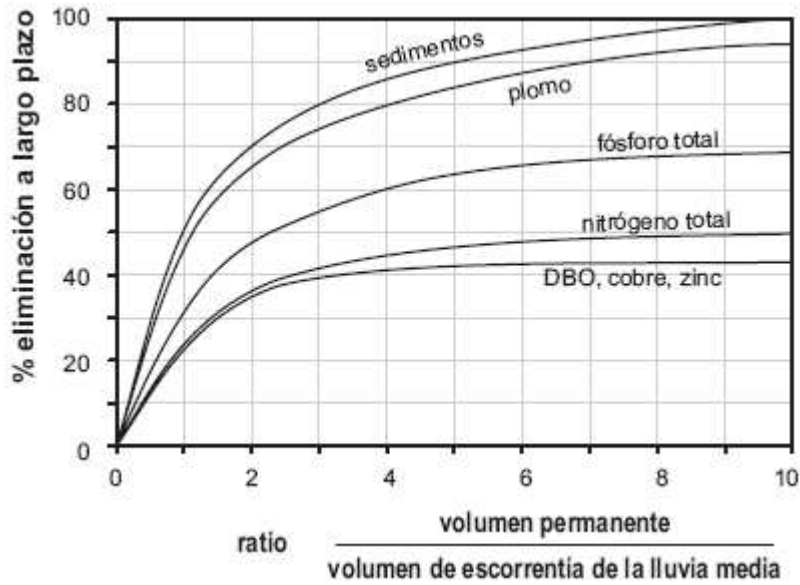


Figura 5-10. Porcentaje de eliminación de contaminantes en función del ratio volumen permanente / volumen de escorrentía

Así, para el presente proyecto se han tomado los siguientes valores de contaminantes:

Tipo de Cuenca	Valor medio SS (mg/l)	Valor medio DQO (mg/l)
Separativa	200	81,23
Unitaria	580	600

Tabla 5-7. Concentraciones Medias de Suceso

El 600 disiente del valor obtenido en la ATV A-128

Tipo de Cuenca	Total anual SS (kg/año/m ²)	Total anual DQO (kg/año/m ²)
Separativa	692,72	281,35
Unitaria	2.008,89	2078,16

Tabla 5-8. Volumen anual de contaminación por m²

Sabiendo que la precipitación media anual es de 494,8 mm y la neta es de 0,7 por este valor.

Capítulo 6 SOLUCIONES PROPUESTAS. ESTUDIO DE POSIBLES ALTERNATIVAS.

ÍNDICE

6.1 INTRODUCCIÓN.....	2
6.1.1.- OBJETIVOS A CUMPLIR POR LAS SOLUCIONES PROPUESTAS.....	2
6.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	3
6.3 MODELIZACIONES REALIZADAS A PARTIR DE SWMM	5
6.4 SOLUCIÓN SEPARATIVA 3 (iv) CON TDUS. DESCRIPCIÓN DE TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE PROPUESTAS.....	6
6.4.1 ESTABILIDAD DE CANALES FRENTE A LA EROSIÓN	8
6.4.2 CUNETAS DE DRENAJE CON RECUBRIMIENTO DE GRAVA Y MATORRAL.....	11
6.4.2.1.- Consideraciones de diseño.	13
6.4.2.2.- Cuneta diseñada	14
6.4.3 ZONA AJARDINADA CON POSIBILIDAD DE ALMACENAMIENTO DE ESCORRENTÍA	18
6.4.3.1.- Consideraciones de diseño.	20
6.4.3.2.- Zona de inundación diseñada.....	21
6.4.4 RED SEPARATIVA DE AGUAS PLUVIALES FILTRANTE	24
6.4.4.1.- Consideraciones de diseño.	25
6.4.4.2.- Zona de inundación diseñada.....	26
6.4.5.- EMBALSE DE RETENCIÓN Y ALMACENAMIENTO DEL WQCV Y DE LA LLUVIA PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	27
6.4.5.1.- Consideraciones de diseño.	28
6.5 CONCLUSIONES	31

6.1 INTRODUCCIÓN

6.1.1.- OBJETIVOS A CUMPLIR POR LAS SOLUCIONES PROPUESTAS

A lo largo del presente proyecto se ha realizado la caracterización de la cuenca de estudio y de su régimen pluviométrico medio y de extremos. Posteriormente se ha revisado la normativa europea existente, en lo que a descargas al medio receptor se refiere y se han dimensionado las posibles obras de retención, en concreto depósitos, de acuerdo a dichas normativas modificando, eso si, lo necesario para que represente la realidad de la cuenca mediterránea de estudio. En los cálculos realizados de los depósitos de retención se han aplicado las ecuaciones de la sedimentación de los sólidos en suspensión para determinar la eficacia de los mismos eligiendo un depósito que favorezca dicho proceso físico. Una vez enmarcada la situación pasamos, en el presente Capítulo, a establecer cuáles son los objetivos a cumplir para el drenaje de las aguas pluviales en la cuenca de estudio:

- a) Dado que dicha cuenca se encuentra en las proximidades del Mar Menor, laguna marina de aguas someras de especial interés medioambiental, se pide evitar el vertido directo al medio de las aguas negras o residuales de origen humano, evitando así la llegada, entre otros contaminantes, de los coniformes fecales transportados por dichas aguas.
- b) Asegurar que se elimina el 90% de la masa de contaminantes en suspensión mediante la retención del volumen de agua de escorrentía equivalente a partir de un depósito de retención de dicho volumen y para las precipitaciones del año medio.
- c) Se dispondrá de un sistema de conducciones para la recogida de aguas pluviales capaz de absorber la lluvia de 10 años y transportarla hasta el depósito de retención donde se limitará el porcentaje de agua vertida a un 10-15% del volumen total de lluvia neta de la cuenca y con una concentración de Sólidos en Suspensión menor de 35 mg/l marcada por la legislación de la zona. Esto con un depósito con relaciones largo-ancho de al menos 3:1 y con un volumen de almacenamiento de 20.000 m³.

Además hay que tener en cuenta que las áreas de estudio están en su mayoría desarrolladas por lo que se deberán proponer una serie de medidas que no supongan una importante y costosa transformación de éstas.

6.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

A continuación se van a realizar una serie de propuestas para el cumplimiento de los objetivos impuestos:

Tipo de Solución	Descripción	Ventajas	Inconvenientes	Infraestructura necesaria	Presupuesto Total estimado (iva incluido)
Unitaria (i)	Colectores unitarios capaces de recoger la lluvia de los 10 años de periodo de retorno complementado con un depósito de retención unitario capaz de retener el volumen de agua producto de la lluvia de percentil 90 y la lluvia de los 10 años de periodo de retorno es decir 20.000 m ³	Se gestionará una única red, no será necesario duplicar redes por las calles, se aprovecharán las pequeñas redes para acometer los imbornales. Una vez pasada la lluvia todo el volumen se enviará a la EDAR	Al ir el agua mezclada con el agua residual en caso de fallo se incumplirá también el objetivo a) y c). Presupuesto realmente excesivo para una cuenca de 62,34 ha a pesar de su ubicación cercana a una zona sensible	360 ml de colector de diámetro 1.000; 250 ml de colector de diámetro 2.000 mm; 250 ml de colector de diámetro 1.500; 200 ml de colector de diámetro 600. Tanque de tormentas enterrado de volumen 48.450 m ³ .	Colectores: 1.104.480,00 € Tanque en hormigón armado enterrado: 6.000.000,00 €
Separativa 1. Tanque enterrado (ii)	Idem anterior pero con colectores separativos que conducen el agua de escorrentía pluvial a un tanque enterrado de 20.000 m ³	Las aguas circulan separadas de las residuales luego en caso de fallo el vertido tendrá una concentración mucho menor de contaminantes	Presupuesto realmente excesivo para una cuenca de 62,34 ha a pesar de su ubicación cercana a una zona sensible	360 ml de colector de diámetro 1.000; 250 ml de colector de diámetro 2.000 mm; 250 ml de colector de diámetro 1.500; 1.000 ml de colector de diámetro 600. Tanque de tormentas enterrado de volumen 48.450 m ³ .	Colectores: 1.500.480,00 € Tanque en hormigón armado enterrado: 6.000.000,00 €

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tipo de Solución	Descripción	Ventajas	Inconvenientes	Infraestructura necesaria	Presupuesto Total estimado (iva incluido)
Separativa 2. Tanque a cielo abierto (iii)	Colectores separativos que conducen el agua de escorrentía pluvial a un tanque excavado a cielo abierto en el terreno de 20.000 m ³	Las aguas circulan separadas de las residuales luego en caso de fallo el vertido prácticamente no excederá los límites permitidos. Presupuesto aceptable	Presupuesto realmente excesivo para una cuenca de 62,34 ha a pesar de su ubicación cercana a una zona sensible. Los tanques a cielo abierto tendrán un mantenimiento a lo largo de los años de retirada de sedimentos	360 ml de colector de diámetro 1.000; 250 ml de colector de diámetro 2.000 mm; 250 ml de colector de diámetro 1.500; 200 ml de colector de diámetro 600. Tanque de tormentas enterrado de volumen 48.450 m ³ .	Colectores: 1.348.480,00 € Tanque a cielo abierto: 1.500.000 €
Separativa 3 con TDUS. Tanque a cielo abierto y dispositivos que disminuyan la escorrentía superficial (iv)	Colectores separativos que conducen el agua de escorrentía pluvial a un tanque excavado a cielo abierto en el terreno de 8.500 m ³ . Además se construirán cunetas ajardinadas para el transporte de la escorrentía superficial y se habilitará una zona de inundación y escorrentía (ver apartado siguiente)	Las aguas circulan separadas de las residuales luego en caso de fallo el vertido prácticamente no excederá los límites permitidos. Con el uso de Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible se reducen las prácticas de Presupuesto aceptable	Los tanques a cielo abierto tendrán un mantenimiento a lo largo de los años de retirada de sedimentos	350 ml de colector de diámetro 1.800 mm; 120 ml de colector de diámetro 1.500; 210 ml de diámetro 1.200 y 230 ml de diámetro 1.000; 1.000 ml de colectores de diámetro 400-500 mm. Tanque de tormentas a cielo abierto de volumen 30.082 m ³ . Construcción de zonas ajardinadas de almacenamiento y escorrentía superficial	Colectores: 1.348.480,00 € Tanque a cielo abierto: 1.2900.000 € Los TDUs costarán a 30 €/m ² medidos en planta con cargo al desarrollo urbanístico

Tabla 6-1. Estudio de las posibles alternativas que cumplen con los condicionantes de proyecto

6.3 MODELIZACIONES REALIZADAS A PARTIR DE SWMM

Los resultados presentados en la tabla anterior se han obtenido a partir de un modelo de la cuenca de estudio realizado con el software SWMM para las diferentes lluvias calculadas a lo largo del proyecto y las características vistas en el Capítulo 1. En el primer gráfico, se muestran las soluciones (i) y (ii), donde el tanque de tormentas está ubicado en una zona urbana. Las redes se han ubicado por la carretera.

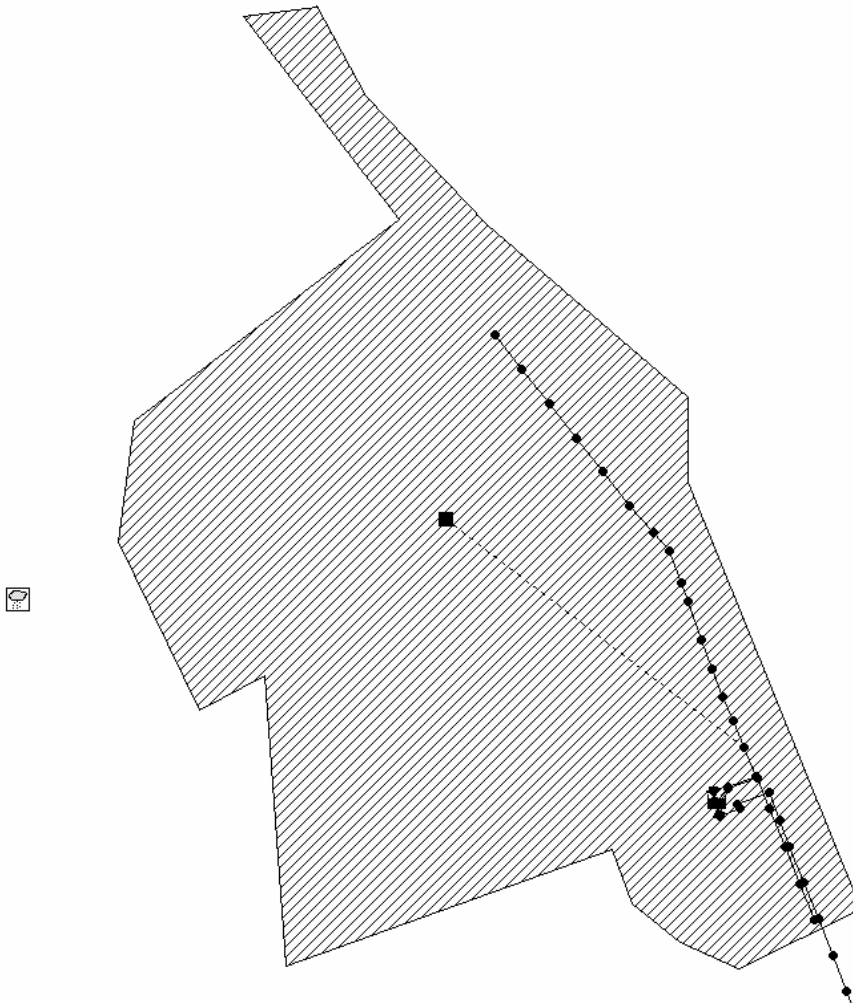


Figura 6-1. Modelos solución Unitaria (i) y Separativa 1 (ii)

Para la solución Separativa 3 con TDUS (iv) en el gráfico siguiente se observa que el tanque a cielo abierto se ubica fuera del núcleo urbano, en la parte sur y existen una serie de actuaciones TDUs que se detallan en los apartados siguientes.

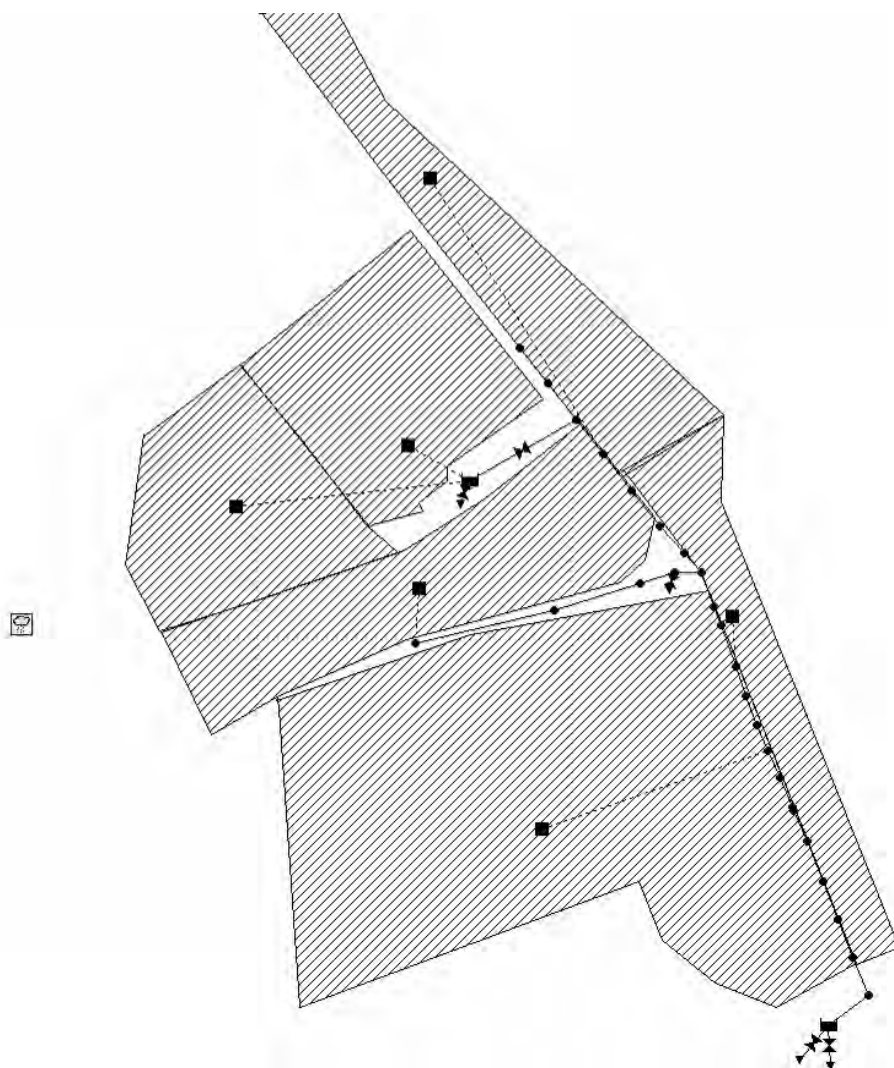


Figura 6-2. Modelos solución Unitaria (i) y Separativa 1 (ii)

6.4 SOLUCIÓN SEPARATIVA 3 (iv) CON TDUS. DESCRIPCIÓN DE TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE PROPUESTAS

Entendemos por Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS) aquellas actuaciones encaminadas a conseguir:

- velocidad de escorrentía del agua de lluvia a través de la cuenca menor, laminación de hidrogramas y reducción de caudales pico.
- Reducción del número de curva medio de la cuenca, aumento del potencial de infiltración del agua de lluvia
- Retención de contaminantes en las cunetas por sedimentación y posterior eliminación a partir de las raíces de los matorrales

Se presentan a continuación las Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible más destacadas detallando las características de diseño para facilitar su elección a la hora de mejorar el drenaje en una cuenca:

TDU	Función principal	TIPO DE SUELO	Distancia al nivel freático	Superficie drenada	Pte	Altura de agua	Proximidad a núcleos urbanizados
Depósito: secos o húmedos	Laminación y retención	Para suelos arenosos hay que estudiar	A 1 metro del fondo	Mínimo 12 ha	-	Máx 2,5 m	No, requiere mucho espacio
Zona de infiltración	Retención	Para suelos arenosos hay que estudiar	A 1 m del fondo	Entre 2 y 5 ha	Máximo 15%	De 0,5 a 1 m	Depende de si es zanja o área
Canales de laminación y retención de contaminantes	Laminación y retención	Introduce su propio suelo	A 0,5 m del fondo	Entre 2 y 5 ha	Entre el 4 % y el 10%	Entre 1 y 2 m	Compatible
Filtros	Retención	Valen todos	A 0,5 m del fondo	De 1 a 5 ha	-	De 0,5 a 2 m	Compatible

Tabla 6-2. Detalles de algunos TDUS

Otra clasificación de las TDUS se puede realizar atendiendo a su eficiencia de eliminación de contaminantes, siempre y cuando se hayan proyectado teniendo en cuenta lo visto en la tabla anterior, tendremos:

TDU	TSS	Fósforo Total	Nitrógeno Total	Coliformes Fecales	Metales Pesados
Depósito de Tormentas	80	50	30	70	50
Zona de infiltración	80	60	60	90	90
Canales de laminación y retención de contaminantes	80	25	40	-	20
Filtros	80	50	25	40	50

Tabla 6-3. Eficiencia de eliminación de contaminantes

6.4.1 ESTABILIDAD DE CANALES FRENTE A LA EROSIÓN

Para el cálculo de la estabilidad de un canal frente a la erosión provocada por el flujo del agua de escorrentía utilizaremos la teoría de Shields (1938) del mínimo diámetro de material estable ya que, en nuestro, el canal diseñado estará siempre recubierto por materiales no cohesivos, más concretamente gravas. Además se aplicará también la comprobación de la velocidad máxima permitida a partir de las tablas tomadas de la bibliografía.

Método de la máxima velocidad permitida

Como se define en Chow (1959) la máxima velocidad permitida es la máxima velocidad media que no causa erosión en el canal.

En la tabla 6-5 se detallan los valores típicos de velocidades máximas permitidas y tensiones cortantes de contorno admisibles, así como los valores del coeficiente de rugosidad de Manning para varios tipos de suelos. Estos valores, recogidos por Chow, fueron establecidos por Portier y Scobey (1925) para canales rectos de pendientes bajas con alturas de flujo inferiores a 1 metro (3 pies), como será nuestro caso.

Material	Manning's <i>n</i> value ²	Clear water		Water transporting colloidal silts	
		V_p (ft/s)	τ_o (lb/ft ²)	V_p (ft/s)	τ_o (lb/ft ²)
Fine sand, colloidal	0.020	1.50	0.027	2.50	0.075
Sandy loam, noncolloidal	0.020	1.75	0.037	2.50	0.075
Silt loam, noncolloidal	0.020	2.00	0.048	3.00	0.11
Alluvial silts, noncolloidal	0.020	2.00	0.048	3.50	0.15
Ordinary firm loam	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Volcanic ash	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Stiff clay, very colloidal	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Alluvial silts, noncolloidal	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Shales and hardpans	0.025	6.00	0.67	6.00	0.67
Fine gravel	0.020	2.50	0.075	5.00	0.32
Graded loam to cobbles when noncolloidal	0.030	3.75	0.38	5.00	0.66
Graded silts to cobbles when colloidal	0.030	4.00	0.43	5.50	0.80
Coarse gravel, noncolloidal	0.025	4.00	0.30	6.00	0.67
Cobbles and shingles	0.035	5.00	0.91	5.50	1.10

¹The Fortier and Scobey values were recommended for use in 1926 by the Special Committee on Irrigation Research of the American Society of Civil Engineers.

²See Chow (1959) for a more comprehensive range of roughness values.

Source: From Chow (1959).

Tabla 6-5. Velocidades máximas permitidas en función del tipo de suelo

Una clasificación más completa, en lo que a materiales se refiere, y respecto a la velocidad máxima de permitida, se presenta para los suelos no-cohesivos y cohesivos en las siguientes tablas recogidas por Carriaga y Kaan (2001).

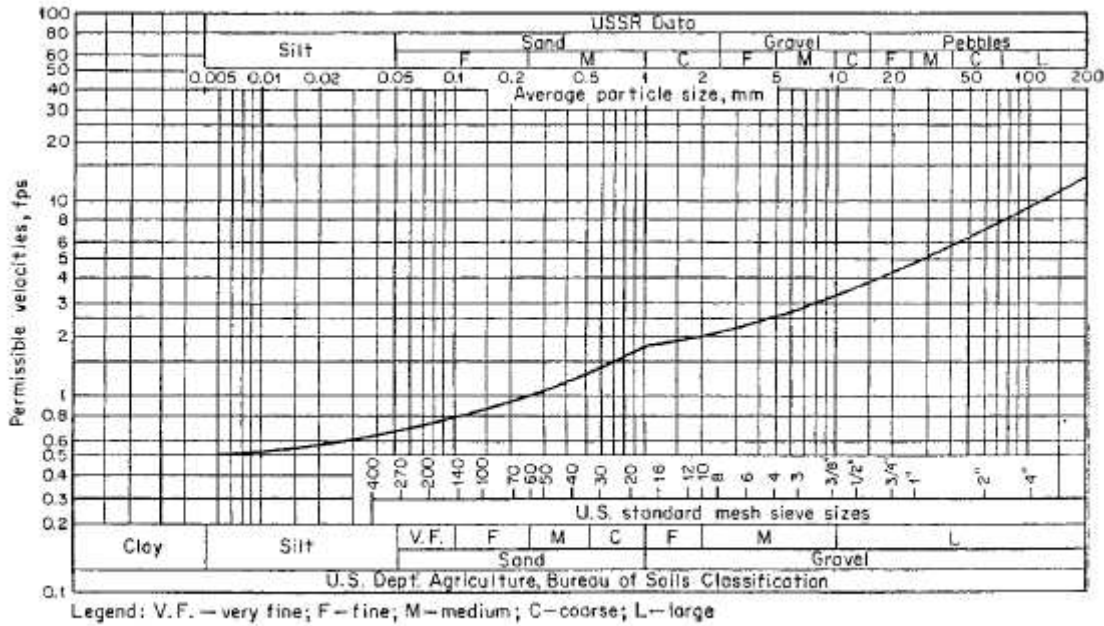


Figura 6-23. Gráfico de velocidades máximas permitidas en función del tipo de suelo

Así, para proceder, de la tabla 6-5 anterior tomamos un valor del coeficiente de rugosidad y con la pendiente lateral del canal, que deberá ser siempre superior a un 3:1, calculamos con los valores del caudal la velocidad que se obtiene de acuerdo a la geometría del canal y los comparamos con la velocidad máxima permitida debiendo ser menor la real a la permitida.

Método del diámetro estable (Shields)

El esfuerzo cortante medio actuante sobre la superficie del canal es:

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot I \tag{6.1}$$

Valor que también se traslada al talud lateral del canal mediante las ecuaciones:

$$\tau_{talud} = K_C \cdot \tau \tag{6.2}$$

$$K_C = \frac{\tau_{fondo}}{\tau_{talud}} = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta}} \tag{6.2}$$

Donde:

Φ= ángulo del talud del canal

θ= ángulo de reposo del material no cohesivo

La fórmula anterior para materiales cohesivos quedará:

$$K_C = \frac{\tau_{fondo}}{\tau_{talud}} = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \phi} \tag{6.3}$$

Así para suelos no cohesivos se calcula el número de Reynolds adoptado por el flujo en el fondo del canal y se aplica la teoría de Shields, que calcula el diámetro mínimo con el que se produce el inicio inminente del movimiento para las condiciones más desfavorables escogidas, a partir del siguiente ábaco. Este diámetro calculado deberá cumplir ser el menor diámetro existente en el recubrimiento del canal.

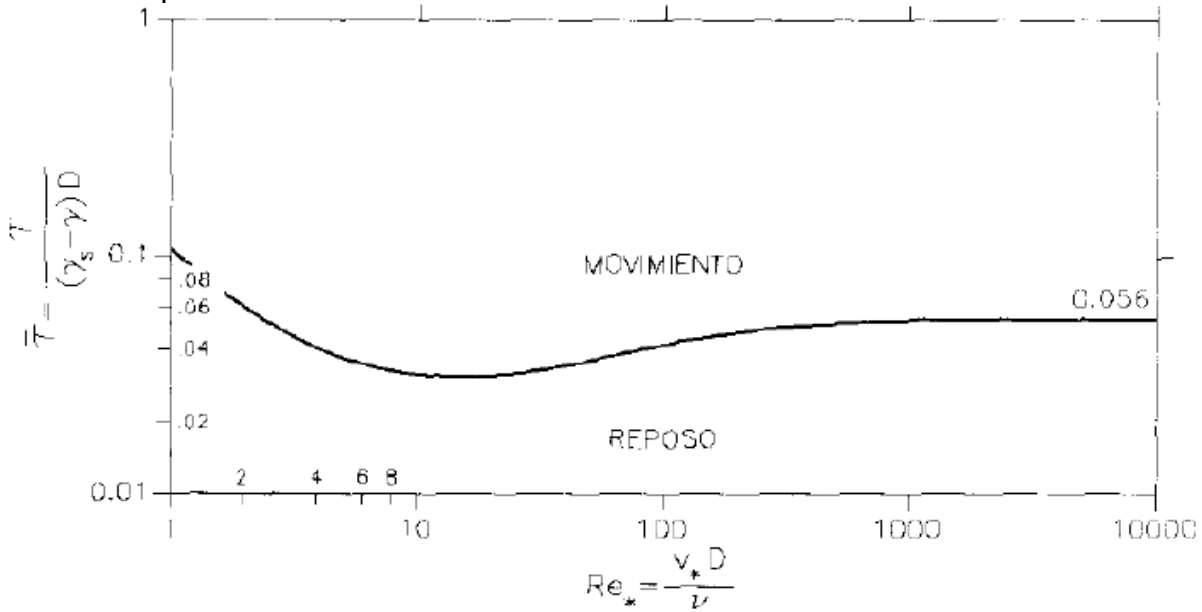


Figura 6-25. Ábaco de Shields

$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (6.4)$$

Además se presenta la siguiente tabla en la que Chow recoge valores recomendados de tensión máxima de corte media en el canal.

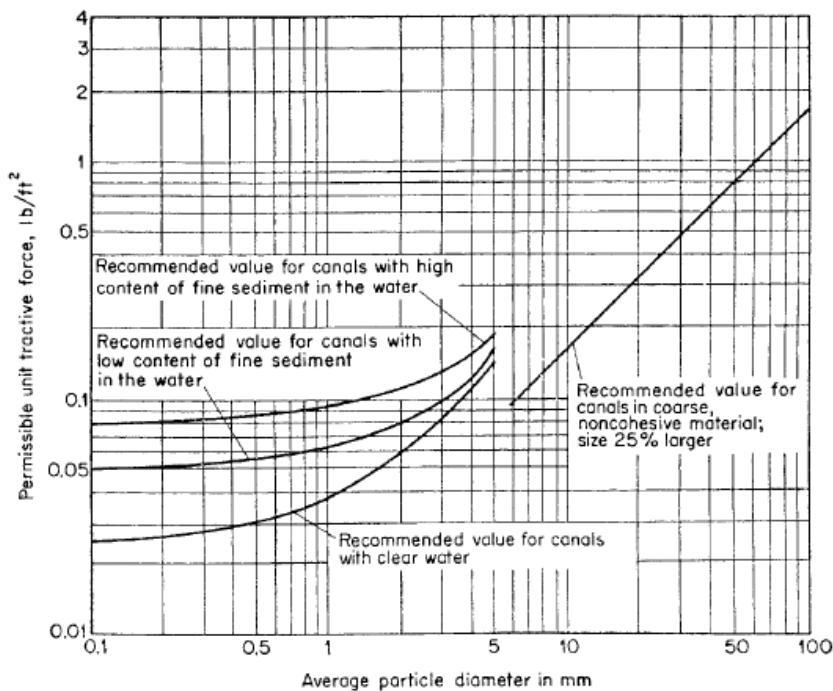


Figura 6-26. Valores de tensión cortante mínima admisible

6.4.2 CUNETETA DE DRENAJE CON RECUBRIMIENTO DE GRAVA Y MATORRAL

Dentro de la cuenca de estudio y paralelo a la carretera que une Los Urrutias con El Algar se propone una cuneta de drenaje de la escorrentía de agua de lluvia para algunas áreas de la cuenca de estudio. Además, dado el clima que predomina en las cuencas mediterráneas, de pluviometría escasa y elevada aridez, se propone una solución con recubrimiento de grava y matorrales como se observa en le figura siguiente:



Figura 6-3. Detalle acabado propuesto cuneta a partir de grava

En cuanto a la tipología de TDU se muestra en las figuras siguientes 2 y 3 sendos esquemas de la configuración típica de este tipo de cunetas tomada de los criterios de diseño de Maryland (MDE, 2000) y recogidas en la guía de diseño de Stormwater BMP de la Agencia Americana del Medio Ambiente, EPA.

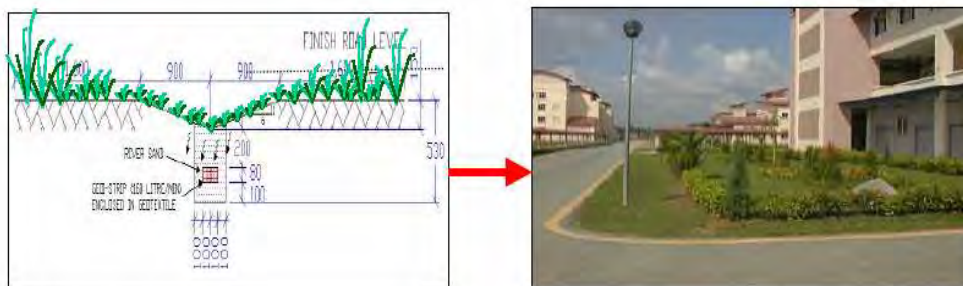


Figura 6-4. Esquema de cuneta tipo con recubrimiento de hierba

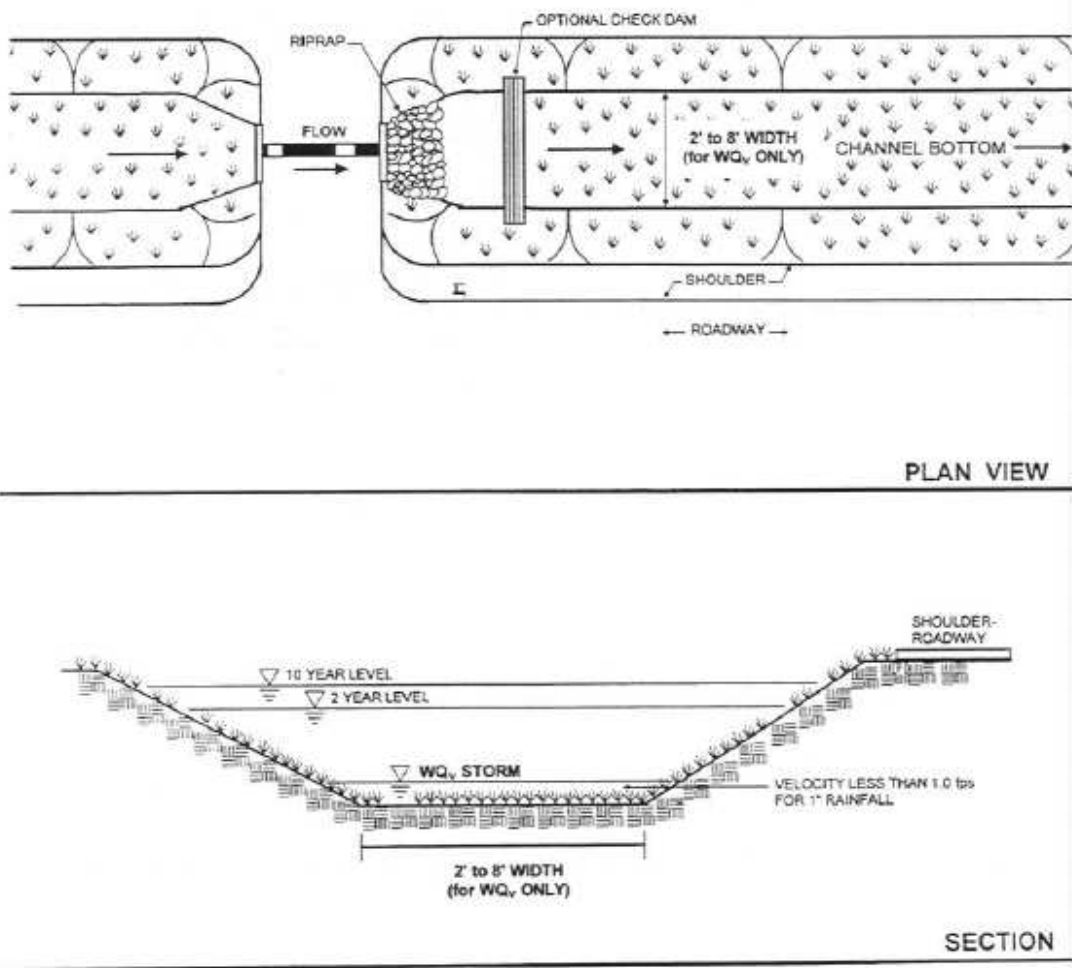


Figura 6-5. . Esquema de cuneta tipo



Figura 6-6. Canal recolector de escorrentía con vegetación tomado de EPA/600/R-04/121ª



Figura 6-7. Vista en planta de la ubicación y dimensiones de la cuneta propuesta

6.4.2.1.- Consideraciones de diseño.

Desde el punto de vista hidráulico, el canal que forma la cuneta, que será de sección trapezoidal, deberá ser capaz de trasegar el caudal del periodo de retorno 10 años sin sufrir desbordamientos o erosión.

Desde el punto de vista de la retención de contaminantes, se pueden realizar los cálculos aplicando las ecuaciones de la sedimentación vistas en el Capítulo 5 del presente proyecto, es decir, comparar la velocidad de paso a través del canal y las velocidades de sedimentación de los sólidos que los recorren. Así, dicha cuneta deberá ser calculada también para que el caudal generado por el Volumen de Control de Calidad, el denominado WQCV, que prácticamente equivale al caudal generado por la lluvia de periodo interanual, 1,4 años, pase por el mismo a una velocidad que permita que se produzca el porcentaje de eliminación de contaminantes previsto.

Es aconsejable que posean un pretratamiento que será un arenero con ensanchamiento de sección y velocidades de paso inferiores, del mismo modo ue para los estrechamientos y encuentros se deberá tener en cuenta los posibles problemas de erosión.

Se presentan a continuación una tabla en la que la Agencia Americana de Medioambiente, EPA presenta los porcentajes de eliminación de contaminantes

esperados para este tipo de actuaciones. Nuestro caso no estaría recogido ya que se trata de un canal con grava y matorrales diseminados.

Biofilter	TSS	TP	TN	NO ₃	Other/Comments
Grass Swale ¹	68	29	NA	-25	Metals: Cu (42%); Zn (45%) Hydrocarbons: 65 % Bacteria: Negative
Dry Swale ¹	93	83	92	90	Metals: Cu (70%); Zn (86%)
Wet Swale ¹	74	28	40	31	Metals: Cu (11%); Zn (33%)
Filter Strip ²	70	10	30	0	Metals: 40-50 %
Bioretention	86 ³	71 - 90 ^{3,4}	43 ⁴	23 ⁴	Metals: Cu (93%), Pb (99%), Zn (99%); COD 97%; Oil & Grease 67%

NA = not applicable

¹Winer, 2000, ²CRC, 1996, ³Yu, et al., 1999, and ⁴Davis et al., 1998

Tabla 6-4. Eficiencia de eliminación de contaminantes esperada en cunetas

6.4.2.2.- Cuneta diseñada

Cuneta paralela a la carretera

Superficie drenada	8.25 Ha
Coefficiente Escorrentía cuenca	0.7

Dimensiones	
Forma	trapezoidal
Largo=	350 m
Ancho coronación=	10 m
Profundidad en centro=	0.6 m
Ancho base=	6 m
Talud=	3H:1V
Superficie=	4.8 m ²
n=	0.044
i=	0.002
Calado=	0.12
S=	0.864 m ²
P=	8.41 m ²
Rh=	0.10
v=	0.22
Q=	1.9 m ³ /s

Caudales de diseño	
Q _{WQCV} =	0.38 m ³ /s
Q _{TR10AÑOS} =	1.7 m ³ /s

Velocidades y tensiones de erosión del canal	
Tensión de corte	
$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot i =$	0.000205422 ton/m ²
Velocidad de corte, en el fondo del canal	
$V^* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot i} =$	0.044890817 m/s
Valores máximos según apartado 6.5	
velocidad permitida máxima	1.32 m/s
Teoría de Shields	
Peso específico agua=	1 ton/m ³
Número de Reynolds	114.27
D=	0.0028 M
viscosidad cinemática	0.0000011 m/s ²
Extraemos	0.045
peso específico material=	2.65 ton/m ³
diferencia pesos específicos=	1.65
D _{estable} =	0.0028 M

Cálculo del Número de Curva	
CN=	65.13

Cálculo de Volumen de WQCV	
$R_v = a + b.I$	
	(Schueler 1987)
Donde:	
I=% área impermeable= C=	0.7
a=coeficiente áreas permeables	0.05
b=	0.009
R _v = cfte. Volumétrico de escorrentía	0.7
$V_{WQCV} = P.R_v .A$	
Donde:	
P=volumen de lluvia percentil 90	21.6 Mm
V _{WQCV} =	1247.4 m3
ratio=	151.2 m3/ha
V _{WQCV real} =	840 m3

Rendimiento de retención de contaminación (bibliografía)	
retención TSS	80%
metales pesados	50%

Caudal de infiltración	
K (cm/s)	0.00012
Superficie=	3500
Q=	0.0042 m3/s

Laminación por almacenamiento e infiltración	
Caudal máximo de entrada	2.17 m3/s
Caudal máximo de salida	1.7 m3/s

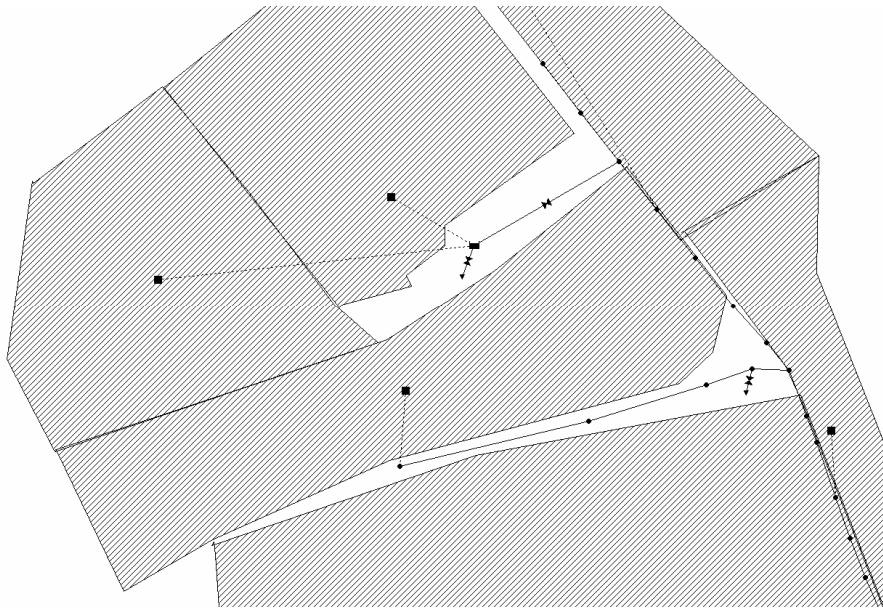
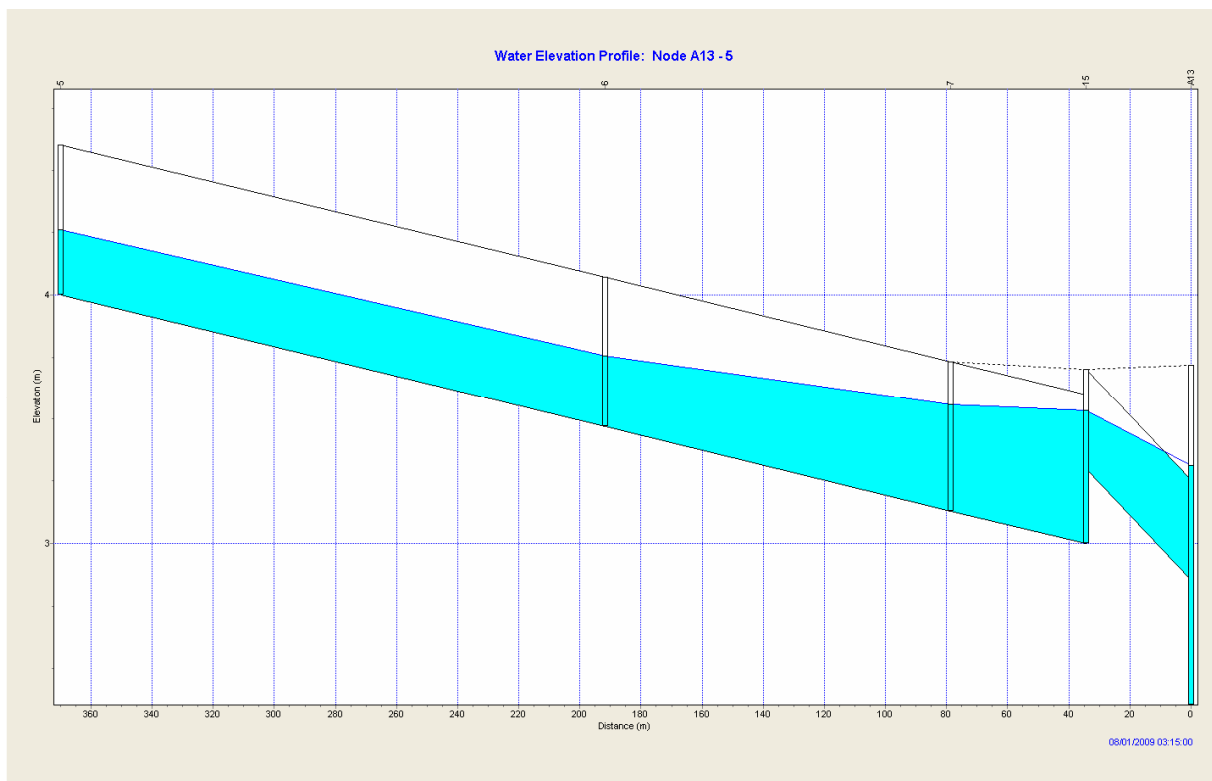


Figura 6-8. Detalle esquema en SWMM de la cuenca que vierte a la cuneta



Figuran 6-9. Detalle funcionamiento de la cuneta para la lluvia de 10 años de periodo de retorno

6.4.3 ZONA AJARDINADA CON POSIBILIDAD DE ALMACENAMIENTO DE ESCORRENTÍA

Del mismo modo que la anterior actuación se propone ahora aprovechar una superficie clasificada urbanísticamente como de jardines para laminar la escorrentía de las superficies colindantes con una tipología similar a la propuesta en la figura siguiente:



Figura 6-10. Detalle acabado propuesto cuneta a partir de grava

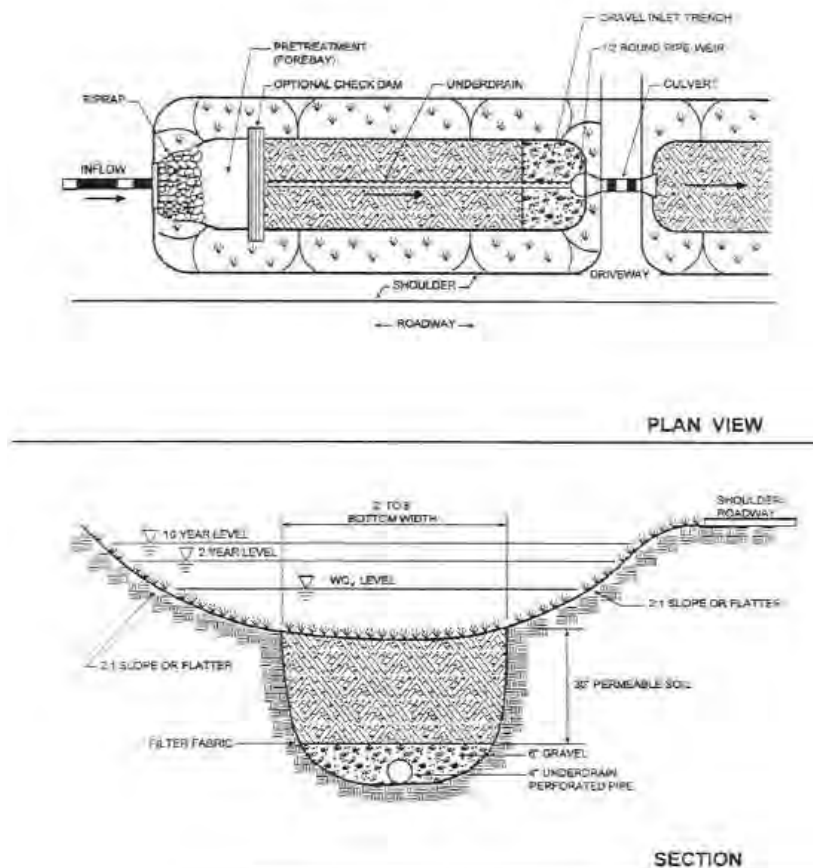


Figura 6-11. . Esquema de canal tipo

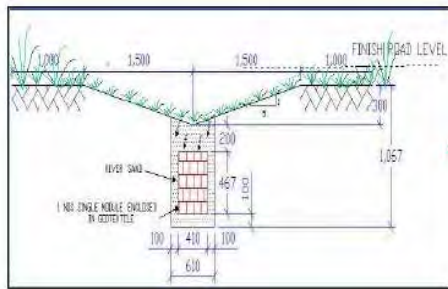


Figure 5a Swale type A

Figure 5b View of Swale type A

Figura 6-12. Esquema de canal de almacenamiento tipo con recubrimiento de hierba



Figura 6-13. Vista en planta de la ubicación y dimensiones del canal de laminación propuesto

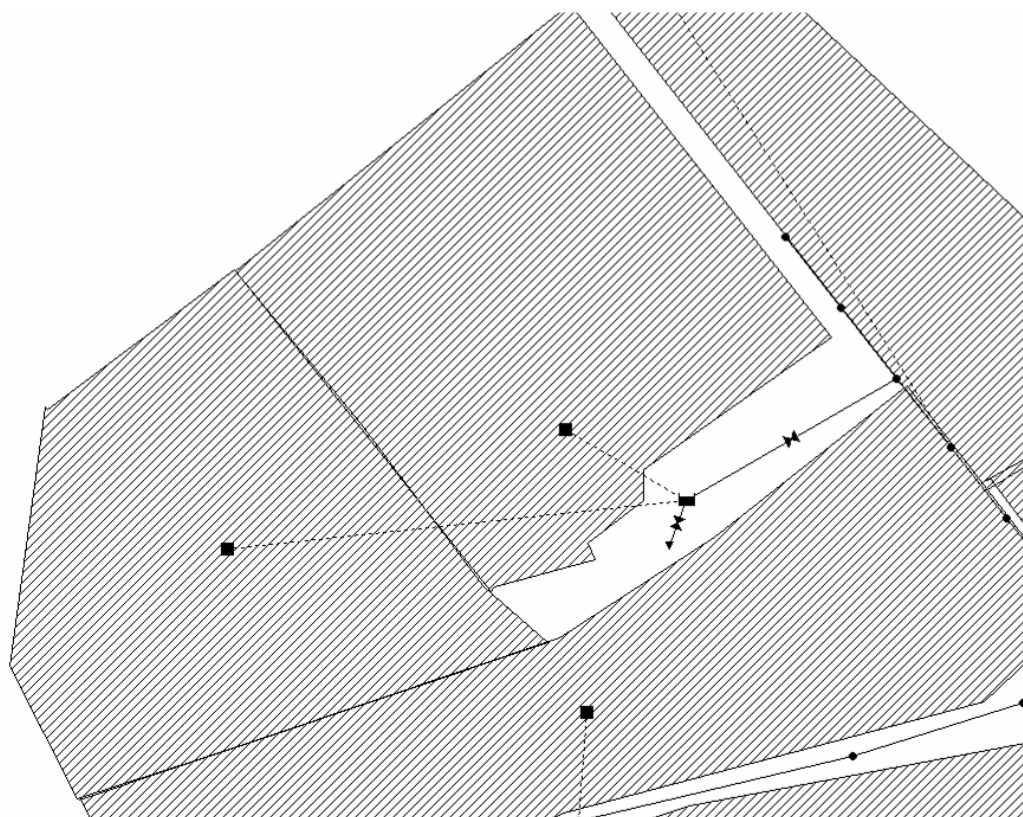


Figura 6-14. Detalle esquema en SWMM de las cuencas que vierten al canal que se comporta como un tanque de tormentas con su orificio de salida

6.4.3.1.- Consideraciones de diseño.

Desde el punto de vista hidráulico, el canal, que será de sección trapezoidal, deberá ser capaz de trasegar el caudal del periodo de retorno 10 años sin sufrir desbordamientos o erosión. Además tiene la posibilidad de almacenar hasta 4.200 m³ sin desbordar aunque a una altura de 0,3 m (a esta altura el volumen almacenado es de 1.512 m³) posee un orificio -aliviadero circular de diámetro 500 mm que puede funcionar bidireccionalmente.

Desde el punto de vista de la retención de contaminantes, se pueden realizar los cálculos referidos a la sedimentación, es decir comparar la velocidad de paso a través del canal y las velocidades de sedimentación de los sólidos que los recorren. Así, dicha cuneta deberá ser calculada también para que el caudal generado por el Volumen de Control de Calidad, el denominado WQCV, que equivale al caudal generado por la lluvia de periodo interanual, 1,4 años pase por el mismo a una velocidad que permita que se produzca el porcentaje de eliminación de contaminantes previsto.

Es aconsejable que posean un pretratamiento que será un arenero con ensanchamiento de sección y velocidades de paso inferiores, del mismo modo que para los estrechamientos y encuentros se deberá tener en cuenta los posibles problemas de erosión.

En la anterior figura 6.5 se presenta una tabla en la que la Agencia Americana de Medioambiente, EPA presenta los porcentajes de eliminación de contaminantes esperados para este tipo de actuaciones. Nuestro caso no estaría recogido ya que se trata de un canal con grava y matorrales diseminados como

6.4.3.2.- Zona de inundación diseñada

Zona laminación ajardinada

Superficie drenada	13.7 ha
Coeficiente Escorrentía cuenca	0.7

Dimensiones	
Forma	trapezoidal
Largo=	280 m
Ancho coronación=	28 m
Profundidad en centro=	0.7 m
Ancho base=	15 m
Talud=	10H:1V
Superficie=	15.05 m ²
n=	0.025
i=	0.002
Calado=	0.046
S=	0.71116 m ²
P=	15.92 m ²
Rh=	0.04
v=	0.23
Q=	3.6 m ³ /s

Caudales de diseño	
Q_{WQCV} =	0.9 m ³ /s
$Q_{TR10AÑOS}$ =	3.6 m ³ /s

Velocidades y tensiones de erosión del canal	
Tensión de corte	
$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot i =$	8.9316E-05 ton/m2
Velocidad de corte, en el fondo del canal	
$V^* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot i} =$	0.0296005 m/s
Valores máximos según apartado 6.5	
velocidad permitida máxima	1.32 m/s
Teoría de Shields	
Peso específico agua=	1 ton/m3
Número de Reynolds	40.36
D=	0.0015 m
viscosidad cinemática	0.0000011 m/s2
Extraemos	0.035
peso específico material=	2.65 ton/m3
diferencia pesos específicos=	1.65
D _{estable} =	0.0015 m
Cálculo del Número de Curva	
CN=	65.13

Cálculo de Volumen de WQCV	
$R_v = a + b.I$	
(Schueler 1987)	
Donde:	
I=% área impermeable= C=	0.7
a=coeficiente áreas permeables	0.05
b=	0.009
R _v = cfte. Volumétrico de escorrentía	0.7
$V_{WQCV} = P.R_v .A$	
Donde:	
P=volumen de lluvia percentil 90	21.6 mm
V _{WQCV} =	2071.44 m3
ratio=	151.2 m3/ha
V _{WQCV real} =	4240 m3

Rendimiento de retención de contaminación (bibliografía)	
retención TSS	80%
metales pesados	50%

Caudal de infiltración	
K (cm/s)	0.00012
Superficie=	4200
Q=	0.00504 m3/s

Laminación por almacenamiento e infiltración	
Caudal máximo de entrada	3.6 m3/s
Caudal máximo de salida	0 m3/s

6.4.4 RED SEPARATIVA DE AGUAS PLUVIALES FILTRANTE

En la zona más urbanizada de Los Urrutias se plantea construir algunas redes separativas que infiltrarán al terreno el agua de lluvia que recogerán mediante una serie de imbornales. Se reducirá así el porcentaje de superficie impermeable de la misma. Se trata de redes de conducción de PVC ranurado de diámetro 400 mm envuelto en gravín 6-12 rodeado posteriormente por un geotextil en la zona de contacto con el terreno existente y que serán capaces de recoger



Figura 6-15. Detalle instalación zanja drenante



Figura 6-16. Detalle de planta de instalación en calle

6.4.4.1.- Consideraciones de diseño.

Desde el punto de vista hidráulico, se trata de un colector separativo ranurado de diámetro 400 mm que recoge la escorrentía superficial mediante la disposición de imbornales en superficie que están conectados a pozos que no tienen fondo y situados cada 25 m. Deberá ser capaz de infiltrar la intensidad media del tiempo de concentración de la cuenca que está en torno a los 44 minutos.

Desde el punto de vista de la retención de contaminantes, se retendrán prácticamente la totalidad de contaminantes en las partes del terreno más cercanas a la red ya que el agua se infiltra en su totalidad.

Se diseñará para la recogida de una superficie de 15 m² por metro lineal de conducción. En principio se diseña para la recogida de la escorrentía superficial propia de las calles.

6.4.4.2.- Zona de inundación diseñada

Red de infiltración

Ancho recogido / ml	15 m
Coeficiente Escorrentía zona recogida	1

Dimensiones zanja	
Forma	rectangular
ancho	0.7 m
alto	0.7 m
Superficie infiltración	2.1 m

lluvia de diseño	
$i_{TR10AÑOS\ t=44\ min}$	30 mm/h

Volumen lluvia generado	
intervalo temporal	5 minutos
Volumen lluvia generado	37.5 mm

Caudal de infiltración	
K (cm/s)	0.006
Superficie=	2.1 m ²
Volumen infiltrado	0.126 mm/s
intervalo temporal adoptado	5 minutos
Volumen infiltrado	37.8 mm

Superficie total a drenar	
Porcentaje sobre parte impermeable	10 %
Superficie cuenca	25.3 ha
Porcentaje impermeable	70 %
Total superficie a drenar	1.771 ha
Longitud calle	1181 m
Longitud de red a instalar	1181 ml

6.4.5.- EMBALSE DE RETENCIÓN Y ALMACENAMIENTO DEL WQCV Y DE LA LLUVIA PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

Para la retención de volumen de control de la calidad, denominado WQCV, así como para retener la lluvia de los 10 años de periodo de retorno se dispondrá de un embalse de laminación a cielo abierto, excavado en el terreno natural existente en la zona, y que cumpla con el esquema de la figura 6.17.

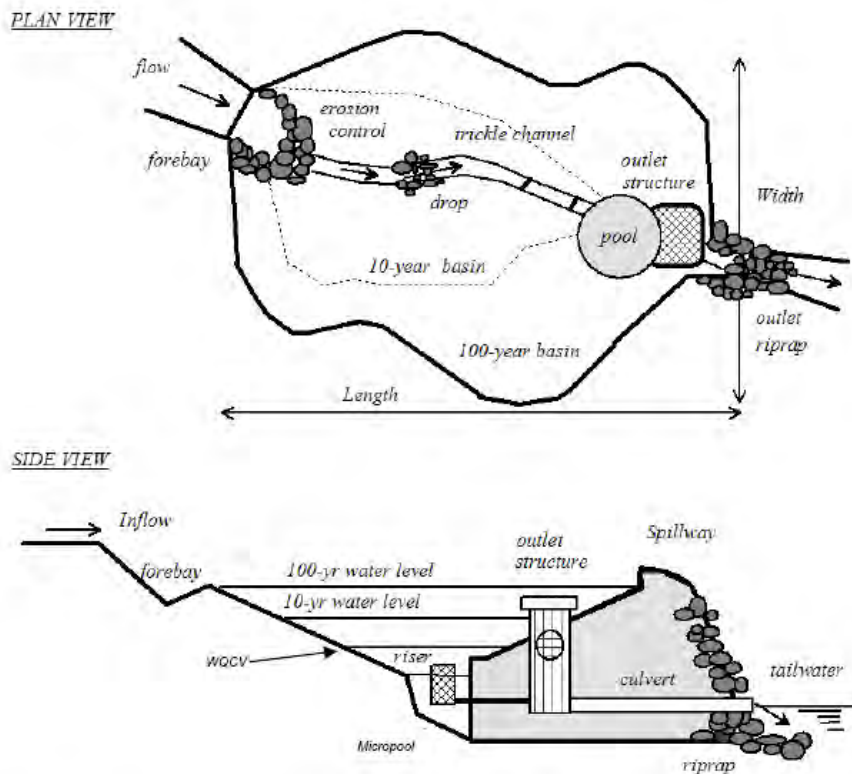


Figura 6-17. Esquemas en planta y alzado del embalse de retención de contaminantes



Figura 6-18. Vista en planta de la ubicación y dimensiones del canal de laminación propuesto

6.4.5.1.- Consideraciones de diseño.

Desde el punto de vista hidráulico, el embalse será de sección trapezoidal minimizando las zonas muertas y los cortocircuitos con relaciones largo:ancho de en torno a 3:1. En este caso el embalse se configura en desmante, vaciando el terreno por lo que no será tan importante la estabilidad del talud de los muros de contención del mismo, debiendo eso si ser estables frente a la erosión calculada a partir de la metodología vista en el apartado 6.5.

El embalse tendrá una pendiente longitudinal y una transversal de en torno al 2 por mil para propiciar que los depósitos se almacenen en la parte final y central. Además así se facilitará el vaciado del mismo.

La zona de entrada del agua al tanque dispondrá de una zona de admisión donde a modo de pretratamiento se intenta retener a los sedimentos de mayor diámetro. Esta zona de entrada al embalse deberá un volumen de entorno al 20% del WQCV. Tendrá un fondo bien protegido de la erosión con hormigón.

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

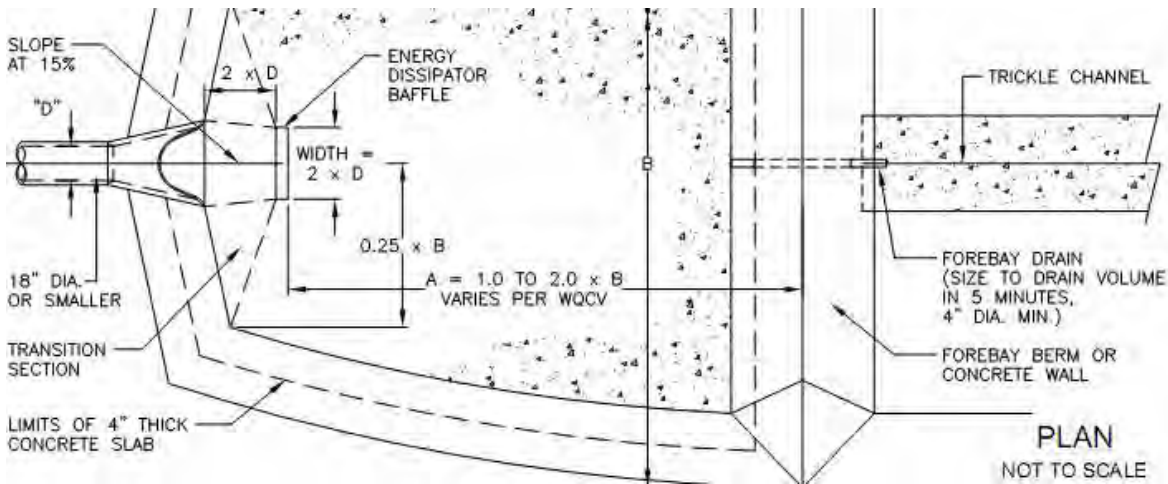


Figura 6-19. Vista en planta de la obra de toma de disipación de energía propuesta

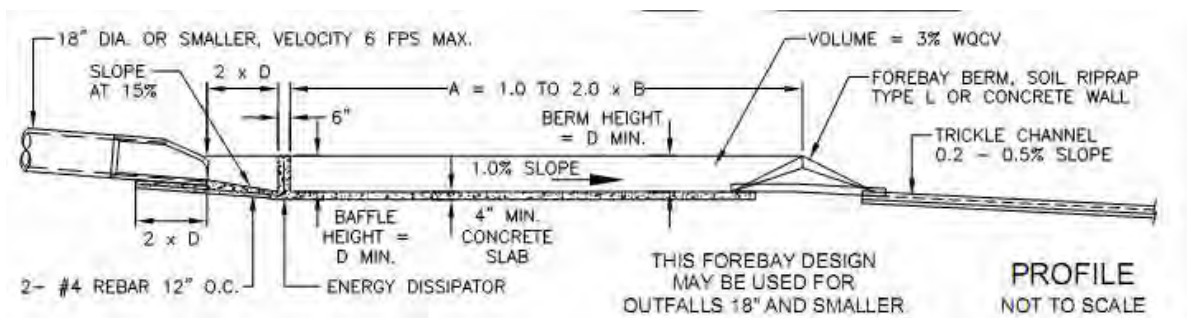


Figura 6-20. Vista en alzado de la obra de toma de disipación de energía propuesta

El embalse deberá disponer de un canal central de aguas bajas, hormigonado, que servirá para poder acceder al embalse, en caso de necesitarlo y por el que circularán las primeras aguas evitando así la posible erosión que pudieran provocar.

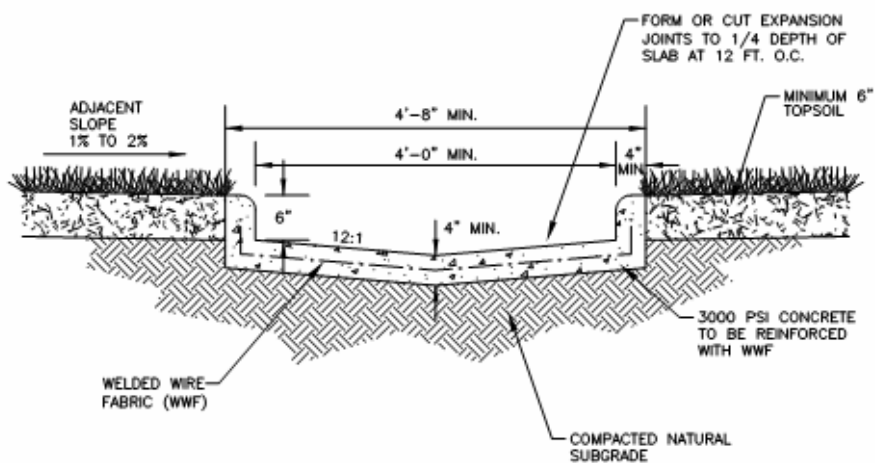


Figura 6-21. Detalle forma del canal central del embalse

Se dispondrá de un vaciado de emergencia a partir de un desagüe de fondo que se ubicará en la parte baja del fondo del depósito, recordemos la pendiente longitudinal, lo que permitirá que en menos de 24 horas se pueda vaciar, dando acceso al agua a una cántara de bombeo que lo podrá enviar a la EDAR. Dicho vaciado de emergencia dispondrá también de un aliviadero vertedero superficial periodos de

retorno superiores a los 10 años y hasta los 100 como se muestra en la siguiente figura.

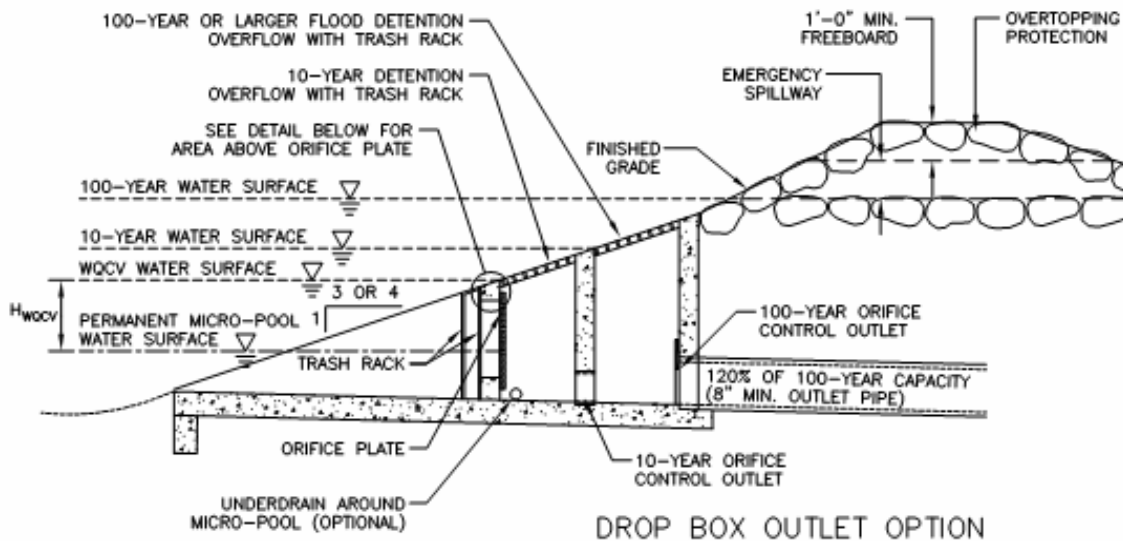


Figura 6-22. Detalle desagüe de fondo y superficial

En cuanto al volumen necesario para alcanzar el Volumen de Control de la Calidad, WQCV, que es aquel que permite retener el 90% de la precipitación del año medio, y que según la formulación vista en el apartado 3.6 del *Capítulo 3 de Normativa de Aplicación* el volumen de Control de la calidad era de 8.970 m³. Este dato se va a revisar ya que con las Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible aplicadas para comprobar que se ha producido una reducción. La altura de llenado del volumen de WQCV será de en torno a los 0,5 m como máximo.

Desde el punto de vista de la retención de contaminantes, se pueden realizar los cálculos referidos a la sedimentación, es decir comparar la velocidad de paso a través del canal y las velocidades de sedimentación de los sólidos que los recorren pero se demuestra que para obtener rendimientos de eliminación elevados el tiempo mínimo de permanencia de este volumen, tal cual se vio en el apartado 5.2.4 del *Capítulo 5 de Comprobación de la Capacidad de Sedimentación en Tanque de Retención Anti DSU de Forma Rectangular*, será de al menos 24 horas.

Dadas las condiciones de diseño impuestas el embalse debe tener capacidad para recoger el volumen de la lluvia de periodo de retorno de 10 años, valor calculado en 30.082 m³. Recordemos que anteriormente estaba en 48.237 m³.

En relación al potencial de infiltración se considera el coeficiente en torno a 0,003 cm/s. Distancia al nivel freático de al menos 0,3 m.

6.5 CONCLUSIONES

Se presentan a continuación los hidrogramas obtenidos de la escorrentía de las superficies de la cuenca en el caso de la disposición de Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS) y en el caso de no existir dichas técnicas.

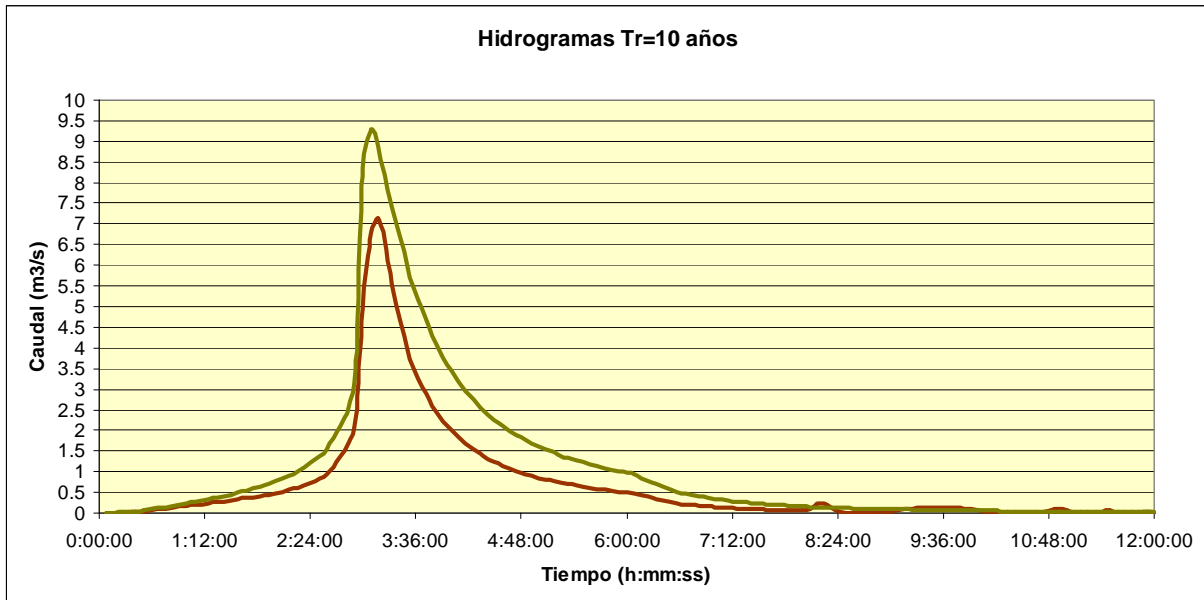


Figura 6-27. Hidrograma de periodo de retorno 10 años

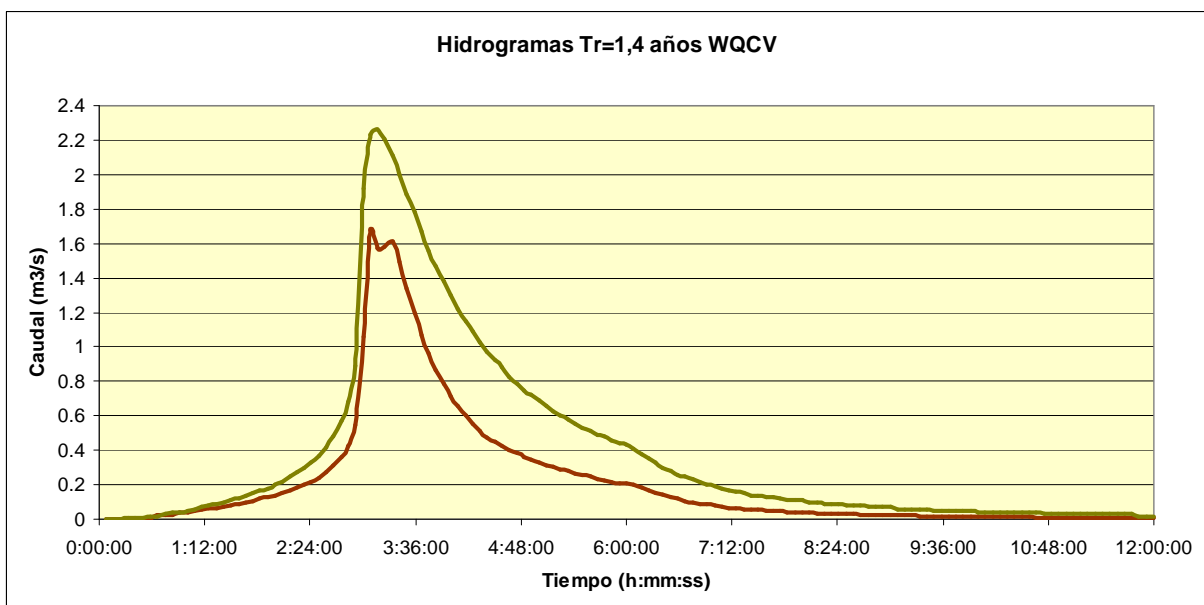


Figura 6-28. Hidrograma de periodo de retorno 1,4 años

Se observa que se ha conseguido una reducción de los caudales punta que pasan de valores superiores a 9 m³/s a valores en el entorno de los 7 m³/s. Respecto a los volúmenes drenados éstos se presentan en las siguientes tablas.

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

	Cuenca original (m ³)	Cuenca con TDUS (m ³)	Variación (%)
Tr= 1,4 años	16.533	9.544	42%
Tr= 10 años	48.237	30.352	37%

Tabla 6-6. Volúmenes de escorrentía drenados por la cuenca para las lluvias extremas

Del mismo modo para el año medio tendremos los siguientes volúmenes:

Año medio	Cuenca original (m ³)	Cuenca con TDUS (m ³)	Reducción volumen laminado (%)
Tramo 1	102.489	55.976	43%
Tramo 2	80.094	42.392	45%
Tramo 3	38.311	20.510	46%

Tabla 6-7. Volúmenes de escorrentía drenados por la cuenca para la precipitación del año medio

Por lo tanto se ha reducido el volumen escurrido simplemente con la colocación de las siguientes actuaciones de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS):

- cuenta de trasiego de aguas pluviales
- zona ajardinada canal de laminación
- redes de infiltración en zonas urbanizadas

Además se ha realizado la comprobación del volumen de tanque necesario para retener el 90% del volumen de lluvia escurrido por la cuenca de estudio, es decir el volumen definido como WQCV, y se han obtenido los siguientes valores para el año medio de precipitación:

	Cuenca original	Cuenca con TDUS
WQCV (m ³)	20.000	8.500

Tabla 6-8. Volúmenes necesarios para retener el 90% del volumen escurrido

Además se ha comprobado que con el volumen de 8.970 m³ calculado para los 21,6 mm escapa en torno al 30% del volumen como consecuencia de la torrencialidad de la lluvia de las cuencas mediterráneas.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

ÍNDICE

7.1	CONCLUSIONES	2
-----	--------------------	---

7.1 CONCLUSIONES

Definida una superficie de estudio se han definido sus características físicas de rugosidad, pendiente, tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, etc. A partir de estos valores y mediante los datos de lluvia máxima en 24 horas se han calculado los hietogramas (mediante el método de los bloques alternos) e hidrogramas extremos asociados a dicha superficie para diversos periodos de retorno y que se utilizan únicamente para el cálculo de las infraestructuras de desagüe de la cuenca de estudio, es decir para determinar el diámetro de los colectores de recogida de dichas aguas.

Para la realización del tránsito de la lluvia en escorrentía, cálculo del hidrograma, se utiliza el programa SWMM calibrado con el hidrograma obtenido mediante el método de la onda cinemática y el programa HEC-HMS, considerando éste como más fiable en zonas urbanas.

A partir de los valores de un año completo de precipitaciones, considerado como representativo respecto al resto de años y denominado año medio, se realizan los cálculos de carga contaminante asociada. Para calcular los volúmenes de contaminantes asociados al año de lluvia medio es necesario determinar los contaminantes asociados a las aguas pluviales para lo que se construye un polutograma (curva que relaciona la concentración de un cierto contaminante en cada instante con el tiempo) asociado a cada hidrograma. Dicho polutograma se ha realizado utilizando el valor de los sólidos en suspensión como contaminante patrón. El polutograma se construye a partir de un valor de concentración media de suceso, de un valor de concentración máxima del suceso y una determinada relación entre los volúmenes de agua pluvial escurridos con respecto al volumen de contaminación asociado a dicho volumen a lo largo del episodio introduciendo un adelanto del volumen de contaminación respecto al de escorrentía como consecuencia de un efecto de primer lavado y de la resuspensión de los contaminantes existentes en el colector. Todos estos datos se toman de la bibliografía existente para estudios en cuencas similares de la geografía española. Se ha calculado, además, un polutograma para una cuenca en la que se recogen únicamente aguas pluviales, separativa, y otro para una cuenca en la que éstas se mezclan con las residuales y recorren colectores que en tiempo seco únicamente conducen aguas residuales, unitaria. Este hecho hace que al comparar ambos polutogramas haya una importante diferencia en la cantidad y concentración de contaminantes lo cual nos conduce a considerar para la solución un diseño basado en redes separativas. A partir de estos cálculos de la carga contaminante del año medio se determina el volumen necesario para una estructura de control de reboses que minimice la emisión de contaminantes al medio por parte de las superficies de estudio.

Diversos estudios aseguran que las concentraciones de sólidos en suspensión están relacionadas con la de materia orgánica y con la de metales pesados en sucesos de lluvia. No así con los coniformes fecales, con los que no existe una correlación.

Una vez hemos caracterizado la superficie de estudio en cuanto a volúmenes de agua de lluvia escurridos, tanto en condiciones extremas como medias, y hemos caracterizado también los volúmenes de contaminantes asociados a dichas aguas pluviales, se han estudiado las soluciones propuestas por las normativas existentes más destacadas tanto a nivel nacional como europeo y americano en lo que se refiere a los sistemas de control de reboses propuestos para minimizar la carga contaminante emitida al medio durante el año medio. De los cálculos que se pueden revisar en el Capítulo 3 se deduce que las normativas que realmente proponen una solución que minimice la emisión de carga contaminante son, la normativa americana y la instrucción de Galicia, que van encaminadas a proponer sistemas que almacenan el 90% de la precipitación neta de la cuenca. Es necesario remarcar que, aún teniendo ambas los mismos objetivos, debido a cómo calculan dicho objetivo se obtienen valores muy distintos en cuanto a volumen necesario de almacenamiento. Esto es consecuencia del carácter torrencial de la precipitación en nuestra región. La normativa americana deduce el volumen que almacena el 90% de la precipitación neta a partir de la escorrentía que provoca la lluvia de percentil 90% de no ser superada en el año medio. Esto arroja valores infradimensionados ya que los episodios de precipitación situados por encima del percentil 90 provocan una escorrentía total considerable a lo largo del año en nuestra región. Mientras, la normativa de Galicia (ITOGH) exige desarrollar un modelo matemático. Esto arroja valores que van desde los 8750 m³ (prescripciones americanas) hasta los 20.000 m³ (prescripciones de Galicia).

Para el trasiego de los hidrogramas a través de los depósitos de control de reboses se utiliza la ecuación de continuidad, método piscina nivelada, en la que se relaciona el hidrograma de entrada con la geometría del depósito y las ecuaciones de desagüe tanto del orificio de fondo como de un vertedero superficial. Se comprueba que dichos resultados no presentan diferencias frente a los obtenidos realizando el análisis hidráulico utilizando las ecuaciones de onda dinámica en régimen transitorio a partir del programa SWMM, onda dinámica, y el programa HEC-RAS para los que se presentan las comparativas de los hidrogramas de salida de dichos depósitos

Se ha revisado en los depósitos de control de reboses el rendimiento obtenido en cuanto a la retención de contaminantes como consecuencia de los caudales almacenados, y de los volúmenes de contaminantes sedimentados. Para ello se ha partido de la simplificación de Newton, considerando las partículas esféricas, y en la aplicación de las ecs. de Stokes, para el flujo laminar. Dicho flujo se corregirá mediante un factor de turbulencia introducido por Camp. En estas condiciones en las que no tenemos en cuenta la pérdida de eficiencia respecto a la sedimentabilidad, de las zonas de turbulencia normalmente existentes a la entrada y salida de los depósitos se obtienen, para el depósito de 3.024 m³ de volumen propuesto por la ATV A-128, adaptada a las condiciones de nuestra cuenca, rendimientos por parte de la sedimentación del orden del 16% en lo que a Sólidos en Suspensión se refiere para el total de lluvias del año medio. No se trata de un porcentaje muy elevado por lo que para alcanzar porcentajes de eliminación de contaminantes por sedimentación mayores se exigen tiempos de retención superiores a las 20 horas.

Así ya hemos calculado las concentraciones y cargas de contaminación asociada a la escorrentía urbana respecto a los tres niveles propuestos por la Agencia Americana de Protección al Medio Ambiente (EPA) que se concreta en tres niveles: -

Nivel I: en el que se calculan las cargas medias anuales para estimar la contaminación total aportada; - Nivel II: carga concreta asociada a los sucesos de precipitación; - Nivel III: variación de la carga contaminante a lo largo de un suceso de precipitación.

De acuerdo a los cálculos anteriores realizados se proponen una serie de condicionantes de diseño para la superficie de estudio situada junto a una zona sensible y de especial interés:

- a) Dado que dicha cuenca se encuentra en las proximidades del Mar Menor, laguna marina de aguas someras de especial interés medioambiental, se pide evitar el vertido directo al medio de las aguas negras o residuales de origen humano, evitando así la llegada, entre otros contaminantes, de los coniformes fecales transportados por dichas aguas.
- b) Asegurar que se elimina el 90% de la masa de contaminantes en suspensión mediante la retención del volumen de agua de escorrentía equivalente a partir de un depósito de retención de dicho volumen y para las precipitaciones del año medio.
- c) Se dispondrá de un sistema de conducciones para la recogida de aguas pluviales capaz de absorber la lluvia de 10 años y transportarla hasta el depósito de retención donde se limitará el porcentaje de agua vertida a un 10-15% del volumen total de lluvia neta de la cuenca y con una concentración de Sólidos en Suspensión menor de 35 mg/l marcada por la legislación de la zona. Esto se consigue con un depósito con relaciones largo-ancho de al menos 3:1 y con un volumen de almacenamiento de 20.000 m³.

Para cumplir con los condicionantes de diseño se proponen una serie de soluciones en origen, es decir en puntos intermedios de la cuenca, denominadas Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible, TDUS, definidas en el Capítulo 6, y encaminadas a laminar la escorrentía del año medio y a retener los contaminantes en origen. Dichas técnicas consisten mayoritariamente en cunetas de transporte de caudales con acabados en grava, permeables, y zonas ajardinadas con posibilidad de almacenamiento de la escorrentía, que permiten disminuir el volumen necesario del Sistema de Control de Reboses. Estas actuaciones no se han proyectado para las lluvias extremas, aunque si se comprobará cómo les afecta el paso de dicho hidrograma extremo para el periodo de retorno de los diez años comprobando que no se vean debilitadas por la erosión.

Así, en el presente proyecto se han definido las precipitaciones esperadas en el área de estudio, tanto a nivel de extremos como en el año medio, la carga contaminante asociada a dichas precipitaciones y la escorrentía que ésta provoca así como la contaminación que lleva asociada dicha escorrentía. A partir de esta caracterización se han propuesto una serie de actuaciones estructurales que permitan el control de la inundación y de minimicen la contaminación emitida como consecuencia del agua emitida al medio.

ANEJO 1. DATOS DE PARTIDA DE PRECIPITACIÓN UTILIZADOS

DATOS DE PARTIDA

7-016 El Algar		7-026 Pozo Estrecho	
PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES		PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h	AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	37	1971	90,0
1972	75	1972	123,0
1973	80	1973	45,0
1974	66	1974	55,0
1975	47	1975	48,0
1976	31,5	1976	35,2
1977	69	1977	27,7
1978	23	1978	25,0
1979	80	1979	30,2
1980	98	1980	46,2
1981	81	1981	47,7
1982	67	1982	60,0
1983	65	1983	49,0
1984	17,8	1984	14,0
1985	160,5	1985	
1986	67	1986	84,0
1987	80	1987	26,0
1988	46	1988	34,0
1989	100	1989	51,0
1990	65,5	1990	46,0
1991	58,5	1991	64,0
1992	54,5	1992	
1993	137	1993	138,0
1994	67	1994	66,0
1995	25	1995	17,0
1996	37,5	1996	45,0
1997	40	1997	68,0
1998	42	1998	
1999		1999	50,0
2000	66	2000	160,0
2001	85	2001	33,0
2002		2002	
2003	122	2003	68,0
2004		2004	72,0

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

7-026U Pacheco CCA

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	
1972	
1973	
1974	
1975	52,0
1976	
1977	40,0
1978	28,0
1979	22,0
1980	40,0
1981	56,0
1982	82,0
1983	49,5
1984	17,0
1985	81,5
1986	45,5
1987	55,5
1988	45,7
1989	72,0
1990	37,0
1991	72,5
1992	70,0
1993	118,5
1994	83,2
1995	12,8
1996	45,0
1997	74,0
1998	67,3
1999	44,5
2000	153,4
2001	37,5
2002	29,0
2003	86,9
2004	

7-0281 Pacheco Torre blanca

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	
1972	
1973	
1974	
1975	
1976	43
1977	98
1978	16
1979	31,7
1980	72,7
1981	57
1982	34,5
1983	18,5
1984	13,5
1985	66,5
1986	53
1987	140,5
1988	69
1989	75,5
1990	39
1991	
1992	80,5
1993	140
1994	41
1995	14
1996	47
1997	49,3
1998	27
1999	17,6
2000	70
2001	
2002	26
2003	87
2004	81

SERIES DE DATOS COMPLETADOS

PROCEDIMIENTO CORRELACIÓN

7-016 El Algar		7-026 Pozo Estrecho	
PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES		PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h	AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	37	1971	90
1972	75	1972	123
1973	80	1973	45
1974	66	1974	55
1975	47	1975	48
1976	31.5	1976	35.2
1977	69	1977	27.7
1978	23	1978	25
1979	80	1979	30.2
1980	98	1980	46.2
1981	81	1981	47.7
1982	67	1982	60
1983	65	1983	49
1984	17.8	1984	14
1985	160.5	1985	107
1986	67	1986	84
1987	80	1987	26
1988	46	1988	34
1989	100	1989	51
1990	65.5	1990	46
1991	58.5	1991	64
1992	54.5	1992	56
1993	137	1993	138
1994	67	1994	66
1995	25	1995	17
1996	37.5	1996	45
1997	40	1997	68
1998	42	1998	58
1999	41.0	1999	50
2000	66	2000	160
2001	85	2001	33
2002	55	2002	44
2003	122	2003	68
2004	106	2004	72

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

7-026U Pacheco CCA

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	79
1972	107
1973	40
1974	49
1975	52
1976	32
1977	40
1978	28
1979	22
1980	40
1981	56
1982	82
1983	49.5
1984	17
1985	81.5
1986	45.5
1987	55.5
1988	45.7
1989	72
1990	37
1991	72.5
1992	70
1993	118.5
1994	83.2
1995	12.8
1996	45
1997	74
1998	67.3
1999	44.5
2000	153.4
2001	37.5
2002	29
2003	86.9
2004	64

7-0281 Pacheco Torre Blanca

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	64
1972	86
1973	33
1974	40.3
1975	43
1976	43
1977	98
1978	16
1979	31.7
1980	72.7
1981	57
1982	34.5
1983	18.5
1984	13.5
1985	66.5
1986	53
1987	140.5
1988	69
1989	75.5
1990	39
1991	59
1992	80.5
1993	140
1994	41
1995	14
1996	47
1997	49.3
1998	27
1999	17.6
2000	70
2001	31.3
2002	26
2003	87
2004	81

PROCEDIMIENTO PONDERACIÓN POR DISTANCIA

7-016 El Algar

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	37
1972	75
1973	80
1974	66
1975	47
1976	31,5
1977	69
1978	23
1979	80
1980	98
1981	81
1982	67
1983	65
1984	17,8
1985	160,5
1986	67
1987	80
1988	46
1989	100
1990	65,5
1991	58,5
1992	54,5
1993	137
1994	67
1995	25
1996	37,5
1997	40
1998	42
1999	41,0
2000	66
2001	85
2002	55
2003	122
2004	83

7-026 Pozo Estrecho

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	90,0
1972	123,0
1973	45,0
1974	55,0
1975	48,0
1976	35,2
1977	27,7
1978	25,0
1979	30,2
1980	46,2
1981	47,7
1982	60,0
1983	49,0
1984	14,0
1985	90,43
1986	84,0
1987	26,0
1988	34,0
1989	51,0
1990	46,0
1991	64,0
1992	56
1993	138,0
1994	66,0
1995	17,0
1996	45,0
1997	68,0
1998	58
1999	50,0
2000	160,0
2001	33,0
2002	44
2003	68,0
2004	72,0

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

7-026U Pacheco CCA

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	83
1972	119
1973	48
1974	56
1975	52,0
1976	34,5
1977	40,0
1978	28,0
1979	22,0
1980	40,0
1981	56,0
1982	82,0
1983	49,5
1984	17,0
1985	81,5
1986	45,5
1987	55,5
1988	45,7
1989	72,0
1990	37,0
1991	72,5
1992	70,0
1993	118,5
1994	83,2
1995	12,8
1996	45,0
1997	74,0
1998	67,3
1999	44,5
2000	153,4
2001	37,5
2002	29,0
2003	86,9
2004	62,4

7-0281 Pacheco Torre blanca

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES	
AÑO	PRECIPITACION mm/h
1971	61,5
1972	106
1973	57
1974	59
1975	42
1976	43
1977	98
1978	16
1979	31,7
1980	72,7
1981	57
1982	34,5
1983	18,5
1984	13,5
1985	66,5
1986	53
1987	140,5
1988	69
1989	75,5
1990	39
1991	68
1992	80,5
1993	140
1994	41
1995	14
1996	47
1997	49,3
1998	27
1999	17,6
2000	70
2001	43
2002	26
2003	87
2004	81

Completado de datos en estación 7-016

1999 mes de enero

Estación	Distancia	precipitación	W
7-026	13259	4	5,68825E-09
7-011	11780	7,6	7,20625E-09
7-026U	13668	2,7	5,35291E-09
7-0281	14851	9,3	4,53407E-09
Px=	5,888126015		

2002 mes de marzo

Estación	Distancia	precipitación	W
7-013	12269	9,9	6,64327E-09
7-026U	13668	25,5	5,35291E-09
7-0281	14851	17	4,53407E-09
Px=	16,89912774		

2004 mes de febrero

Estación	Distancia	precipitación	W
7-013	12269	3,6	6,64327E-09
7-026	13259	8	5,68825E-09
7-0281	14851	5,5	4,53407E-09
Px=	5,59477356		

2004 mes de abril

Estación	Distancia	precipitación	W
7-026	13259	72	5,68825E-09
7-013	12269	31,7	6,64327E-09
7-026U	13668	62,4	5,35291E-09
7-0281	14851	81	4,53407E-09
Px=	59,47418		

2004 mes de diciembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-026	13259	54,8	5,68825E-09
7-013	12269	39,1	6,64327E-09
7-0281	14851	48	4,53407E-09
Px=	46,78776888		

Completado de datos en estación 7-026

1985 mes de febrero

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13259	160,5	5,68825E-09
7-011	10841	105,5	8,50866E-09
7-026U	4118	81,5	5,89695E-08
Px=	90,432782		

1992 mes de septiembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13259	7,5	5,68825E-09
7-011	10841	3,3	8,50866E-09
7-026U	4118	6,7	5,89695E-08
Px=	6,366802545		

1998 mes de mayo

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13259	38	5,68825E-09
7-011	10841	24,1	8,50866E-09
7-026U	4118	12,3	5,89695E-08
Px=	15,67026557		

2002 mes de marzo

Estación	Distancia	precipitación	W
7-013	15959	9,9	3,92635E-09
7-026U	4118	25,5	5,89695E-08
Px=	24,52615149		

2002 mes de noviembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13259	9,5	5,68825E-09
7-013	15959	13,7	3,92635E-09
7-026U	4118	5,5	5,89695E-08
Px=	6,301192273		

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Completado de datos en estación 7-026U

1971 septiembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13668	6,5	5,3529E-09
7-026	4118	90	5,8969E-08
Px=	83,0511276		

1972 octubre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13668	75	5,3529E-09
7-026	4118	123	5,8969E-08
Px=	119,005439		

1973 diciembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13668	80	5,3529E-09
7-026	4118	45	5,8969E-08
Px=	47,912701		

1974 octubre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13668	66	5,3529E-09
7-026	4118	55	5,8969E-08
Px=	55,9154203		

1976 mayo

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	13668	26,5	5,3529E-09
7-026	4118	35,2	5,8969E-08
7-028	6716	43	
Px=	34,4759858		

Completado de datos en estación 7-0281

1971 septiembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	6,5	4,5341E-09
7-026	10705	90	8,7262E-09
Px=	61,448982		

1972 octubre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	75	4,5341E-09
7-026	10705	123	8,7262E-09
Px=	106,587439		

1973 diciembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	80	4,5341E-09
7-026	10705	45	8,7262E-09
Px=	56,9674926		

1974 octubre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	66	4,5341E-09
7-026	10705	55	8,7262E-09
Px=	58,761212		

1975 diciembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	40,5	4,5341E-09
7-026	10705	16	8,7262E-09
7-026U	6716	52	2,2171E-08
Px=	41,6619767		

1991 enero

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	64	4,5341E-09
7-026	10705	58,5	8,7262E-09
7-026U	6716	72	2,2171E-08
Px=	67,6513547		

2001 noviembre

Estación	Distancia	precipitación	W
7-016	14851	85	4,5341E-09
7-026	10705	33	8,7262E-09
7-026U	6716	37,5	2,2171E-08
Px=	42,4702424		

VALORES ADOPTADOS PARA D EN EL TEST SMIRNOV-KOLOGOROV

Tamaño de la Muestra (n)	Nivel de significancia para D $ F_{(x)} - S_n(x) $				
	0,2	0,15	0,1	0,05	0,01
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,542	0,708	0,828
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,733
5	0,446	0,474	0,510	0,565	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,410	0,490
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,392
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,381
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,371
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,363
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,356
25	0,210	0,220	0,240	0,270	0,320
30	0,190	0,200	0,220	0,240	0,290
35	0,180	0,190	0,210	0,230	0,270
Más de 35	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$

Adaptado de F.J. Massey, Jr., «The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit», Journal Amer. Stat Assn., Vol. 46, 1951, pp. 68-78. Con permiso del autor y los editores (Citado por Pizarro y Novoa, 1986)

Los valores D proporcionados en la tabla son valores críticos asociados con valores seleccionados de n. Cualquier valor D el cual es mayor o igual que el valor tabulado es significativo en el nivel de significancia indicado.

APÉNDICE 2. HIDROGRAMAS DE PROYECTO DE LA SUBCUENCA URBANA

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 1,4 años

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00			0
0:05:00	1.69	0.51	0.00069
0:10:00	1.74	0.52	0.00223
0:15:00	1.79	0.53	0.00446
0:20:00	1.85	0.55	0.00732
0:25:00	1.91	0.57	0.0108
0:30:00	1.97	0.58	0.01486
0:35:00	2.04	0.6	0.01949
0:40:00	2.11	0.62	0.02469
0:45:00	2.19	0.64	0.03045
0:50:00	2.28	0.67	0.03679
0:55:00	2.37	0.69	0.04373
1:00:00	2.46	0.72	0.05126
1:05:00	2.57	0.75	0.05936
1:10:00	2.68	0.78	0.06812
1:15:00	2.8	0.81	0.07751
1:20:00	2.94	0.85	0.08757
1:25:00	3.09	0.89	0.09839
1:30:00	3.25	0.93	0.11002
1:35:00	3.43	0.98	0.1225
1:40:00	3.63	1.03	0.13593
1:45:00	3.85	1.09	0.15042
1:50:00	4.1	1.16	0.1661
1:55:00	4.39	1.23	0.18314
2:00:00	4.73	1.32	0.20181
2:05:00	5.11	1.42	0.22246
2:10:00	5.57	1.54	0.24537
2:15:00	6.12	1.68	0.27114
2:20:00	6.79	1.86	0.3005
2:25:00	7.63	2.07	0.33445
2:30:00	8.74	2.35	0.37447
2:35:00	10.25	2.73	0.42306
2:40:00	12.48	3.29	0.48414
2:45:00	16.18	4.2	0.56523
2:50:00	24	6.1	0.68282
2:55:00	80.19	19.38	0.88864
3:00:00	33.31	7.62	1.91879
3:05:00	19.21	4.29	2.22634
3:10:00	14.06	3.09	2.26273
3:15:00	11.25	2.44	2.20716
3:20:00	9.43	2.03	2.11278
3:25:00	8.15	1.74	2.0025
3:30:00	7.19	1.52	1.8879
3:35:00	6.43	1.35	1.77489
3:40:00	5.83	1.22	1.66638
3:45:00	5.33	1.11	1.56409
3:50:00	4.91	1.02	1.46851
3:55:00	4.55	0.94	1.37974
4:00:00	4.24	0.87	1.29757

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
4:05:00	3.97	0.81	1.22168
4:10:00	3.74	0.76	1.15168
4:15:00	3.52	0.72	1.08723
4:20:00	3.34	0.68	1.02765
4:25:00	3.16	0.64	0.97278
4:30:00	3.01	0.61	0.92196
4:35:00	2.87	0.58	0.87502
4:40:00	2.74	0.55	0.83155
4:45:00	2.62	0.52	0.79124
4:50:00	2.51	0.5	0.75379
4:55:00	2.41	0.48	0.71896
5:00:00	2.32	0.46	0.68654
5:05:00	2.23	0.44	0.65637
5:10:00	2.15	0.43	0.62816
5:15:00	2.08	0.41	0.60181
5:20:00	2.01	0.4	0.57721
5:25:00	1.94	0.38	0.55417
5:30:00	1.88	0.37	0.53251
5:35:00	1.82	0.36	0.51218
5:40:00	1.76	0.35	0.49305
5:45:00	1.71	0.33	0.475
5:50:00	1.66	0.32	0.458
5:55:00	1.61	0.31	0.44195
6:00:00	1.43	0.28	0.42677
6:05:00	0	0.28	0.41112
6:10:00	0	0.28	0.3804
6:15:00	0	0.28	0.35264
6:20:00	0	0.28	0.32749
6:25:00	0	0.28	0.30465
6:30:00	0	0.28	0.28387
6:35:00	0	0.28	0.26491
6:40:00	0	0.28	0.2476
6:45:00	0	0.28	0.23175
6:50:00	0	0.28	0.21722
6:55:00	0	0.28	0.20389
7:00:00	0	0.28	0.19165
7:05:00	0	0.28	0.1804
7:10:00	0	0.28	0.17006
7:15:00	0	0.28	0.16056
7:20:00	0	0	0.15185
7:25:00	0	0	0.14458
7:30:00	0	0	0.1378
7:35:00	0	0	0.13146
7:40:00	0	0	0.12552
7:45:00	0	0	0.11995
7:50:00	0	0	0.11472
7:55:00	0	0	0.1098
8:00:00	0	0	0.10518
8:05:00	0	0	0.10083
8:10:00	0	0	0.09672
8:15:00	0	0	0.09285

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:20:00	0	0	0.08919
8:25:00	0	0	0.08573
8:30:00	0	0	0.08246
8:35:00	0	0	0.07936
8:40:00	0	0	0.07642
8:45:00	0	0	0.07363
8:50:00	0	0	0.07099
8:55:00	0	0	0.06847
9:00:00	0	0	0.06608
9:05:00	0	0	0.06381
9:10:00	0	0	0.06164
9:15:00	0	0	0.05957
9:20:00	0	0	0.05761
9:25:00	0	0	0.05573
9:30:00	0	0	0.05394
9:35:00	0	0	0.05222
9:40:00	0	0	0.05059
9:45:00	0	0	0.04902
9:50:00	0	0	0.04752
9:55:00	0	0	0.04609
10:00:00	0	0	0.04471
10:05:00	0	0	0.0434
10:10:00	0	0	0.04213
10:15:00	0	0	0.04092
10:20:00	0	0	0.03976
10:25:00	0	0	0.03864
10:30:00	0	0	0.03756
10:35:00	0	0	0.03653
10:40:00	0	0	0.03554
10:45:00	0	0	0.03458
10:50:00	0	0	0.03366
10:55:00	0	0	0.03278
11:00:00	0	0	0.03193
11:05:00	0	0	0.0311
11:10:00	0	0	0.03031
11:15:00	0	0	0.02955
11:20:00	0	0	0.02881
11:25:00	0	0	0.0281
11:30:00	0	0	0.02741
11:35:00	0	0	0.02675
11:40:00	0	0	0.02611
11:45:00	0	0	0.02549
11:50:00	0	0	0.02489
11:55:00	0	0	0.02431
12:00:00	0	0	0.02375

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 5 años

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00:00			0
0:05:00	3.61	1.08	0.00243
0:10:00	3.71	1.1	0.00786
0:15:00	3.83	1.13	0.01564
0:20:00	3.95	1.16	0.02557
0:25:00	4.08	1.2	0.03746
0:30:00	4.22	1.23	0.05119
0:35:00	4.37	1.27	0.06667
0:40:00	4.52	1.31	0.08382
0:45:00	4.69	1.35	0.10251
0:50:00	4.87	1.4	0.12272
0:55:00	5.06	1.44	0.14441
1:00:00	5.27	1.49	0.16752
1:05:00	5.49	1.55	0.19207
1:10:00	5.74	1.61	0.21802
1:15:00	6	1.67	0.24549
1:20:00	6.29	1.74	0.27446
1:25:00	6.6	1.81	0.30506
1:30:00	6.95	1.9	0.33736
1:35:00	7.33	1.99	0.3716
1:40:00	7.76	2.09	0.40795
1:45:00	8.24	2.2	0.44677
1:50:00	8.78	2.32	0.48841
1:55:00	9.4	2.46	0.53335
2:00:00	10.11	2.62	0.58227
2:05:00	10.94	2.81	0.63597
2:10:00	11.91	3.02	0.69558
2:15:00	13.09	3.28	0.76328
2:20:00	14.52	3.59	0.84166
2:25:00	16.33	3.97	0.93367
2:30:00	18.7	4.47	1.04422
2:35:00	21.94	5.15	1.18102
2:40:00	26.71	6.12	1.35693
2:45:00	34.62	7.71	1.59642
2:50:00	51.35	10.99	1.95442
2:55:00	171.56	33.28	2.60364
3:00:00	71.26	12.45	6.08725
3:05:00	41.1	6.86	6.86471
3:10:00	30.09	4.88	6.67997
3:15:00	24.06	3.82	6.23631
3:20:00	20.18	3.15	5.7279
3:25:00	17.43	2.68	5.22718
3:30:00	15.37	2.33	4.76146
3:35:00	13.77	2.07	4.33972
3:40:00	12.47	1.85	3.96294
3:45:00	11.4	1.68	3.62805
3:50:00	10.51	1.53	3.33111
3:55:00	9.74	1.41	3.06801

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
4:00:00	9.08	1.31	2.83434
4:05:00	8.5	1.21	2.6265
4:10:00	7.99	1.13	2.44106
4:15:00	7.54	1.06	2.27518
4:20:00	7.14	1	2.12641
4:25:00	6.77	0.95	1.99262
4:30:00	6.44	0.9	1.87175
4:35:00	6.14	0.85	1.76232
4:40:00	5.86	0.81	1.66296
4:45:00	5.61	0.77	1.5724
4:50:00	5.38	0.74	1.48974
4:55:00	5.16	0.7	1.41411
5:00:00	4.96	0.67	1.34459
5:05:00	4.78	0.65	1.28062
5:10:00	4.61	0.62	1.22169
5:15:00	4.44	0.6	1.16726
5:20:00	4.29	0.57	1.1167
5:25:00	4.15	0.55	1.06978
5:30:00	4.02	0.53	1.02616
5:35:00	3.89	0.52	0.98556
5:40:00	3.77	0.5	0.94759
5:45:00	3.66	0.48	0.91205
5:50:00	3.55	0.47	0.87879
5:55:00	3.45	0.45	0.84752
6:00:00	3.24	0.42	0.81815
6:05:00	0	0.42	0.78897
6:10:00	0	0.42	0.7137
6:15:00	0	0.42	0.64774
6:20:00	0	0.42	0.58967
6:25:00	0	0.42	0.53832
6:30:00	0	0.42	0.49272
6:35:00	0	0.42	0.45207
6:40:00	0	0.42	0.41572
6:45:00	0	0.42	0.38312
6:50:00	0	0.42	0.3538
6:55:00	0	0.42	0.32736
7:00:00	0	0.42	0.30347
7:05:00	0	0.42	0.28186
7:10:00	0	0.42	0.26227
7:15:00	0	0.42	0.24451
7:20:00	0	0.42	0.2284
7:25:00	0	0.42	0.21381
7:30:00	0	0.42	0.20061
7:35:00	0	0	0.18874
7:40:00	0	0	0.17887
7:45:00	0	0	0.16971
7:50:00	0	0	0.1612
7:55:00	0	0	0.15327
8:00:00	0	0	0.14588
8:05:00	0	0	0.13898
8:10:00	0	0	0.13253

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:15:00	0	0	0.12649
8:20:00	0	0	0.12083
8:25:00	0	0	0.11552
8:30:00	0	0	0.11053
8:35:00	0	0	0.10584
8:40:00	0	0	0.10143
8:45:00	0	0	0.09727
8:50:00	0	0	0.09334
8:55:00	0	0	0.08964
9:00:00	0	0	0.08613
9:05:00	0	0	0.08282
9:10:00	0	0	0.07968
9:15:00	0	0	0.07671
9:20:00	0	0	0.07389
9:25:00	0	0	0.07121
9:30:00	0	0	0.06867
9:35:00	0	0	0.06626
9:40:00	0	0	0.06396
9:45:00	0	0	0.06177
9:50:00	0	0	0.05969
9:55:00	0	0	0.0577
10:00:00	0	0	0.05581
10:05:00	0	0	0.054
10:10:00	0	0	0.05227
10:15:00	0	0	0.05062
10:20:00	0	0	0.04904
10:25:00	0	0	0.04753
10:30:00	0	0	0.04609
10:35:00	0	0	0.0447
10:40:00	0	0	0.04338
10:45:00	0	0	0.04211
10:50:00	0	0	0.04089
10:55:00	0	0	0.03971
11:00:00	0	0	0.03859
11:05:00	0	0	0.03751
11:10:00	0	0	0.03647
11:15:00	0	0	0.03547
11:20:00	0	0	0.03451
11:25:00	0	0	0.03359
11:30:00	0	0	0.0327
11:35:00	0	0	0.03185
11:40:00	0	0	0.03102
11:45:00	0	0	0.03022
11:50:00	0	0	0.02946
11:55:00	0	0	0.02872
12:00:00	0	0	0.028

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 10 años

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00			0
0:05:00	4.43	1.32	0.00342
0:10:00	4.56	1.35	0.01104
0:15:00	4.7	1.39	0.02197
0:20:00	4.86	1.43	0.03582
0:25:00	5.01	1.46	0.0524
0:30:00	5.18	1.5	0.07141
0:35:00	5.36	1.55	0.09272
0:40:00	5.56	1.6	0.11617
0:45:00	5.76	1.64	0.14168
0:50:00	5.98	1.7	0.16906
0:55:00	6.22	1.75	0.19825
1:00:00	6.47	1.81	0.22921
1:05:00	6.75	1.88	0.26185
1:10:00	7.05	1.95	0.29623
1:15:00	7.37	2.02	0.33236
1:20:00	7.72	2.1	0.37026
1:25:00	8.11	2.19	0.41004
1:30:00	8.54	2.28	0.45193
1:35:00	9.01	2.39	0.49616
1:40:00	9.53	2.5	0.54297
1:45:00	10.12	2.63	0.59273
1:50:00	10.79	2.77	0.64599
1:55:00	11.55	2.94	0.70346
2:00:00	12.42	3.12	0.7665
2:05:00	13.43	3.33	0.83671
2:10:00	14.63	3.58	0.91555
2:15:00	16.07	3.87	1.0053
2:20:00	17.84	4.23	1.10901
2:25:00	20.06	4.67	1.23112
2:30:00	22.97	5.24	1.37808
2:35:00	26.94	6	1.56042
2:40:00	32.8	7.1	1.79555
2:45:00	42.53	8.9	2.11714
2:50:00	63.07	12.59	2.60106
2:55:00	210.72	37.46	3.48609
3:00:00	87.53	13.77	8.34271
3:05:00	50.48	7.52	9.2932
3:10:00	36.96	5.33	8.8952
3:15:00	29.56	4.16	8.17514
3:20:00	24.78	3.42	7.40418
3:25:00	21.41	2.9	6.67424
3:30:00	18.88	2.52	6.01537
3:35:00	16.91	2.23	5.43274
3:40:00	15.32	2	4.92229
3:45:00	14.01	1.81	4.47635
3:50:00	12.91	1.65	4.08675

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
3:55:00	11.97	1.52	3.74573
4:00:00	11.15	1.4	3.44632
4:05:00	10.44	1.3	3.18236
4:10:00	9.82	1.22	2.94894
4:15:00	9.26	1.14	2.74185
4:20:00	8.77	1.07	2.55722
4:25:00	8.32	1.01	2.39221
4:30:00	7.91	0.96	2.244
4:35:00	7.54	0.91	2.11036
4:40:00	7.2	0.86	1.98951
4:45:00	6.89	0.82	1.87983
4:50:00	6.61	0.78	1.78001
4:55:00	6.34	0.75	1.68898
5:00:00	6.1	0.72	1.60553
5:05:00	5.87	0.69	1.52901
5:10:00	5.66	0.66	1.45853
5:15:00	5.46	0.63	1.39352
5:20:00	5.27	0.61	1.33336
5:25:00	5.1	0.59	1.27751
5:30:00	4.93	0.57	1.2257
5:35:00	4.78	0.55	1.17736
5:40:00	4.63	0.53	1.13234
5:45:00	4.49	0.51	1.09019
5:50:00	4.36	0.49	1.0507
5:55:00	4.24	0.48	1.01367
6:00:00	4.02	0.45	0.97894
6:05:00	0	0.45	0.94476
6:10:00	0	0.45	0.84873
6:15:00	0	0.45	0.76541
6:20:00	0	0.45	0.69272
6:25:00	0	0.45	0.62895
6:30:00	0	0.45	0.57276
6:35:00	0	0.45	0.52301
6:40:00	0	0.45	0.47881
6:45:00	0	0.45	0.43939
6:50:00	0	0.45	0.40413
6:55:00	0	0.45	0.37249
7:00:00	0	0.45	0.34404
7:05:00	0	0.45	0.31839
7:10:00	0	0.45	0.29524
7:15:00	0	0.45	0.27431
7:20:00	0	0.45	0.25538
7:25:00	0	0.45	0.23825
7:30:00	0	0.45	0.22278
7:35:00	0	0	0.20884
7:40:00	0	0	0.19753
7:45:00	0	0	0.18706
7:50:00	0	0	0.17736
7:55:00	0	0	0.16835
8:00:00	0	0	0.15998
8:05:00	0	0	0.15217

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:10:00	0	0	0.14489
8:15:00	0	0	0.13809
8:20:00	0	0	0.13174
8:25:00	0	0	0.12578
8:30:00	0	0	0.1202
8:35:00	0	0	0.11496
8:40:00	0	0	0.11003
8:45:00	0	0	0.1054
8:50:00	0	0	0.10104
8:55:00	0	0	0.09692
9:00:00	0	0	0.09304
9:05:00	0	0	0.08938
9:10:00	0	0	0.08591
9:15:00	0	0	0.08263
9:20:00	0	0	0.07952
9:25:00	0	0	0.07658
9:30:00	0	0	0.07379
9:35:00	0	0	0.07113
9:40:00	0	0	0.06861
9:45:00	0	0	0.06622
9:50:00	0	0	0.06394
9:55:00	0	0	0.06177
10:00:00	0	0	0.0597
10:05:00	0	0	0.05773
10:10:00	0	0	0.05585
10:15:00	0	0	0.05405
10:20:00	0	0	0.05233
10:25:00	0	0	0.05069
10:30:00	0	0	0.04912
10:35:00	0	0	0.04762
10:40:00	0	0	0.04618
10:45:00	0	0	0.04481
10:50:00	0	0	0.04349
10:55:00	0	0	0.04222
11:00:00	0	0	0.04101
11:05:00	0	0	0.03984
11:10:00	0	0	0.03872
11:15:00	0	0	0.03764
11:20:00	0	0	0.03661
11:25:00	0	0	0.03561
11:30:00	0	0	0.03466
11:35:00	0	0	0.03374
11:40:00	0	0	0.03285
11:45:00	0	0	0.03199
11:50:00	0	0	0.03117
11:55:00	0	0	0.03038
12:00:00	0	0	0.02961

ANEJO 2. HIDROGRAMAS DE PROYECTO DE LA SUBCUENCA URBANA

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 1,4 años

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00			0
0:05:00	1.69	0.51	0.00069
0:10:00	1.74	0.52	0.00223
0:15:00	1.79	0.53	0.00446
0:20:00	1.85	0.55	0.00732
0:25:00	1.91	0.57	0.0108
0:30:00	1.97	0.58	0.01486
0:35:00	2.04	0.6	0.01949
0:40:00	2.11	0.62	0.02469
0:45:00	2.19	0.64	0.03045
0:50:00	2.28	0.67	0.03679
0:55:00	2.37	0.69	0.04373
1:00:00	2.46	0.72	0.05126
1:05:00	2.57	0.75	0.05936
1:10:00	2.68	0.78	0.06812
1:15:00	2.8	0.81	0.07751
1:20:00	2.94	0.85	0.08757
1:25:00	3.09	0.89	0.09839
1:30:00	3.25	0.93	0.11002
1:35:00	3.43	0.98	0.1225
1:40:00	3.63	1.03	0.13593
1:45:00	3.85	1.09	0.15042
1:50:00	4.1	1.16	0.1661
1:55:00	4.39	1.23	0.18314
2:00:00	4.73	1.32	0.20181
2:05:00	5.11	1.42	0.22246
2:10:00	5.57	1.54	0.24537
2:15:00	6.12	1.68	0.27114
2:20:00	6.79	1.86	0.3005
2:25:00	7.63	2.07	0.33445
2:30:00	8.74	2.35	0.37447
2:35:00	10.25	2.73	0.42306
2:40:00	12.48	3.29	0.48414
2:45:00	16.18	4.2	0.56523
2:50:00	24	6.1	0.68282
2:55:00	80.19	19.38	0.88864
3:00:00	33.31	7.62	1.91879
3:05:00	19.21	4.29	2.22634
3:10:00	14.06	3.09	2.26273
3:15:00	11.25	2.44	2.20716
3:20:00	9.43	2.03	2.11278
3:25:00	8.15	1.74	2.0025
3:30:00	7.19	1.52	1.8879
3:35:00	6.43	1.35	1.77489
3:40:00	5.83	1.22	1.66638
3:45:00	5.33	1.11	1.56409
3:50:00	4.91	1.02	1.46851
3:55:00	4.55	0.94	1.37974
4:00:00	4.24	0.87	1.29757

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
4:05:00	3.97	0.81	1.22168
4:10:00	3.74	0.76	1.15168
4:15:00	3.52	0.72	1.08723
4:20:00	3.34	0.68	1.02765
4:25:00	3.16	0.64	0.97278
4:30:00	3.01	0.61	0.92196
4:35:00	2.87	0.58	0.87502
4:40:00	2.74	0.55	0.83155
4:45:00	2.62	0.52	0.79124
4:50:00	2.51	0.5	0.75379
4:55:00	2.41	0.48	0.71896
5:00:00	2.32	0.46	0.68654
5:05:00	2.23	0.44	0.65637
5:10:00	2.15	0.43	0.62816
5:15:00	2.08	0.41	0.60181
5:20:00	2.01	0.4	0.57721
5:25:00	1.94	0.38	0.55417
5:30:00	1.88	0.37	0.53251
5:35:00	1.82	0.36	0.51218
5:40:00	1.76	0.35	0.49305
5:45:00	1.71	0.33	0.475
5:50:00	1.66	0.32	0.458
5:55:00	1.61	0.31	0.44195
6:00:00	1.43	0.28	0.42677
6:05:00	0	0.28	0.41112
6:10:00	0	0.28	0.3804
6:15:00	0	0.28	0.35264
6:20:00	0	0.28	0.32749
6:25:00	0	0.28	0.30465
6:30:00	0	0.28	0.28387
6:35:00	0	0.28	0.26491
6:40:00	0	0.28	0.2476
6:45:00	0	0.28	0.23175
6:50:00	0	0.28	0.21722
6:55:00	0	0.28	0.20389
7:00:00	0	0.28	0.19165
7:05:00	0	0.28	0.1804
7:10:00	0	0.28	0.17006
7:15:00	0	0.28	0.16056
7:20:00	0	0	0.15185
7:25:00	0	0	0.14458
7:30:00	0	0	0.1378
7:35:00	0	0	0.13146
7:40:00	0	0	0.12552
7:45:00	0	0	0.11995
7:50:00	0	0	0.11472
7:55:00	0	0	0.1098
8:00:00	0	0	0.10518
8:05:00	0	0	0.10083
8:10:00	0	0	0.09672
8:15:00	0	0	0.09285

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm/h)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:20:00	0	0	0.08919
8:25:00	0	0	0.08573
8:30:00	0	0	0.08246
8:35:00	0	0	0.07936
8:40:00	0	0	0.07642
8:45:00	0	0	0.07363
8:50:00	0	0	0.07099
8:55:00	0	0	0.06847
9:00:00	0	0	0.06608
9:05:00	0	0	0.06381
9:10:00	0	0	0.06164
9:15:00	0	0	0.05957
9:20:00	0	0	0.05761
9:25:00	0	0	0.05573
9:30:00	0	0	0.05394
9:35:00	0	0	0.05222
9:40:00	0	0	0.05059
9:45:00	0	0	0.04902
9:50:00	0	0	0.04752
9:55:00	0	0	0.04609
10:00:00	0	0	0.04471
10:05:00	0	0	0.0434
10:10:00	0	0	0.04213
10:15:00	0	0	0.04092
10:20:00	0	0	0.03976
10:25:00	0	0	0.03864
10:30:00	0	0	0.03756
10:35:00	0	0	0.03653
10:40:00	0	0	0.03554
10:45:00	0	0	0.03458
10:50:00	0	0	0.03366
10:55:00	0	0	0.03278
11:00:00	0	0	0.03193
11:05:00	0	0	0.0311
11:10:00	0	0	0.03031
11:15:00	0	0	0.02955
11:20:00	0	0	0.02881
11:25:00	0	0	0.0281
11:30:00	0	0	0.02741
11:35:00	0	0	0.02675
11:40:00	0	0	0.02611
11:45:00	0	0	0.02549
11:50:00	0	0	0.02489
11:55:00	0	0	0.02431
12:00:00	0	0	0.02375

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 5 años

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00:00			0
0:05:00	3.61	1.08	0.00243
0:10:00	3.71	1.1	0.00786
0:15:00	3.83	1.13	0.01564
0:20:00	3.95	1.16	0.02557
0:25:00	4.08	1.2	0.03746
0:30:00	4.22	1.23	0.05119
0:35:00	4.37	1.27	0.06667
0:40:00	4.52	1.31	0.08382
0:45:00	4.69	1.35	0.10251
0:50:00	4.87	1.4	0.12272
0:55:00	5.06	1.44	0.14441
1:00:00	5.27	1.49	0.16752
1:05:00	5.49	1.55	0.19207
1:10:00	5.74	1.61	0.21802
1:15:00	6	1.67	0.24549
1:20:00	6.29	1.74	0.27446
1:25:00	6.6	1.81	0.30506
1:30:00	6.95	1.9	0.33736
1:35:00	7.33	1.99	0.3716
1:40:00	7.76	2.09	0.40795
1:45:00	8.24	2.2	0.44677
1:50:00	8.78	2.32	0.48841
1:55:00	9.4	2.46	0.53335
2:00:00	10.11	2.62	0.58227
2:05:00	10.94	2.81	0.63597
2:10:00	11.91	3.02	0.69558
2:15:00	13.09	3.28	0.76328
2:20:00	14.52	3.59	0.84166
2:25:00	16.33	3.97	0.93367
2:30:00	18.7	4.47	1.04422
2:35:00	21.94	5.15	1.18102
2:40:00	26.71	6.12	1.35693
2:45:00	34.62	7.71	1.59642
2:50:00	51.35	10.99	1.95442
2:55:00	171.56	33.28	2.60364
3:00:00	71.26	12.45	6.08725
3:05:00	41.1	6.86	6.86471
3:10:00	30.09	4.88	6.67997
3:15:00	24.06	3.82	6.23631
3:20:00	20.18	3.15	5.7279
3:25:00	17.43	2.68	5.22718
3:30:00	15.37	2.33	4.76146
3:35:00	13.77	2.07	4.33972
3:40:00	12.47	1.85	3.96294
3:45:00	11.4	1.68	3.62805
3:50:00	10.51	1.53	3.33111
3:55:00	9.74	1.41	3.06801

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
4:00:00	9.08	1.31	2.83434
4:05:00	8.5	1.21	2.6265
4:10:00	7.99	1.13	2.44106
4:15:00	7.54	1.06	2.27518
4:20:00	7.14	1	2.12641
4:25:00	6.77	0.95	1.99262
4:30:00	6.44	0.9	1.87175
4:35:00	6.14	0.85	1.76232
4:40:00	5.86	0.81	1.66296
4:45:00	5.61	0.77	1.5724
4:50:00	5.38	0.74	1.48974
4:55:00	5.16	0.7	1.41411
5:00:00	4.96	0.67	1.34459
5:05:00	4.78	0.65	1.28062
5:10:00	4.61	0.62	1.22169
5:15:00	4.44	0.6	1.16726
5:20:00	4.29	0.57	1.1167
5:25:00	4.15	0.55	1.06978
5:30:00	4.02	0.53	1.02616
5:35:00	3.89	0.52	0.98556
5:40:00	3.77	0.5	0.94759
5:45:00	3.66	0.48	0.91205
5:50:00	3.55	0.47	0.87879
5:55:00	3.45	0.45	0.84752
6:00:00	3.24	0.42	0.81815
6:05:00	0	0.42	0.78897
6:10:00	0	0.42	0.7137
6:15:00	0	0.42	0.64774
6:20:00	0	0.42	0.58967
6:25:00	0	0.42	0.53832
6:30:00	0	0.42	0.49272
6:35:00	0	0.42	0.45207
6:40:00	0	0.42	0.41572
6:45:00	0	0.42	0.38312
6:50:00	0	0.42	0.3538
6:55:00	0	0.42	0.32736
7:00:00	0	0.42	0.30347
7:05:00	0	0.42	0.28186
7:10:00	0	0.42	0.26227
7:15:00	0	0.42	0.24451
7:20:00	0	0.42	0.2284
7:25:00	0	0.42	0.21381
7:30:00	0	0.42	0.20061
7:35:00	0	0	0.18874
7:40:00	0	0	0.17887
7:45:00	0	0	0.16971
7:50:00	0	0	0.1612
7:55:00	0	0	0.15327
8:00:00	0	0	0.14588
8:05:00	0	0	0.13898
8:10:00	0	0	0.13253

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:15:00	0	0	0.12649
8:20:00	0	0	0.12083
8:25:00	0	0	0.11552
8:30:00	0	0	0.11053
8:35:00	0	0	0.10584
8:40:00	0	0	0.10143
8:45:00	0	0	0.09727
8:50:00	0	0	0.09334
8:55:00	0	0	0.08964
9:00:00	0	0	0.08613
9:05:00	0	0	0.08282
9:10:00	0	0	0.07968
9:15:00	0	0	0.07671
9:20:00	0	0	0.07389
9:25:00	0	0	0.07121
9:30:00	0	0	0.06867
9:35:00	0	0	0.06626
9:40:00	0	0	0.06396
9:45:00	0	0	0.06177
9:50:00	0	0	0.05969
9:55:00	0	0	0.0577
10:00:00	0	0	0.05581
10:05:00	0	0	0.054
10:10:00	0	0	0.05227
10:15:00	0	0	0.05062
10:20:00	0	0	0.04904
10:25:00	0	0	0.04753
10:30:00	0	0	0.04609
10:35:00	0	0	0.0447
10:40:00	0	0	0.04338
10:45:00	0	0	0.04211
10:50:00	0	0	0.04089
10:55:00	0	0	0.03971
11:00:00	0	0	0.03859
11:05:00	0	0	0.03751
11:10:00	0	0	0.03647
11:15:00	0	0	0.03547
11:20:00	0	0	0.03451
11:25:00	0	0	0.03359
11:30:00	0	0	0.0327
11:35:00	0	0	0.03185
11:40:00	0	0	0.03102
11:45:00	0	0	0.03022
11:50:00	0	0	0.02946
11:55:00	0	0	0.02872
12:00:00	0	0	0.028

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Tr= 10 años

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
0:00			0
0:05:00	4.43	1.32	0.00342
0:10:00	4.56	1.35	0.01104
0:15:00	4.7	1.39	0.02197
0:20:00	4.86	1.43	0.03582
0:25:00	5.01	1.46	0.0524
0:30:00	5.18	1.5	0.07141
0:35:00	5.36	1.55	0.09272
0:40:00	5.56	1.6	0.11617
0:45:00	5.76	1.64	0.14168
0:50:00	5.98	1.7	0.16906
0:55:00	6.22	1.75	0.19825
1:00:00	6.47	1.81	0.22921
1:05:00	6.75	1.88	0.26185
1:10:00	7.05	1.95	0.29623
1:15:00	7.37	2.02	0.33236
1:20:00	7.72	2.1	0.37026
1:25:00	8.11	2.19	0.41004
1:30:00	8.54	2.28	0.45193
1:35:00	9.01	2.39	0.49616
1:40:00	9.53	2.5	0.54297
1:45:00	10.12	2.63	0.59273
1:50:00	10.79	2.77	0.64599
1:55:00	11.55	2.94	0.70346
2:00:00	12.42	3.12	0.7665
2:05:00	13.43	3.33	0.83671
2:10:00	14.63	3.58	0.91555
2:15:00	16.07	3.87	1.0053
2:20:00	17.84	4.23	1.10901
2:25:00	20.06	4.67	1.23112
2:30:00	22.97	5.24	1.37808
2:35:00	26.94	6	1.56042
2:40:00	32.8	7.1	1.79555
2:45:00	42.53	8.9	2.11714
2:50:00	63.07	12.59	2.60106
2:55:00	210.72	37.46	3.48609
3:00:00	87.53	13.77	8.34271
3:05:00	50.48	7.52	9.2932
3:10:00	36.96	5.33	8.8952
3:15:00	29.56	4.16	8.17514
3:20:00	24.78	3.42	7.40418
3:25:00	21.41	2.9	6.67424
3:30:00	18.88	2.52	6.01537
3:35:00	16.91	2.23	5.43274
3:40:00	15.32	2	4.92229
3:45:00	14.01	1.81	4.47635
3:50:00	12.91	1.65	4.08675

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
3:55:00	11.97	1.52	3.74573
4:00:00	11.15	1.4	3.44632
4:05:00	10.44	1.3	3.18236
4:10:00	9.82	1.22	2.94894
4:15:00	9.26	1.14	2.74185
4:20:00	8.77	1.07	2.55722
4:25:00	8.32	1.01	2.39221
4:30:00	7.91	0.96	2.244
4:35:00	7.54	0.91	2.11036
4:40:00	7.2	0.86	1.98951
4:45:00	6.89	0.82	1.87983
4:50:00	6.61	0.78	1.78001
4:55:00	6.34	0.75	1.68898
5:00:00	6.1	0.72	1.60553
5:05:00	5.87	0.69	1.52901
5:10:00	5.66	0.66	1.45853
5:15:00	5.46	0.63	1.39352
5:20:00	5.27	0.61	1.33336
5:25:00	5.1	0.59	1.27751
5:30:00	4.93	0.57	1.2257
5:35:00	4.78	0.55	1.17736
5:40:00	4.63	0.53	1.13234
5:45:00	4.49	0.51	1.09019
5:50:00	4.36	0.49	1.0507
5:55:00	4.24	0.48	1.01367
6:00:00	4.02	0.45	0.97894
6:05:00	0	0.45	0.94476
6:10:00	0	0.45	0.84873
6:15:00	0	0.45	0.76541
6:20:00	0	0.45	0.69272
6:25:00	0	0.45	0.62895
6:30:00	0	0.45	0.57276
6:35:00	0	0.45	0.52301
6:40:00	0	0.45	0.47881
6:45:00	0	0.45	0.43939
6:50:00	0	0.45	0.40413
6:55:00	0	0.45	0.37249
7:00:00	0	0.45	0.34404
7:05:00	0	0.45	0.31839
7:10:00	0	0.45	0.29524
7:15:00	0	0.45	0.27431
7:20:00	0	0.45	0.25538
7:25:00	0	0.45	0.23825
7:30:00	0	0.45	0.22278
7:35:00	0	0	0.20884
7:40:00	0	0	0.19753
7:45:00	0	0	0.18706
7:50:00	0	0	0.17736
7:55:00	0	0	0.16835
8:00:00	0	0	0.15998
8:05:00	0	0	0.15217

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	P (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)
8:10:00	0	0	0.14489
8:15:00	0	0	0.13809
8:20:00	0	0	0.13174
8:25:00	0	0	0.12578
8:30:00	0	0	0.1202
8:35:00	0	0	0.11496
8:40:00	0	0	0.11003
8:45:00	0	0	0.1054
8:50:00	0	0	0.10104
8:55:00	0	0	0.09692
9:00:00	0	0	0.09304
9:05:00	0	0	0.08938
9:10:00	0	0	0.08591
9:15:00	0	0	0.08263
9:20:00	0	0	0.07952
9:25:00	0	0	0.07658
9:30:00	0	0	0.07379
9:35:00	0	0	0.07113
9:40:00	0	0	0.06861
9:45:00	0	0	0.06622
9:50:00	0	0	0.06394
9:55:00	0	0	0.06177
10:00:00	0	0	0.0597
10:05:00	0	0	0.05773
10:10:00	0	0	0.05585
10:15:00	0	0	0.05405
10:20:00	0	0	0.05233
10:25:00	0	0	0.05069
10:30:00	0	0	0.04912
10:35:00	0	0	0.04762
10:40:00	0	0	0.04618
10:45:00	0	0	0.04481
10:50:00	0	0	0.04349
10:55:00	0	0	0.04222
11:00:00	0	0	0.04101
11:05:00	0	0	0.03984
11:10:00	0	0	0.03872
11:15:00	0	0	0.03764
11:20:00	0	0	0.03661
11:25:00	0	0	0.03561
11:30:00	0	0	0.03466
11:35:00	0	0	0.03374
11:40:00	0	0	0.03285
11:45:00	0	0	0.03199
11:50:00	0	0	0.03117
11:55:00	0	0	0.03038
12:00:00	0	0	0.02961

APÉNDICE 3. DATOS POLUTOGRAMA DE PROYECTO

Curva relación volumen escorrentía – volumen contaminante

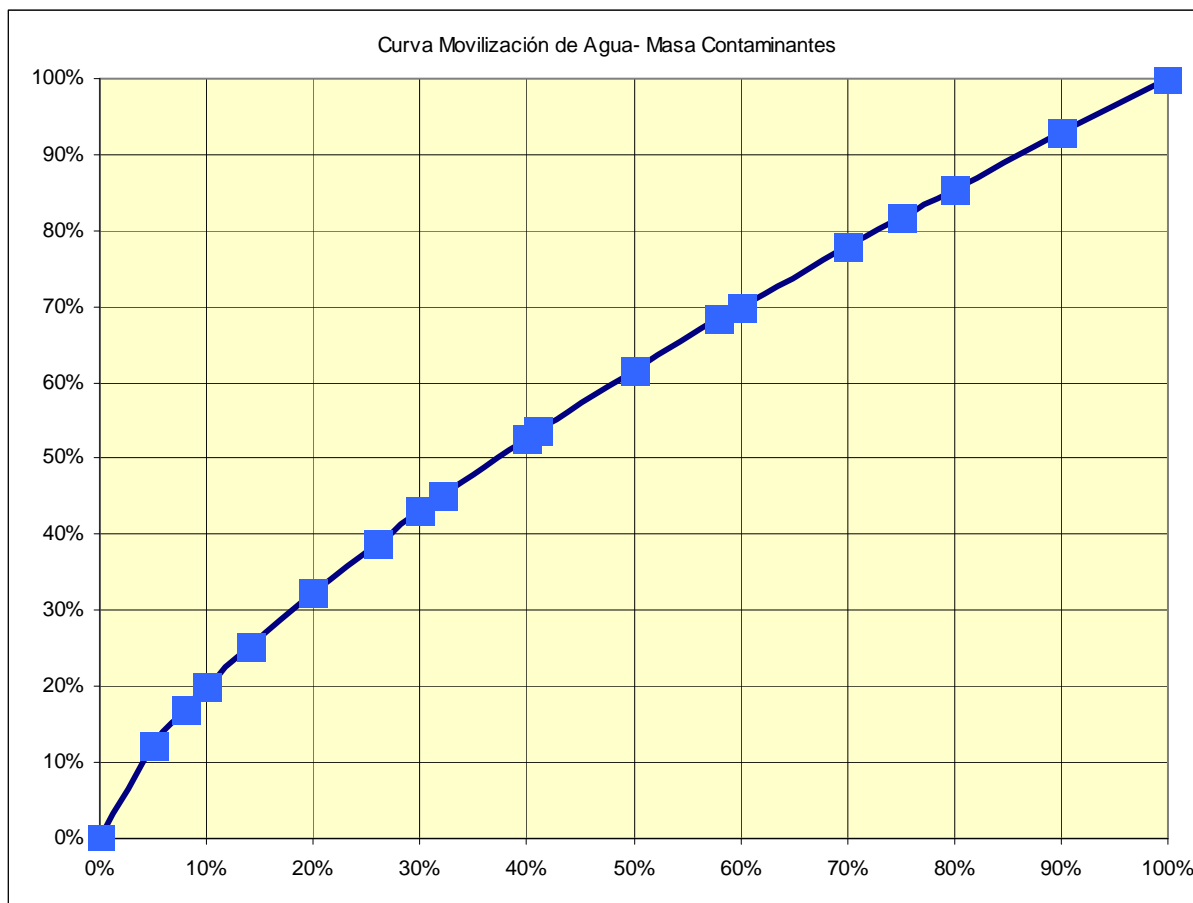
% hidrograma movilizado	% polutograma movilizado
0%	0%
5%	12%
8%	17%
10%	20%
14%	25%
20%	32%
26%	39%
30%	43%
32%	45%
40%	53%
41%	54%
50%	62%
58%	68%
60%	70%
70%	78%
75%	82%
80%	86%
90%	93%
100%	100%

ANEJO 3. DATOS DE POLUTOGRAMA DE PROYECTO

Curva relación volumen escorrentía – volumen contaminante

% hidrograma movilizado	% polutograma movilizado
0%	0%
5%	12%
8%	17%
10%	20%
14%	25%
20%	32%
26%	39%
30%	43%
32%	45%
40%	53%
41%	54%
50%	62%
58%	68%
60%	70%
70%	78%
75%	82%
80%	86%
90%	93%
100%	100%

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR



ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

POLUTOGRAMA REDES UNITARIAS

Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)	Total SS (kg)
0:00	0	0.00	0.00	0.000%	0.00	0.00	0.00	0
0:05:00	0.00069	0.21	0.21	0.001%	0.00	0.00	2.08	0.0004308
0:10:00	0.00223	0.67	0.88	0.005%	0.00	0.01	8.32	0.0055692
0:15:00	0.00446	1.34	2.21	0.014%	0.00	0.03	18.73	0.02506139
0:20:00	0.00732	2.20	4.41	0.027%	0.00	0.07	33.30	0.07312383
0:25:00	0.0108	3.24	7.65	0.047%	0.00	0.17	52.03	0.1685744
0:30:00	0.01486	4.46	12.11	0.075%	0.00	0.33	74.92	0.33400208
0:35:00	0.01949	5.85	17.96	0.111%	0.00	0.60	101.98	0.59626015
0:40:00	0.02469	7.41	25.36	0.157%	0.00	0.99	133.19	0.98657232
0:45:00	0.03045	9.14	34.50	0.214%	0.00	1.54	168.57	1.53992716
0:50:00	0.03679	11.04	45.53	0.283%	0.00	2.30	208.12	2.29698231
0:55:00	0.04373	13.12	58.65	0.364%	0.00	3.30	251.82	3.30363996
1:00:00	0.05126	15.38	74.03	0.459%	0.00	4.61	299.69	4.60859938
1:05:00	0.05936	17.81	91.84	0.570%	0.00	6.26	351.72	6.26337565
1:10:00	0.06812	20.44	112.28	0.697%	0.00	8.34	407.91	8.33601665
1:15:00	0.07751	23.25	135.53	0.841%	0.00	10.89	468.26	10.8885016
1:20:00	0.08757	26.27	161.80	1.004%	0.00	14.00	532.78	13.9966202
1:25:00	0.09839	29.52	191.32	1.187%	0.00	17.75	601.46	17.7532008
1:30:00	0.11002	33.01	224.32	1.392%	0.01	22.26	674.30	22.2558668
1:35:00	0.1225	36.75	261.07	1.620%	0.01	27.61	751.30	27.6103018
1:40:00	0.13593	40.78	301.85	1.873%	0.01	33.95	832.47	33.9471384
1:45:00	0.15042	45.13	346.98	2.153%	0.01	41.42	917.79	41.4163704
1:50:00	0.1661	49.83	396.81	2.462%	0.01	50.19	1007.28	50.1929657
1:55:00	0.18314	54.94	451.75	2.803%	0.01	60.49	1100.94	60.4876545
2:00:00	0.20181	60.54	512.29	3.179%	0.01	72.58	1198.75	72.576
2:05:00	0.22246	66.74	579.03	3.593%	0.01	86.81	1300.73	86.8080125
2:10:00	0.24537	73.61	652.64	4.050%	0.01	103.56	1406.87	103.560949
2:15:00	0.27114	81.34	733.98	4.555%	0.01	123.41	1517.17	123.409611
2:20:00	0.3005	90.15	824.13	5.114%	0.01	147.09	1631.63	147.091779
2:25:00	0.33445	100.34	924.47	5.737%	0.01	175.61	1750.26	175.612352
2:30:00	0.37447	112.34	1036.81	6.434%	0.01	210.42	1873.05	210.420187
2:35:00	0.42306	126.92	1163.73	7.221%	0.01	253.84	2000.00	253.836
2:40:00	0.48414	145.24	1308.97	8.122%	0.01	127.42	1980.00	287.57916
2:45:00	0.56523	169.57	1478.54	9.175%	0.02	143.51	1800.00	305.2242
2:50:00	0.68282	204.85	1683.38	10.446%	0.02	166.94	1500.00	307.269
2:55:00	0.88864	266.59	1949.98	12.100%	0.02	208.41	1200.00	319.9104
3:00:00	1.91879	575.64	2525.61	15.672%	0.05	423.03	900.00	518.0733
3:05:00	2.22634	667.90	3193.52	19.816%	0.05	455.94	682.65	455.941233
3:10:00	2.26273	678.82	3872.33	24.029%	0.05	434.78	640.50	434.784743
3:15:00	2.20716	662.15	4534.48	28.137%	0.04	402.48	607.85	402.48467
3:20:00	2.11278	633.83	5168.32	32.070%	0.04	369.01	582.18	369.007599
3:25:00	2.0025	600.75	5769.07	35.798%	0.04	337.38	561.59	337.375275

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

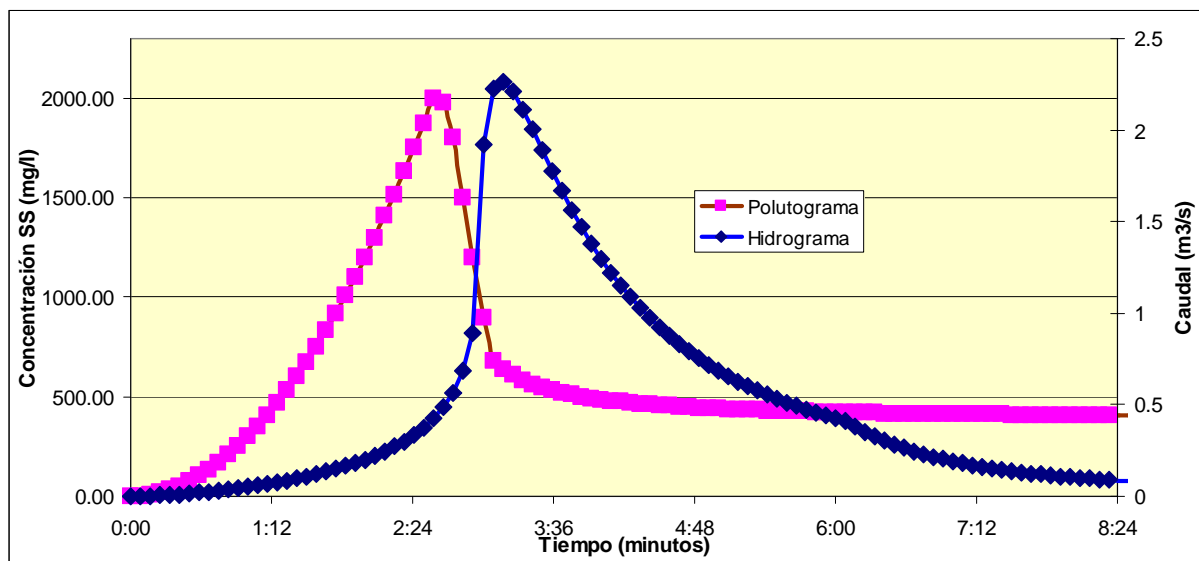
Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)	Total SS (kg)
3:30:00	1.8879	566.37	6335.44	39.313%	0.03	308.52	544.74	308.522076
3:35:00	1.77489	532.47	6867.90	42.617%	0.03	282.58	530.70	282.580204
3:40:00	1.66638	499.91	7367.82	45.719%	0.03	259.37	518.83	259.372858
3:45:00	1.56409	469.23	7837.04	48.630%	0.03	238.68	508.67	238.684042
3:50:00	1.46851	440.55	8277.60	51.364%	0.02	220.22	499.88	220.222307
3:55:00	1.37974	413.92	8691.52	53.933%	0.02	203.73	492.18	203.72568
4:00:00	1.29757	389.27	9080.79	56.348%	0.02	188.95	485.40	188.951643
4:05:00	1.22168	366.50	9447.29	58.622%	0.02	175.69	479.37	175.690729
4:10:00	1.15168	345.50	9792.80	60.766%	0.02	163.76	473.97	163.760167
4:15:00	1.08723	326.17	10118.97	62.790%	0.02	153.01	469.12	153.012025
4:20:00	1.02765	308.30	10427.26	64.703%	0.02	143.27	464.72	143.272036
4:25:00	0.97278	291.83	10719.10	66.514%	0.01	134.46	460.73	134.455578
4:30:00	0.92196	276.59	10995.68	68.230%	0.01	126.42	457.07	126.421086
4:35:00	0.87502	262.51	11258.19	69.859%	0.01	119.10	453.72	119.104922
4:40:00	0.83155	249.47	11507.66	71.407%	0.01	112.42	450.64	112.418067
4:45:00	0.79124	237.37	11745.03	72.880%	0.01	106.29	447.78	106.291552
4:50:00	0.75379	226.14	11971.16	74.284%	0.01	100.66	445.14	100.662785
4:55:00	0.71896	215.69	12186.85	75.622%	0.01	95.48	442.68	95.4812479
5:00:00	0.68654	205.96	12392.81	76.900%	0.01	90.70	440.39	90.7035994
5:05:00	0.65637	196.91	12589.73	78.122%	0.01	86.30	438.25	86.2956673
5:10:00	0.62816	188.45	12778.17	79.291%	0.01	82.21	436.24	82.2083588
5:15:00	0.60181	180.54	12958.72	80.411%	0.01	78.42	434.35	78.4193903
5:20:00	0.57721	173.16	13131.88	81.486%	0.01	74.91	432.58	74.9064788
5:25:00	0.55417	166.25	13298.13	82.518%	0.01	71.64	430.90	71.6381599
5:30:00	0.53251	159.75	13457.88	83.509%	0.01	68.59	429.32	68.5854262
5:35:00	0.51218	153.65	13611.54	84.462%	0.01	65.74	427.82	65.7369162
5:40:00	0.49305	147.92	13759.45	85.380%	0.01	63.07	426.40	63.0716406
5:45:00	0.475	142.50	13901.95	86.264%	0.01	60.57	425.06	60.5705587
5:50:00	0.458	137.40	14039.35	87.117%	0.01	58.23	423.77	58.2266289
5:55:00	0.44195	132.59	14171.94	87.940%	0.01	56.02	422.55	56.0242911
6:00:00	0.42677	128.03	14299.97	88.734%	0.01	53.95	421.39	53.9509359
6:05:00	0.41112	123.34	14423.30	89.500%	0.01	51.84	420.28	51.8356369
6:10:00	0.3804	114.12	14537.42	90.208%	0.01	47.84	419.24	47.8440121
6:15:00	0.35264	105.79	14643.22	90.864%	0.00	44.25	418.29	44.2520085
6:20:00	0.32749	98.25	14741.46	91.474%	0.00	41.01	417.42	41.0101691
6:25:00	0.30465	91.40	14832.86	92.041%	0.00	38.08	416.61	38.0764547
6:30:00	0.28387	85.16	14918.02	92.569%	0.00	35.42	415.87	35.4159817
6:35:00	0.26491	79.47	14997.49	93.062%	0.00	33.00	415.18	32.9958341
6:40:00	0.2476	74.28	15071.77	93.523%	0.00	30.79	414.54	30.7923944
6:45:00	0.23175	69.53	15141.30	93.955%	0.00	28.78	413.95	28.7800091
6:50:00	0.21722	65.17	15206.46	94.359%	0.00	26.94	413.40	26.9396181
6:55:00	0.20389	61.17	15267.63	94.739%	0.00	25.25	412.89	25.254937
7:00:00	0.19165	57.50	15325.13	95.096%	0.00	23.71	412.40	23.7111618
7:05:00	0.1804	54.12	15379.25	95.431%	0.00	22.29	411.95	22.2949268

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)	Total SS (kg)
7:10:00	0.17006	51.02	15430.26	95.748%	0.00	21.00	411.53	20.9955043
7:15:00	0.16056	48.17	15478.43	96.047%	0.00	19.80	411.13	19.8035349
7:20:00	0.15185	45.56	15523.99	96.329%	0.00	18.71	410.76	18.7122357
7:25:00	0.14458	43.37	15567.36	96.599%	0.00	17.80	410.41	17.8010617
7:30:00	0.1378	41.34	15608.70	96.855%	0.00	16.95	410.07	16.9524466
7:35:00	0.13146	39.44	15648.14	97.100%	0.00	16.16	409.76	16.1599364
7:40:00	0.12552	37.66	15685.79	97.334%	0.00	15.42	409.45	15.4183532
7:45:00	0.11995	35.99	15721.78	97.557%	0.00	14.72	409.16	14.7237849
7:50:00	0.11472	34.42	15756.20	97.770%	0.00	14.07	408.89	14.07235
7:55:00	0.1098	32.94	15789.14	97.975%	0.00	13.46	408.63	13.4601945
8:00:00	0.10518	31.55	15820.69	98.171%	0.00	12.89	408.38	12.8859386
8:05:00	0.10083	30.25	15850.94	98.358%	0.00	12.35	408.14	12.3457696
8:10:00	0.09672	29.02	15879.95	98.538%	0.00	11.84	407.91	11.8358953
8:15:00	0.09285	27.86	15907.81	98.711%	0.00	11.36	407.69	11.3562103
8:20:00	0.08919	26.76	15934.57	98.877%	0.00	10.90	407.48	10.9029504
8:25:00	0.08573	25.72	15960.29	99.037%	0.00	10.47	407.28	10.47481
8:30:00	0.08246	24.74	15985.02	99.190%	0.00	10.07	407.09	10.0704925
8:35:00	0.07936	23.81	16008.83	99.338%	0.00	9.69	406.90	9.68748837
8:40:00	0.07642	22.93	16031.76	99.480%	0.00	9.32	406.72	9.324518
8:45:00	0.07363	22.09	16053.85	99.617%	0.00	8.98	406.55	8.98030815
8:50:00	0.07099	21.30	16075.14	99.750%	0.00	8.65	406.39	8.65481039
8:55:00	0.06847	20.54	16095.68	99.877%	0.00	8.34	406.23	8.344324
9:00:00	0.06608	19.82	16115.51	100.000%	0.00	8.05	406.07	8.05002989
Volumen total HIDROGRAMA			16.115,51 m ³			9342.497		10011.2344

Volumen total SS	9.35 Ton SS
------------------	-------------

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR



ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

POLUTOGRAMA REDES SEPARATIVAS

Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)
0:00	0	0.00	0.00	0.000%	0.00	0.00	0.00
0:05:00	0.00069	0.21	0.21	0.001%	0.00	0.00	0.88
0:10:00	0.00223	0.67	0.88	0.005%	0.00	0.00	3.54
0:15:00	0.00446	1.34	2.21	0.014%	0.00	0.01	7.96
0:20:00	0.00732	2.20	4.41	0.027%	0.00	0.03	14.15
0:25:00	0.0108	3.24	7.65	0.047%	0.00	0.07	22.11
0:30:00	0.01486	4.46	12.11	0.075%	0.00	0.14	31.84
0:35:00	0.01949	5.85	17.96	0.111%	0.00	0.25	43.34
0:40:00	0.02469	7.41	25.36	0.157%	0.00	0.42	56.61
0:45:00	0.03045	9.14	34.50	0.214%	0.00	0.65	71.64
0:50:00	0.03679	11.04	45.53	0.283%	0.00	0.98	88.45
0:55:00	0.04373	13.12	58.65	0.364%	0.00	1.40	107.02
1:00:00	0.05126	15.38	74.03	0.459%	0.00	1.96	127.37
1:05:00	0.05936	17.81	91.84	0.570%	0.00	2.66	149.48
1:10:00	0.06812	20.44	112.28	0.697%	0.00	3.54	173.36
1:15:00	0.07751	23.25	135.53	0.841%	0.00	4.63	199.01
1:20:00	0.08757	26.27	161.80	1.004%	0.00	5.95	226.43
1:25:00	0.09839	29.52	191.32	1.187%	0.00	7.55	255.62
1:30:00	0.11002	33.01	224.32	1.392%	0.00	9.46	286.58
1:35:00	0.1225	36.75	261.07	1.620%	0.00	11.73	319.30
1:40:00	0.13593	40.78	301.85	1.873%	0.00	14.43	353.80
1:45:00	0.15042	45.13	346.98	2.153%	0.01	17.60	390.06
1:50:00	0.1661	49.83	396.81	2.462%	0.01	21.33	428.10
1:55:00	0.18314	54.94	451.75	2.803%	0.01	25.71	467.90
2:00:00	0.20181	60.54	512.29	3.179%	0.01	30.84	509.47
2:05:00	0.22246	66.74	579.03	3.593%	0.01	36.89	552.81
2:10:00	0.24537	73.61	652.64	4.050%	0.01	44.01	597.92
2:15:00	0.27114	81.34	733.98	4.555%	0.02	52.45	644.80
2:20:00	0.3005	90.15	824.13	5.114%	0.02	62.51	693.44
2:25:00	0.33445	100.34	924.47	5.737%	0.02	74.64	743.86
2:30:00	0.37447	112.34	1036.81	6.434%	0.03	89.43	796.05
2:35:00	0.42306	126.92	1163.73	7.221%	0.03	107.88	850.00
2:40:00	0.48414	145.24	1308.97	8.122%	0.04	122.00	840.00
2:45:00	0.56523	169.57	1478.54	9.175%	0.04	115.31	680.00
2:50:00	0.68282	204.85	1683.38	10.446%	0.04	116.76	570.00
2:55:00	0.88864	266.59	1949.98	12.100%	0.04	119.97	450.00
3:00:00	1.91879	575.64	2525.61	15.672%	0.06	207.23	360.00
3:05:00	2.22634	667.90	3193.52	19.816%	0.05	157.22	235.40
3:10:00	2.26273	678.82	3872.33	24.029%	0.05	149.93	220.86
3:15:00	2.20716	662.15	4534.48	28.137%	0.04	138.79	209.60
3:20:00	2.11278	633.83	5168.32	32.070%	0.04	127.24	200.75
3:25:00	2.0025	600.75	5769.07	35.798%	0.04	116.34	193.65

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

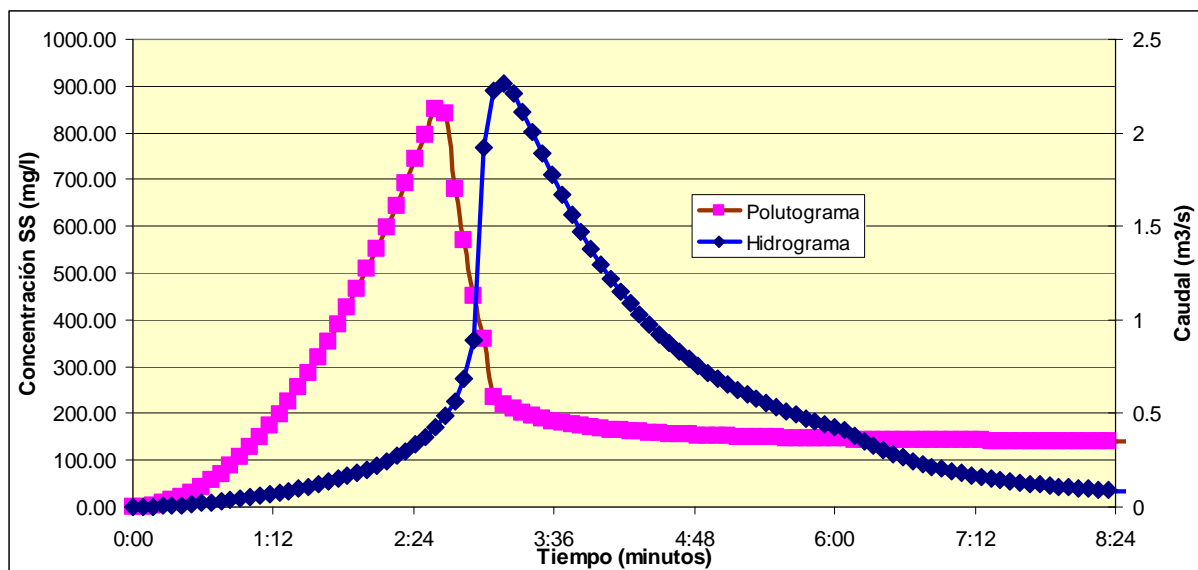
Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)
3:30:00	1.8879	566.37	6335.44	39.313%	0.03	106.39	187.84
3:35:00	1.77489	532.47	6867.90	42.617%	0.03	97.44	183.00
3:40:00	1.66638	499.91	7367.82	45.719%	0.03	89.44	178.91
3:45:00	1.56409	469.23	7837.04	48.630%	0.03	82.30	175.41
3:50:00	1.46851	440.55	8277.60	51.364%	0.02	75.94	172.37
3:55:00	1.37974	413.92	8691.52	53.933%	0.02	70.25	169.72
4:00:00	1.29757	389.27	9080.79	56.348%	0.02	65.16	167.38
4:05:00	1.22168	366.50	9447.29	58.622%	0.02	60.58	165.30
4:10:00	1.15168	345.50	9792.80	60.766%	0.02	56.47	163.44
4:15:00	1.08723	326.17	10118.97	62.790%	0.02	52.76	161.77
4:20:00	1.02765	308.30	10427.26	64.703%	0.02	49.40	160.25
4:25:00	0.97278	291.83	10719.10	66.514%	0.01	46.36	158.87
4:30:00	0.92196	276.59	10995.68	68.230%	0.01	43.59	157.61
4:35:00	0.87502	262.51	11258.19	69.859%	0.01	41.07	156.46
4:40:00	0.83155	249.47	11507.66	71.407%	0.01	38.76	155.39
4:45:00	0.79124	237.37	11745.03	72.880%	0.01	36.65	154.41
4:50:00	0.75379	226.14	11971.16	74.284%	0.01	34.71	153.50
4:55:00	0.71896	215.69	12186.85	75.622%	0.01	32.92	152.65
5:00:00	0.68654	205.96	12392.81	76.900%	0.01	31.28	151.86
5:05:00	0.65637	196.91	12589.73	78.122%	0.01	29.76	151.12
5:10:00	0.62816	188.45	12778.17	79.291%	0.01	28.35	150.43
5:15:00	0.60181	180.54	12958.72	80.411%	0.01	27.04	149.78
5:20:00	0.57721	173.16	13131.88	81.486%	0.01	25.83	149.16
5:25:00	0.55417	166.25	13298.13	82.518%	0.01	24.70	148.59
5:30:00	0.53251	159.75	13457.88	83.509%	0.01	23.65	148.04
5:35:00	0.51218	153.65	13611.54	84.462%	0.01	22.67	147.53
5:40:00	0.49305	147.92	13759.45	85.380%	0.01	21.75	147.04
5:45:00	0.475	142.50	13901.95	86.264%	0.01	20.89	146.57
5:50:00	0.458	137.40	14039.35	87.117%	0.01	20.08	146.13
5:55:00	0.44195	132.59	14171.94	87.940%	0.01	19.32	145.71
6:00:00	0.42677	128.03	14299.97	88.734%	0.01	18.60	145.31
6:05:00	0.41112	123.34	14423.30	89.500%	0.01	17.87	144.92
6:10:00	0.3804	114.12	14537.42	90.208%	0.01	16.50	144.57
6:15:00	0.35264	105.79	14643.22	90.864%	0.00	15.26	144.24
6:20:00	0.32749	98.25	14741.46	91.474%	0.00	14.14	143.94
6:25:00	0.30465	91.40	14832.86	92.041%	0.00	13.13	143.66
6:30:00	0.28387	85.16	14918.02	92.569%	0.00	12.21	143.40
6:35:00	0.26491	79.47	14997.49	93.062%	0.00	11.38	143.17
6:40:00	0.2476	74.28	15071.77	93.523%	0.00	10.62	142.95
6:45:00	0.23175	69.53	15141.30	93.955%	0.00	9.92	142.74
6:50:00	0.21722	65.17	15206.46	94.359%	0.00	9.29	142.55
6:55:00	0.20389	61.17	15267.63	94.739%	0.00	8.71	142.37
7:00:00	0.19165	57.50	15325.13	95.096%	0.00	8.18	142.21
7:05:00	0.1804	54.12	15379.25	95.431%	0.00	7.69	142.05

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR

Hora	Caudal (m3/s)	M3	Volumen Acumulado	% Volumen acumulado	% Volumen Polutograma desagregado	Volumen SS (kg)	Concentración SS (mg/l)
7:10:00	0.17006	51.02	15430.26	95.748%	0.00	7.24	141.91
7:15:00	0.16056	48.17	15478.43	96.047%	0.00	6.83	141.77
7:20:00	0.15185	45.56	15523.99	96.329%	0.00	6.45	141.64
7:25:00	0.14458	43.37	15567.36	96.599%	0.00	6.14	141.52
7:30:00	0.1378	41.34	15608.70	96.855%	0.00	5.85	141.40
7:35:00	0.13146	39.44	15648.14	97.100%	0.00	5.57	141.29
7:40:00	0.12552	37.66	15685.79	97.334%	0.00	5.32	141.19
7:45:00	0.11995	35.99	15721.78	97.557%	0.00	5.08	141.09
7:50:00	0.11472	34.42	15756.20	97.770%	0.00	4.85	141.00
7:55:00	0.1098	32.94	15789.14	97.975%	0.00	4.64	140.91
8:00:00	0.10518	31.55	15820.69	98.171%	0.00	4.44	140.82
8:05:00	0.10083	30.25	15850.94	98.358%	0.00	4.26	140.74
8:10:00	0.09672	29.02	15879.95	98.538%	0.00	4.08	140.66
8:15:00	0.09285	27.86	15907.81	98.711%	0.00	3.92	140.58
8:20:00	0.08919	26.76	15934.57	98.877%	0.00	3.76	140.51
8:25:00	0.08573	25.72	15960.29	99.037%	0.00	3.61	140.44
8:30:00	0.08246	24.74	15985.02	99.190%	0.00	3.47	140.37
8:35:00	0.07936	23.81	16008.83	99.338%	0.00	3.34	140.31
8:40:00	0.07642	22.93	16031.76	99.480%	0.00	3.22	140.25
8:45:00	0.07363	22.09	16053.85	99.617%	0.00	3.10	140.19
8:50:00	0.07099	21.30	16075.14	99.750%	0.00	2.98	140.13
8:55:00	0.06847	20.54	16095.68	99.877%	0.00	2.88	140.08
9:00:00	0.06608	19.82	16115.51	100.000%	0.00	2.78	140.03
Volumen total hidrograma			16,115.51 m ³			3223	

Volumen total SS	3.22 Ton SS
------------------	-------------

ESTUDIO DE LAS MEJORES PRÁCTICAS PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y SU CARGA CONTAMINANTE EN ZONAS URBANAS CONSOLIDADAS Y COSTERAS DEL MAR MENOR



**ANEJO 4. EXTRACTO DE TABLA DE
ELIMINACIÓN DE SS POR SEDIMENTACIÓN DE
DENSIDAD DE 1,1 g/cm³ PARA DEPÓSITO
ATV A-128 DE 3.024 m³**

Intervalo temporal (min)	V (m/s) sedimentación partículas	Vs1 (m/s) ascensional	Vs2 (m/s) ascensional	Vh1 (m/s) horizontal	Vh2 (m/s) horizontal	α_1	α_2	E_{T1} (%)	E_{T2} (%)	C2 (Csalida) (mg/l)	Volumen Sedimentado (kg)	Volumen SS total (kg)
65735,00	0,000002	0,0000	0,0000	0,009224772	0,00399444	0,003276459	0,01000162	0,01470562	0,00	0	0	39
65740,00	0,000002	0,0000	0,0000	0,003994444	0,00227481	0,010001624	0,02118772	0,00277392	0,00	0	0	97
65745,00	0,000002	0,0000	0,0001	0,002274815	0,00157946	0,021187718	0,03446159	0,0009005	0,00	0	0	155
65750,00	0,000002	0,0001	0,0001	0,001579457	0,00122906	0,034461588	0,04814838	0,00043422	0,00	0	0	196
65755,00	0,000002	0,0001	0,0026	0,00122906	0,03870068	0,04814838	0,0015966	0,00026295	0,00	64,08455519	50	227
65760,00	0,000002	0,0026	0,0060	0,03870068	0,0849146	0,001596598	0,00073131	0,00020292	0,00	108,3950632	112	268
65765,00	0,000002	0,0060	0,0047	0,084914601	0,06759115	0,000731311	0,00091715	0,00019693	0,00	143,5859326	86	301
65770,00	0,000002	0,0047	0,0058	0,067591147	0,08237368	0,000917155	0,00075368	0,00019899	0,00	164,1378718	54	306
65775,00	0,000002	0,0058	0,0045	0,08237368	0,06520876	0,000753684	0,00095043	0,00019722	0,00	177,8288878	33	292
65780,00	0,000002	0,0045	0,0047	0,065208757	0,06759115	0,000950426	0,00091715	0,00019928	0,00	185,7622558	19	269
65785,00	0,000002	0,0047	0,0039	0,067591147	0,05592997	0,000917155	0,00110699	0,00019899	0,00	190,5989504	11	244
65790,00	0,000002	0,0039	0,0039	0,055929968	0,05592997	0,001106995	0,00110699	0,00020048	0,00	192,357117	8	219
65795,00	0,000002	0,0039	0,0032	0,055929968	0,04707994	0,001106995	0,00131376	0,00020048	0,00	194,4008952	6	201
65800,00	0,000002	0,0032	0,0029	0,047079937	0,04282854	0,001313765	0,00144345	0,00020169	0,00	195,9264157	4	177
65805,00	0,000002	0,0029	0,0025	0,042828537	0,03668511	0,001443447	0,00168389	0,00020231	0,00	197,7675939	2	157
65810,00	0,000002	0,0025	0,0025	0,036685113	0,03668511	0,001683891	0,00168389	0,00020323	0,00	197,0818733	2	141
65815,00	0,000002	0,0025	0,0018	0,036685113	0,02712806	0,001683891	0,00227421	0,00020323	0,00	198,2711101	1	123
65820,00	0,000002	0,0018	0,0020	0,027128063	0,02896662	0,002274214	0,00213041	0,00020479	0,00	198,0965655	1	109
65825,00	0,000002	0,0020	0,0015	0,028966618	0,02184985	0,002130411	0,00282142	0,00020448	0,00	198,9934494	0	97
65830,00	0,000002	0,0015	0,0016	0,02184985	0,02356836	0,002821417	0,00261636	0,00020574	0,00	198,8859008	0	89
65835,00	0,000002	0,0016	0,0014	0,023568356	0,02017418	0,002616364	0,00305498	0,00020542	0,00	198,7376599	1	82
65840,00	0,000002	0,0014	0,0014	0,020174177	0,02017418	0,003054979	0,00305498	0,00020606	0,00	198,1893362	1	76
65845,00	0,000002	0,0014	0,0010	0,020174177	0,01542085	0,003054979	0,00399355	0,00020606	0,00	199,1883714	0	69
65850,00	0,000002	0,0010	0,0012	0,015420853	0,01854293	0,003993551	0,00332287	0,00020702	0,00	198,5522119	0	65
65855,00	0,000002	0,0012	0,0010	0,018542935	0,01542085	0,003322872	0,00399355	0,00020638	0,00	198,6830458	0	64
65860,00	0,000002	0,0010	0,0010	0,015420853	0,01542085	0,003993551	0,00399355	0,00020702	0,00	199,0120119	0	60
65865,00	0,000002	0,0010	0,0009	0,015420853	0,013934	0,003993551	0,00441854	0,00020702	0,00	199,3873502	0	57
65870,00	0,000002	0,0009	0,0009	0,013934003	0,013934	0,004418544	0,00441854	0,00020734	0,00	199,3634803	0	54

Intervalo temporal (min)	V (m/s) sedimentación partículas	Vs1 (m/s) ascensional	Vs2 (m/s) ascensional	Vh1 (m/s) horizontal	Vh2 (m/s) horizontal	α_1	α_2	E_{T1} (%)	E_{T2} (%)	C2 (Csalida) (mg/l)	Volumen Sedimentado (kg)	Volumen SS total (kg)
65875,00	0,000002	0,0009	0,0008	0,013934003	0,01249962	0,004418544	0,00492431	0,00020734	0,00	199,4666215	0	50
65880,00	0,000002	0,0008	0,0008	0,012499625	0,01249962	0,004924311	0,00492431	0,00020766	0,00	199,2456662	0	47
65885,00	0,000002	0,0008	0,0007	0,012499625	0,01111203	0,004924311	0,00553367	0,00020766	0,00	199,1765282	0	44
65890,00	0,000002	0,0007	0,0007	0,011120302	0,00979895	0,005533667	0,00627823	0,00020799	0,00	199,518477	0	40
65895,00	0,000002	0,0007	0,0007	0,00979895	0,00979895	0,006278228	0,00627823	0,00020831	0,00	199,1617353	0	37
65900,00	0,000002	0,0007	0,0006	0,00979895	0,00853889	0,006278228	0,00720281	0,00020831	0,00	198,8598835	0	33
65905,00	0,000002	0,0006	0,0005	0,008538893	0,00734397	0,007202809	0,00837257	0,00020864	0,00	199,1600212	0	30
65910,00	0,000002	0,0005	0,0005	0,007343973	0,00734397	0,008372574	0,00837257	0,00020896	0,00	199,0603256	0	28
65915,00	0,000002	0,0005	0,0004	0,007343973	0,00621871	0,008372574	0,00988499	0,00020896	0,00	199,2338845	0	26
65920,00	0,000002	0,0004	0,0004	0,00621871	0,00621871	0,009884989	0,00988499	0,00020929	0,00	199,1402303	0	24
65925,00	0,000002	0,0004	0,0003	0,00621871	0,00516853	0,009884989	0,01189037	0,00020929	0,00	199,4371429	0	22
65930,00	0,000002	0,0003	0,0004	0,005168534	0,00621871	0,011890372	0,00988499	0,00020962	0,00	198,6190434	0	20
65935,00	0,000002	0,0004	0,0003	0,00621871	0,00420015	0,009884989	0,01462798	0,00020929	0,00	199,0330434	0	19
65940,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,004200147	0,00516853	0,014627981	0,01189037	0,00020995	0,00	198,9530331	0	19
65945,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,005168534	0,00420015	0,011890372	0,01462798	0,00020962	0,00	199,2842074	0	18
65950,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,004200147	0,00516853	0,014627981	0,01189037	0,00020995	0,00	198,9134413	0	18
65955,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,005168534	0,00420015	0,011890372	0,01462798	0,00020962	0,00	199,1745521	0	18
65960,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,004200147	0,00516853	0,014627981	0,01189037	0,00020995	0,00	198,8011785	0	18
65965,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,005168534	0,00420015	0,011890372	0,01462798	0,00020962	0,00	199,0531645	0	18
65970,00	0,000002	0,0003	0,0003	0,004200147	0,00516853	0,014627981	0,01189037	0,00020995	0,00	198,5635245	0	17

BIBLIOGRAFÍA

ADAMS, B.J., PAPA, F. (2000). *Urban Stormwater Management planning with analytical probabilistic models*. John Wiley and sons, 358 pags.

A.H.G. (2008) *Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas en Galicia (ITOHG)*. Serie Saneamiento. Administración Hidráulica de Galicia. Santiago de Compostela

ANTA, J., PEÑA, E., SUÁREZ, J. Y CAGIAO, J. (2006). *A BMP selection process based on the granulometry of runoff solids in a separate urban catchment*. *Water SA*, Vol 32, No 3, pags 419-428.

ASCE-US-EPA. (2000). *Determining Urban Stormwater Best Management Practice (BMP) Removal Efficiencies. Task 3.4 – Final Data Exploration and Evaluation Report*. American Society of Civil Engineering. U.S. Environmental Protection Agency.

ASCE-US-EPA. (2002). *Urban Stormwater BMP Performance Monitoring. A guidance Manual for Meeting the Nacional Stormwater BMP Database Requirements*. American Society of Civil Engineering. U.S. Environmental Protection Agency. EPA-821-B-02-001

ATV-STANDARD A-128. (2002). *Standards for the dimensioning and desing of stormwater structures in combined sewer*. German.

BENEYTO, M. (2004). *Evaluación de los rendimientos de depósitos de detención – aliviadero en redes de saneamiento unitarias en cuencas de la España húmeda*. Tesis Doctoral. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. Universidade da Coruña. A Coruña.

BHRA. (1989). *Sediment control at intakes: A desing guide*. BHRA, The Fluid Enginnering Center, U.K.

BRITISH STANDARD SEWAGE BS 8005. (1987). *Part I. Guide to new Sewage Construction*. England BS 8005

CAGIAO, J.; SUÁREZ, J.; PUERTAS, J. (2002). *Estudio del funcionamiento y de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia en una cuenca unitaria y una separativa en el noroeste de España*. Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación. Universidade da Coruña. A Coruña

CAMP. T.L. (1945). *Sedimentation and the desing of settling tanks*. *Transactions ASCE*, Vol 111. Paper nº 2285, pags. 895-936, ASCE.

CARRIAGA, C., KAN, (2001). *Desing for erosion and sediment Control in Stormwater Collection Systems Desing Handbook*, Mays, L.W. McGraw Hill, ISBN 0-07-135471-9

CASTILLO, L., Marín, M. (2010) *Caracterización Hidrológica e Hidráulica en Regiones Semiáridas*. IAHR. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Punta del Este, Uruguay.

CEE. (2000). *Comunidad Económica Europea. Directiva Marco del Agua, Directiva 2000/60/CE (DMA)*

CEDEX. (2008). *Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbanos*. Ed. J. Puertas, J. Suárez y J. Anta; Madrid. ISBN 978-84-7790-475-5.

CHEN, C.N. (1975). *Desing of sediment retention Basins*. Proceedings of the Nacional Symposium on urban Hydrology and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, Kentucky.

CHOW, V.T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. Mc Graw Hill. New Cork. 680 pags.

CHOW, V.T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Mc Graw Hill. Colombia. 584 pags.

ELLIS, J. B., HALL, H.J., PACKMAN, J. C. (1995). *Modelling Water Quality for Urban Flood Storage Reservoirs*. *Enviroment Internacional*, Vol 21, no 2, pags. 177-186. Elsevier Science LTD.

FAIR, G.M., ET AL. (1968). *Water and Wastewater Engineering, Volume 2*. John Wiley and Sons, Inc. New Cork.

FWR. (1998). *Urban Pollution Management (UPM). A planning guide for the management of urban wastewater discharges during wet weather*. Segunda Edición. Foundatio Water Research. CD. ISBN 0952171244.

GERGES, H., McCORQUODALE, J.A. (1997). *Modelling of Flow in Rectangular Sedimentation Tanks by an Explicit Third-Order Upwinding Technique*. *Internacional Journal for numerical methods in fluids*, vol 24, pags. 537-561.

GÓMEZ, M. (2004). *Curso Hidrología Urbana*. 6ª Ed. Manuel Gómez editor. Grupo Flumen. Universitat Politecnica de Catalunya. Barcelona

HAZEN, A. (1904). *On Sedimentation*. Transactions ASCE, Vol 53.

JANSSEN, R.H.A. (2004). *Analysis and Desing of Sediment Basins*. Proceedings of the IAHR 8th Nacional Conference on Hydraulics in Water Engineering. Teh Institution of Engineers, 8 pags. Australia

JANSSEN, R.H.A. (2008). *Efficiency of sediment settling Basins*. Proceedings of the 16th IAHR-APD Congreso and 3rd Symposium of IAHR-ISHS Nacional Conference on Hydraulics in Water Engineering. China

MAYS, L.W. (2001). *Stormwater Collection Systems Desing Handbook*, Mays, L.W. McGraw Hill, ISBN 0-07-135471-9

M.D.E. (2000). *Maryland stormwater desing manual. Volume I and II.* Marylan Department of the Enviromental. Baltimore.

METCALF & EDDY, INC. (1979) *Wastewater Enginnering: Treatment, Disposal, Reuse. Segunda Edición.* McGraw Hill Book Company

M.M.A. (1998). *Las precipitaciones máximas en España en 24 horas y sus periodos de retorno.* Ministerio de Medio Ambiente. Gobierno de España

M.M.A. (2001). *PROMEDSU: Programa Nacional de Medición de Descargas en Sistemas de Unitarios en Tiempo de Lluvia.* Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Subdirección General de Tratamiento y Control de Calidad de las Aguas. Madrid

M.O.P.U. (1990). *Instrucción de Carreteras 5.2-IC. Drenaje Superficial.* Ministerio de Obras Públicas. Gobierno de España.

RAWLS et al., (1982). *Estimation of soil water properties.* Trans. Of the ASAE 25: 1316-1325. American Society of Agricultural and Biological Engineers, Michigan.

SUAREZ, J., CAGIAO, J.(2005). *Vertidos de Sistemas de Saneamiento Unitario en tiempo de lluvia: control de impacto sobre los ríos.* Revista Ingeniería y Territorio Pags. 44-55. Madrid.

UNE-EN 752 (2010). *SISTEMAS DE DESAGÜES Y ALCANTARILLADOS EXTERIORES A EDIFICIOS.* Comité AEN/CTN 149 de Ingeniería del Agua

U.S.-E.P.A. (1983). *Results of Nationwide Urban Runoff Program. Volume 1. Final Report.* U.S. Enviromental Protection Agency, Washington D.C.

U.S.-E.P.A. (1999). *Innovative Urban Wet-Weather Flor Management Systems.* U.S. Enviromental Protection Agency, Cincinnati. 565 pags. US-EPA/600/R-99/029.

U.S.-E.P.A. (1986). *Methodology for análisis of detention basins for control of urban runoff quality.* U.S. Enviromental Protection Agency, Washington D.C. 74 pags. US-EPA/440/5-87-001.

U.S.-E.P.A. (1998) *Storage/Sedimentatios for Control of Store and Combined sewer Overflows, Desing Manual.* U.S. Enviromental Protection Agency, Cincinnati. 208 pags. US-EPA/600/R-98/006.

U.S.-E.P.A. (2002). *Considerations in the desing of Treatment BMP to improve water quality.* U.S. Enviromental Protection Agency Cincinnati. 185 pags. US-EPA/600/R-03/103.

U.S.-E.P.A. (2004a). *Storm Best Management Practices Design Guide: Volume 1: General Considerations*. U.S. Environmental Protection Agency Cincinnati. 179 pags. US-EPA/600/R-04/121.

U.S.-E.P.A. (2004b). *Storm Best Management Practices Design Guide: Volume 2: Vegetative Biofilters*. U.S. Environmental Protection Agency Cincinnati. 185 pags. US-EPA/600/R-04/121a.

U.S.-E.P.A. (2004b). *Storm Best Management Practices Design Guide: Volume 3: Basin Best Management Practices*. U.S. Environmental Protection Agency Cincinnati. 108 pags. US-EPA/600/R-04/121b.

U.S.-E.P.A. (2006). *Stormwater Management Model. Quality Assurance Report: Dynamic Wave Flow Routing*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati. 115 pags. US-EPA/600/R-06/097.

PERSSON, J., SOMES, N. L. G., & WONG, T. H. F. (1999). *Hydraulic efficiency of constructed wetlands and ponds*. *Water science and technology*, 40(3), 291-299.

ROSSMAN, L.A. (2005). *Storm Water Management Model user's manual. V 5.0* U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati. 265 pags. US-EPA/600/R-05/040.

U.S.A.C.E. (2000). *Technical Reference Manual. Hydrologic Modeling System. HEC-HMS*. Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers.

U.S.A.C.E. (2002). *Hydraulic Reference Manual. River Analysis System. HEC-RAS v3.* Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers.