

Estimación teórica de la capacidad hidráulica de las cloacas romanas de Mérida

Luis G. Castillo Elsitdié

*Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Titular de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos
Universidad Politécnica de Cartagena, UPCT
luis.castillo@upct.es*

Jesús Acero Pérez

*Contratado predoctoral I3P CSIC
Instituto de Arqueología de Mérida
(CSIC-Junta de Extremadura-Consorcio de Mérida)
jacero@iam.csic.es*

Josefina García León

*Profesora Titular de Escuela Universitaria
Universidad Politécnica de Cartagena, UPCT
josefina.leon@upct.es*

1. Introducción

El sistema de eliminación de los residuos líquidos en la ciudad de *Augusta Emerita* tiene, como elemento protagonista, una red de cloacas dispuestas bajo las calles, diseñadas para recoger las aguas sucias y sobrantes a través de los desagües provenientes desde los inmuebles vecinos y desde la vía pública. El funcionamiento de este sistema resulta imprescindible para garantizar la habitabilidad del núcleo urbano, jugando un papel tan destacado como el que desempeñan los sistemas de abastecimiento de agua.

Ahora bien, la preocupación de los ingenieros romanos por implantar eficaces redes de saneamiento no se ha visto correspondida por un interés hacia su conocimiento científico entre los estudiosos de la Antigüedad Clásica, más atraídos por otros elementos más monumentales y vistosos dentro del ciclo urbano del agua, como acueductos, termas y fontanas (Acero 2007, 458). A menudo los planos de redes de cloacas han interesado en cuanto testimonio del trazado del viario urbano romano, dentro de los estudios de urbanismo antiguo. Pero poco han interesado *per se* las características del sistema de alcantarillado, integrado por elementos mercedores, sin duda, de atención específica, pues aportan un volumen de información nada desdeñable para profundizar en distintos aspectos de la evolución sufrida por las ciudades en la Antigüedad. Por fortuna, en los últimos años, el desarrollo de los estudios de ingeniería hidráulica ha venido también acompañado de un interés cada vez mayor por la comprensión del funcionamiento de los mecanismos de evacuación de las aguas residuales en las ciudades romanas. Así, para el caso de la red de cloacas de Mérida, han aparecido tanto estudios específicos (Hernández 1998a; 1998b, 61-102) como otros trabajos que analizan el sistema de saneamiento de la ciudad en el contexto mayor de todas las fases que componen el ciclo urbano del agua (Alba 2001a, 70-77; 2007, 147-182; Mateos *et alii* 2002, 84-85).

No obstante, ahora que a grandes rasgos conocemos las características principales que definen la red de alcantarillado (técnicas constructivas, dimensiones, dirección de la pendiente, etc.), llega el momento de experimentar otras vías de aproximación que permitan conocer mejor su funcionamiento. De este modo, por ejemplo, si bien ha sido relativamente frecuente la aplicación de cálculos de caudal en acueductos y conducciones hidráulicas, con el objeto de calcular la cantidad de agua que abastecía a una ciudad (Hodge 1992, 215-245; Chanson 1998), en cambio no conocemos análisis cuantitativos de este tipo aplicados a las cloacas o colectores de evacuación. Obviamente resulta difícil estimar el caudal que discurría por las canalizaciones de desagüe, sobre todo si tenemos en cuenta que se trataría de un flujo discontinuo y variable. Además, mientras que el trazado de las conducciones en lámina libre en los acueductos fue diseñado en su mayor parte con pendientes longitudinales muy pequeñas (con el objeto de perder la menor energía posible), lo que permite aplicar a dichos tramos, una formulación de cálculo muy simple, como es el caso de la hipótesis de flujo uniforme, en el caso de las cloacas las pendientes longitudinales suelen ser diversas y pronunciadas, situación que invalida la hipótesis del flujo uniforme. Pero todo ello no impide, con ciertos datos objetivos derivados de las dimensiones de las cloacas, aproximarnos al menos a la capacidad de desagüe de las mismas, pues tan importante como conocer la cantidad de agua entrante es también calcular el agua evacuada fuera del núcleo poblacional.

El propósito de este artículo es estimar la capacidad hidráulica de la cloaca que circula bajo el *Decumanus Maximus* de *Augusta Emerita*, aplicando en primer lugar, la teoría del Flujo Permanente Uniforme para las pendientes longitudinales mínima, media y máxima del *Decumanus* y, a continuación, empleando la teoría del Flujo Permanente Gradualmente Variado con distribución de caudales, con la hipótesis de que los pozos de registro que existirían en las intersecciones de las ocho calles que se cruzan con el *Decumanus* habrían servido también para la recogida de las aguas que eran dirigidas por estas conducciones perpendiculares hacia la canalización “principal”. A partir de los resultados de un estudio hidrológico y de una estimación de la dotación, se determina qué porcentaje del caudal corresponde a las aguas pluviales y cuál a las aguas servidas, concluyéndose, finalmente, que el tamaño de la conducción obedece a la necesidad de disponer un espacio mínimo para la ejecución de la construcción.

2. La red de cloacas de Mérida: descripción general

Antes de tratar los principios teóricos y aplicaciones prácticas de cálculos de caudal, juzgamos necesario repasar, siquiera de modo breve y general, los rasgos definitorios que caracterizan a nuestro objeto de análisis: las cloacas de *Augusta Emerita*.

A diferencia de otras urbes romanas, donde la introducción de colectores responde a un proceso gradual en función del desarrollo urbanístico y de la necesidad de asegurar la evacuación de una cantidad de aguas residuales cada vez mayor, Mérida cuenta con una red de saneamiento planificada prácticamente desde los primeros momentos de vida de la ciudad, aunque la ejecución de la obra se prolongue cierto tiempo (Alba 2001b, 403). Las cloacas discurren bajo el empedrado de losas de diorita de las calles, a una profundidad variable según las necesidades que la pendiente del terreno imponga. Todas ellas se encuentran excavadas en la roca natural y comparten una uniformidad morfológica similar. Para su construcción se practica una fosa, posteriormente enmarcada por dos muros de mampostería ligada con cal, pero sin

enlucir con ningún tipo de mortero ni revestimiento. Sobre ambas paredes la cubrición se ejecuta a base de piedras cortadas en forma de cuña y bien encajadas entre sí para conseguir una bóveda de medio cañón. El fondo de la canalización es la propia roca natural retallada (Foto 1).

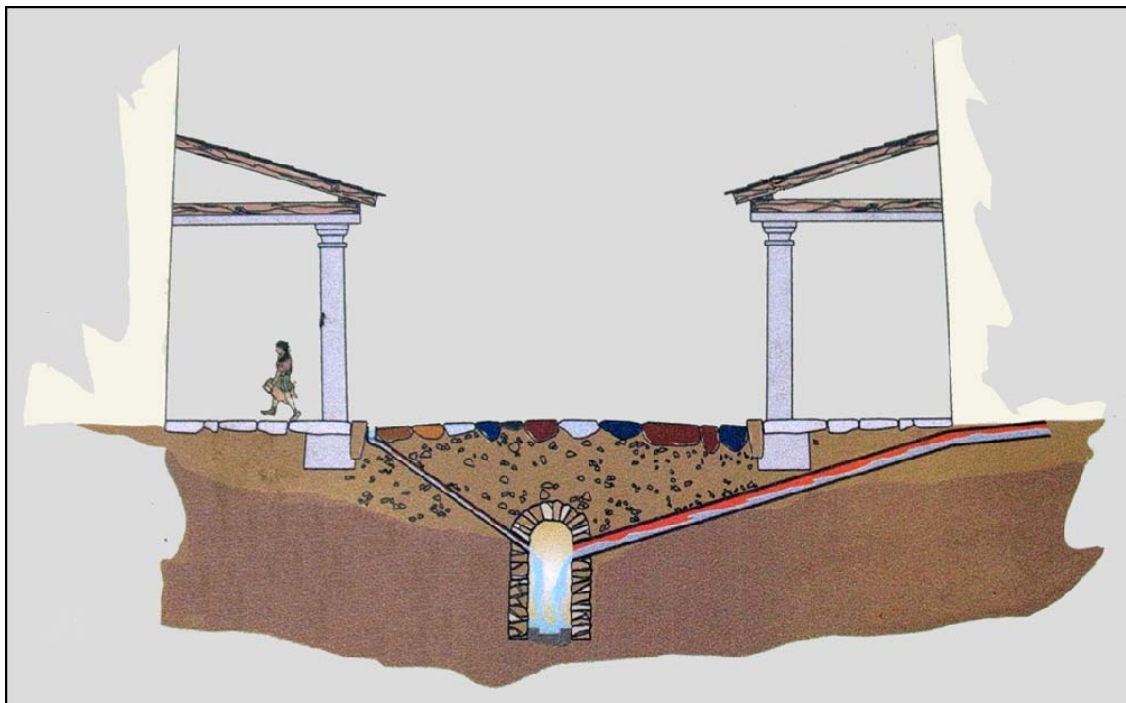
Habitualmente se disponen en el eje longitudinal de la vía, recibiendo tanto las acometidas procedentes de los inmuebles ubicados en ambos lados de la calle como los desagües encargados de evacuar las aguas pluviales (Fig. 1). La red de cloacas viene configurada, por tanto, como una trama reticular, en correspondencia con el trazado ortogonal del tejido viario de la colonia. A grandes rasgos conocemos la dirección de las aguas evacuadas a través del sistema de alcantarillado romano de Mérida, siguiendo la topografía natural del emplazamiento de la ciudad, de tal modo que, dentro del recinto intramuros, las cloacas dispuestas bajo los *kardines* desembocan en los *decumani* y éstos a su vez en el río Guadiana, mientras que los colectores extramuros, seguramente contruidos poco tiempo después ante el nacimiento de nuevos barrios más allá de la muralla, desembocan en el río Albarregas o en otros arroyos vecinos (Alba 2001a, 71; Feijoo 2002, 20-21). En la conexión de dos cloacas bajo el cruce de las calles se disponía un pozo de registro para el acceso a su interior, cubierto por una tapadera pétrea como la documentada en el Área Arqueológica de Morería (Alba 2001b, 416) (Foto 3).

Por otra parte, tradicionalmente se viene hablando de una jerarquización en las dimensiones de los colectores, destacando del resto tres canalizaciones mayores, llamadas “cloacas madres”, instaladas en las tres vaguadas que surcan el terreno interior de la ciudad en dirección al río Guadiana (Hernández 1998b, 72). A pesar de ello, lo cierto es que los hallazgos arqueológicos indican más bien la existencia de una regularidad en el tamaño de la red (Alba 2001a, 73), al menos en cuanto a las cloacas intramuros, con unas medidas que oscilan entre 1.20 y 1.30 metros de altura y un ancho alrededor de los 0.80 metros. Estas dimensiones, relativamente amplias teniendo en cuenta las condiciones de débil pluviosidad asociadas a Mérida, no resultan extrañas si consideramos que, de un lado, posibilitan el acceso al interior de las conducciones para repararlas y limpiarlas, y de otro, garantizan la evacuación durante eventuales lluvias torrenciales, evitando así que las cloacas lleguen a entrar en carga.

Precisamente una de las supuestas “cloacas madres” correspondería a la que discurre bajo el *Decumanus Maximus*, uno de los dos principales ejes viarios de la ciudad romana y objeto específico de atención en este trabajo. Sin embargo, no disponemos de datos concretos que posibiliten pensar en un tamaño mayor al resto. Antes bien, desde la boca de salida de esta cloaca en el Guadiana (inserta en el dique romano de contención de aguas erigido para combatir las posibles avenidas del río), es posible observar el tramo final de la canalización, con unas características constructivas y dimensionales similares a las ya comentadas para el resto de la red.



Fotografía 1. Vista interior de una cloaca emeritense.



**Figura 1. Sección ideal de una calle romana en Mérida
(diseño de J. Suárez realizado para el Departamento de Divulgación del Consorcio de la Ciudad de Mérida).**



Fotografía 2. Cruce de calles con la gran losa en el centro que cubre el registro de entrada a las cloacas.

3. Estimación de la capacidad hidráulica.

3.1. Consideraciones previas

El flujo de agua en un conducto puede transportarse en lámina libre o en presión. En lámina libre la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y su posición puede cambiar con el tiempo y el espacio. Así, el caudal o la velocidad del flujo, la profundidad del agua y la pendiente del fondo de la conducción constituyen variables interdependientes.

Existen distintos tipos de flujo y su clasificación se puede establecer de acuerdo con el cambio de la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio. El estudio más general incluye el análisis de la variación temporal y espacial de las principales variables del flujo, denominándose Flujo No Permanente Gradualmente Variable. La solución del movimiento variable en una conducción, conocidas las condiciones iniciales y de contorno, consiste en calcular las incógnitas (calados y velocidades) en función del tiempo y de la posición de la sección objeto del estudio. Las dos ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que nos permiten obtener las incógnitas fueron propuestas por Saint-Venant (1871):

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{b} \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) + \frac{A}{b} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + I_e - I_s = 0 \quad (2)$$

En donde y es el calado o profundidad del flujo; A , sección hidráulica transversal del flujo; b , ancho de la conducción; v , velocidad media del flujo; g , aceleración de la gravedad; I_e , pérdida de energía (pendiente de la línea de energía); I_s , pendiente longitudinal de la conducción; x , coordenada espacial en la dirección del flujo; t , coordenada temporal.

La ecuación (1) –ecuación de la continuidad– se obtiene exigiendo la conservación de la masa en un volumen de control infinitesimal. La ecuación (2) –ecuación dinámica– se obtiene exigiendo la conservación de la cantidad de movimiento a dicho volumen de control (también se puede deducir mediante la aplicación del principio de la conservación de la energía).

El sistema formado por las dos ecuaciones diferenciales en derivadas parciales de Saint-Venant no tiene solución analítica general debiendo ser resuelto, por tanto, mediante integración numérica y/o algún procedimiento iterativo.

Si en el estudio del flujo, la variable temporal resulta irrelevante, entonces las derivadas parciales temporales en las ecuaciones (1) y (2) se anulan, con lo que el sistema de ecuaciones se reduce a las ecuaciones de Flujo Permanente Gradualmente Variado. La ecuación dinámica en este caso se reduce a:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_s - I_e}{1 - F_r^2} \quad (3)$$

Donde F_r , es el número de Froude, definido como el parámetro adimensional de flujo que relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de una onda de gravedad y que, en el caso de una conducción rectangular, resulta:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (4)$$

Este parámetro adimensional clasifica el tipo de flujo en lámina libre, de tal forma que, si $F_r=1$, entonces el flujo es crítico; $F_r>1$, flujo rápido o supercrítico; $F_r<1$, flujo lento o subcrítico.

La pérdida o pendiente de la línea de energía I_e , se evalúa a través de la fórmula de Manning (1891):

$$I_e = \frac{v^2 n^2}{R_h^{4/3}} \quad (5)$$

En donde n , representa el coeficiente de fricción del fluido con las paredes de la conducción; R_h es el radio hidráulico, definido como la relación entre la sección hidráulica y el perímetro mojado: $R_h=A/P$.

3.2 Aplicación del flujo uniforme a la conducción del *Decumanus Maximus*

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

1. La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes.
2. La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir que sus pendientes son todas iguales.

Para propósitos prácticos el requerimiento de una velocidad constante puede interpretarse como la exigencia de que el flujo posea una velocidad media constante. Esto significaría que el flujo posee una velocidad constante en cada punto de la sección del canal dentro del tramo del flujo uniforme.

Para el cálculo del flujo uniforme se aplican las formulaciones más reducidas de las ecuaciones de continuidad y dinámica. Así, la ecuación de continuidad (1) para flujo uniforme, resulta ser:

$$Q = v \cdot A \quad (6)$$

Y la ecuación dinámica (2), para flujo uniforme se reduce a la siguiente igualdad:

$$I_e = I_s \quad (7)$$

En la mayor parte de los problemas de flujo permanente, el caudal es constante dentro del tramo de canal en consideración; en otras palabras, el flujo suele ser continuo. Sin embargo, en el caso de las cloacas, el caudal suele ser variable a través de la canalización, puesto que, la conducción principal incorpora en ciertos puntos, los caudales que transportan las conducciones secundarias y que a su vez, recogen los caudales de las zonas de influencia por donde discurren.

La altura de la red de cloacas varía entre 1.20-1.30 m, siendo el ancho de 0.80 m. En el *Decumanus Maximus* se ha establecido una altura de cloaca de 1.25 m, incluyendo la bóveda de medio punto. La sección hidráulica efectiva máxima es de 0.80x0.85 m², la pendiente longitudinal se encuentra entre un valor mínimo de 1.60% y un máximo de 4.96%, siendo el valor medio de 3.40% (Hernández, 1998B). La sección transversal del *Decumanus Maximus* se indica en la Figura 2.

El coeficiente de rugosidad de Manning depende principalmente del tipo de material y forma del contorno. La fórmula de Manning no es dimensionalmente correcta y n tiene dimensiones de tiempo sobre una longitud elevada a la un tercio [$T/L^{1/3}$]. En nuestro caso las cloacas por lo general están compuestas por un tipo de material, mampostería de piedra en los laterales del canal y en el fondo la roca natural excavada. Por lo tanto el valor de los coeficientes de rugosidad de Manning, n , que se pueden asumir para el cálculo hidráulico serían (Chow 1982, 108-109):

- Fondo de conducción: roca natural retallada, $n \approx 0.035$
- Cajeros: mampostería ligada con cal sin enlucir, $n \approx 0.025$

El cálculo de la rugosidad equivalente en la sección hidráulica se ha realizado con la formulación propuesta por Einstein y Banks (1950):

$$n_e = \left[\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{3/2}) / P \right]^{2/3} \quad (8)$$

En donde N , es el número de subsecciones con rugosidad diferente; P_i , el perímetro mojado de la subsección con rugosidad n_i y, P , es el perímetro mojado de la

sección total. El valor de rugosidad equivalente para la sección hidráulica de la conducción del *Decumanus Maximus* resultaría ser de $n_e = 0.028$.

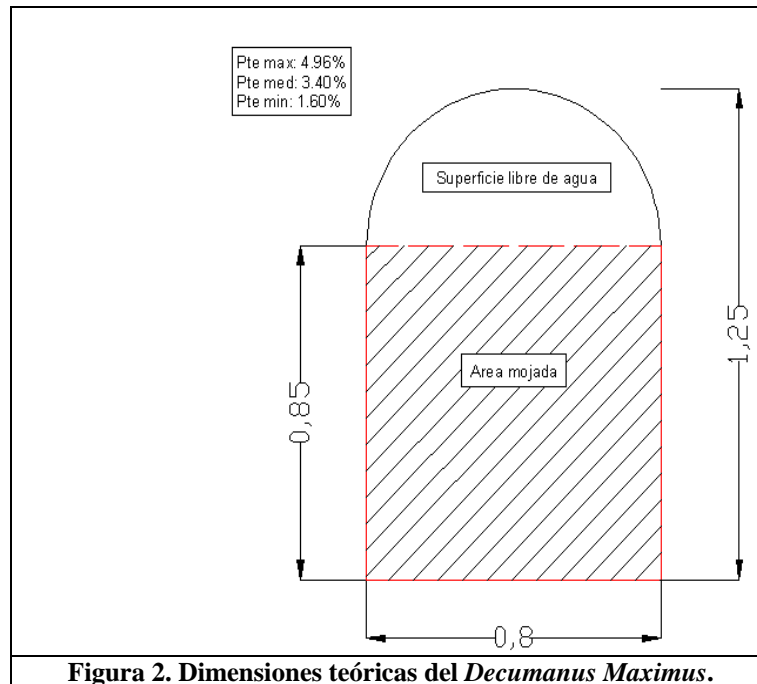


Figura 2. Dimensiones teóricas del *Decumanus Maximus*.

En el Cuadro 2 se resumen los principales resultados en flujo uniforme, calculados para las diferentes pendientes longitudinales existentes en el *Decumanus Maximus*; así: pendiente mínima de 1.60%; pendiente media de 3.40% y pendiente máxima de 4.96%.

Pendiente Longitudinal (%)	Calado (m)	Coefficiente Rugosidad Manning ($s/m^{1/3}$)	Área Mojada (m^2)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)
1.60	0.85	0.028	0.68	2.50	0.272	1.90	1.290
3.40	0.85	0.028	0.68	2.50	0.272	2.76	1.880
4.96	0.85	0.028	0.68	2.50	0.272	3.34	2.271

Cuadro 2. Cuadro resumen del cálculo en flujo uniforme.

Se puede observar que existe una gran diferencia en los resultados de caudal, siendo el error próximo al 100% entre el cálculo correspondiente a una pendiente máxima y a la mínima.

Estos resultados son sólo una primera aproximación al cálculo de las capacidades del *Decumanus Maximus*.

3.3 Aplicación del flujo permanente gradualmente variado a la conducción del *Decumanus Maximus*

En el flujo permanente gradualmente variado, las características del flujo como el calado, varían de forma paulatina o gradual a lo largo de la longitud del canal.

Como se estableció anteriormente, la ecuación genérica para el cálculo del flujo permanente gradualmente variado, corresponde con la ecuación dinámica (3). La

solución numérica de esta ecuación diferencial se realiza usualmente con la ayuda de programas informáticos, como es el caso del programa del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, HEC-RAS (2002), el mismo que ha sido utilizado en este estudio, para calcular los perfiles de flujo en la conducción del *Decumanus Maximus*.

El objetivo principal del programa HEC-RAS es calcular la cota de agua en los puntos de interés en función del caudal circulante a lo largo del encauzamiento.

Los cálculos se inician en una sección transversal con condiciones iniciales conocidas o estimadas y se procede hacia aguas arriba si el régimen es lento (subcrítico) o hacia aguas abajo si, por el contrario, el régimen es rápido (supercrítico), pudiendo establecerse una combinación de los casos anteriores para el caso de un régimen mixto.

A continuación se detalla la metodología usada en el programa HEC-RAS para el cálculo del perfil de flujo.

Las ecuaciones de balance de energía y pérdida entre dos secciones del flujo se resuelven por un procedimiento iterativo ("Standard Step") a fin de obtener la cota de agua en una sección transversal.

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (9)$$

$$h_e = LS_f + C \left(\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) \quad (10)$$

donde:

WS_1, WS_2 = Cota de agua en las secciones 1 y 2

v_1, v_2 = Velocidades medias (relación entre el caudal total y la sección) en las secciones 1 y 2

α_1, α_2 = Coeficientes de velocidad o Coriolis en las secciones 1 y 2

g = Aceleración de la gravedad

h_e = Pérdida de carga entre las secciones 1 y 2

L = Distancia ponderada con el caudal entre las secciones 1 y 2

S_f = Pérdida de carga unitaria (pendiente de fricción) entre las secciones 1 y 2

C = Coeficiente de pérdida por contracción o por expansión.

El procedimiento de cálculo iterativo para resolver las ecuaciones (9) y (10) se realiza de la siguiente forma:

1. Se estima la cota de agua en la sección de aguas arriba (WS_2) ya que se parte del valor conocido en la sección de aguas abajo WS_1 .
2. Basándose en WS_2 , se determina el transporte total y la carga de velocidad correspondientes.
3. Con los valores del paso 2, se obtiene la pendiente de fricción S_f y se resuelve la ecuación (10) para obtener la pérdida de carga en el tramo h_e .
4. Con los valores de los pasos 2 y 3, se obtiene el valor de WS_2 de la ecuación (9).
5. Se compara el valor obtenido de WS_2 con el estimado en el paso 1 y se repiten los pasos del 1 al 5 hasta que la diferencia sea menor que un valor dado (0.01 m.).

El primer ciclo iterativo se basa en la pendiente de fricción de las dos secciones transversales previas. El segundo ciclo comienza asumiendo que el nivel del agua es la media entre el nivel resultante en el primer ciclo y el que se estimó inicialmente. Una vez equilibrado el nivel de agua en una sección transversal, se efectúa una serie de comprobaciones con objeto de asegurarse de que el calado es mayor o igual al crítico, si el régimen es lento, o igual o menor si el régimen es rápido. Si esto no se cumple, se asume que el calado de la sección coincide con el crítico de dicha sección para el caudal considerado y se emite un mensaje indicando dicha circunstancia. La aparición del calado crítico en el programa es generalmente el resultado de un problema relacionado con las distancias entre perfiles o con su geometría aunque, en ocasiones, surge porque el flujo es realmente crítico.

En las figuras 3, 4 y 5 se indican la planta, la sección longitudinal y transversal del *Decumanus Maximus*, respectivamente. Ante la falta de datos recientes sobre cotas y pendientes obtenidas en excavaciones arqueológicas, que están siendo recavados y organizados actualmente por el Consorcio de la Ciudad de Mérida (Barrientos *et al.* 2007), la información de base utilizada en el perfil longitudinal y transversal ha sido extraída a partir de la documentación gráfica aportada por J. Hernández en su estudio sobre las cloacas emeritenses (Hernández 1998b), confeccionada por dicho autor mediante el empleo de cotas de nivelación tomadas sobre el terreno.

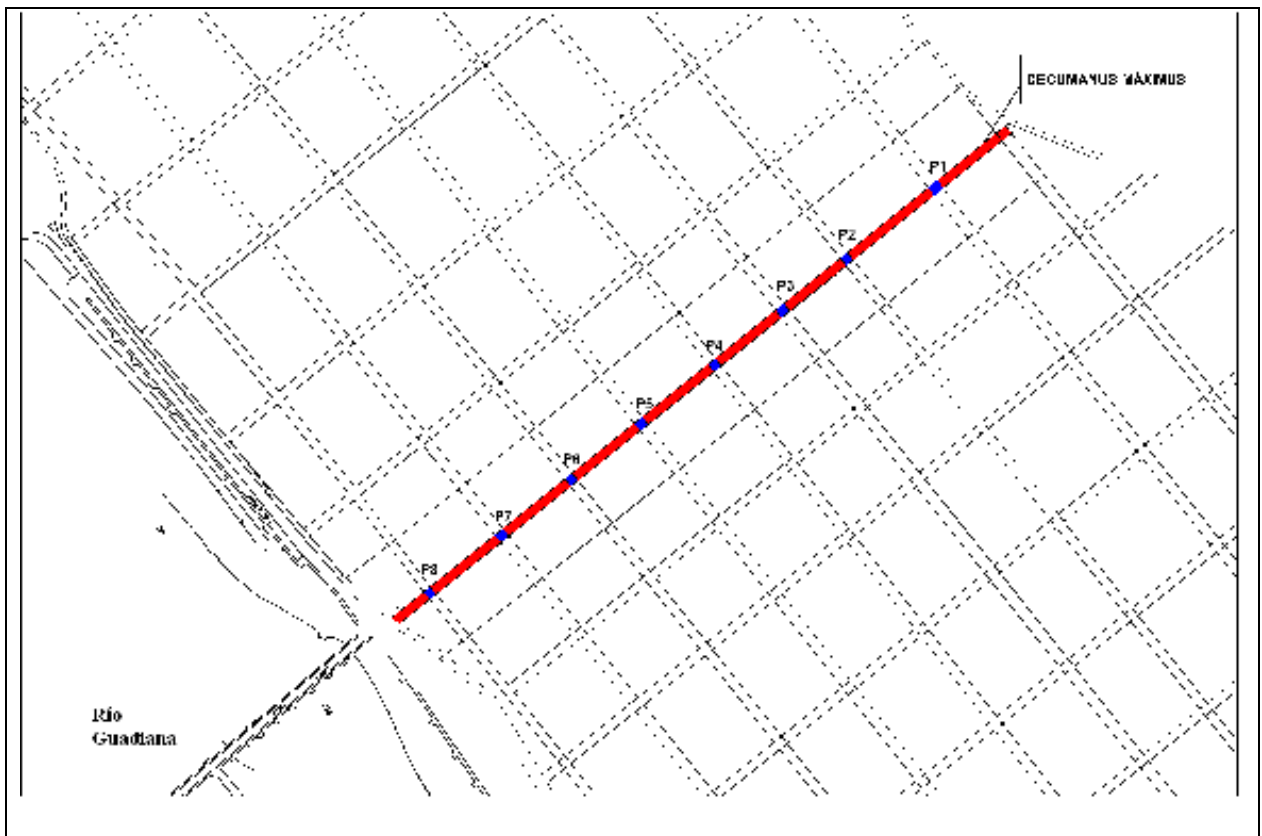


Figura 3. Planta del *Decumanus Maximus* con ubicación de los ocho registros teóricos en el cruce de las calles.

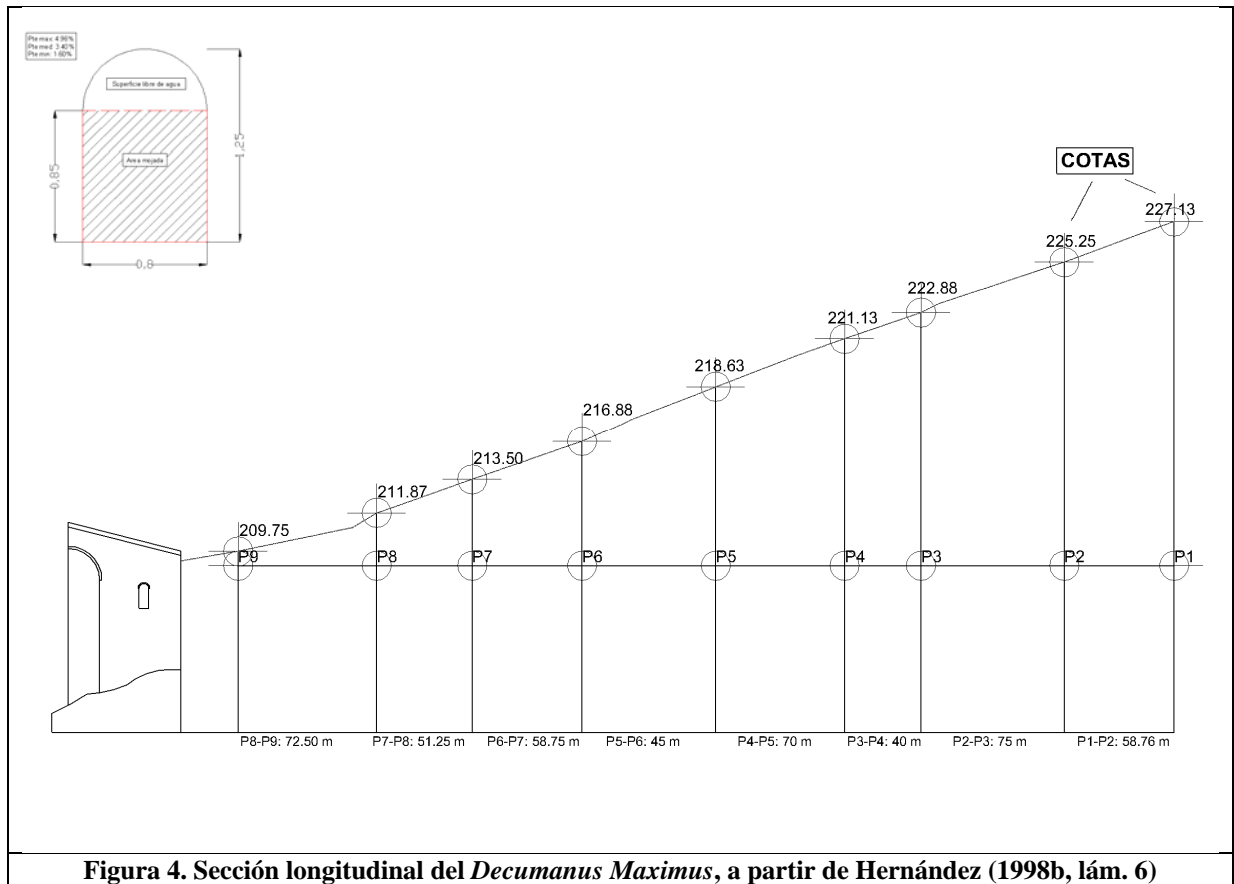


Figura 4. Sección longitudinal del Decumanus Maximus, a partir de Hernández (1998b, lám. 6)

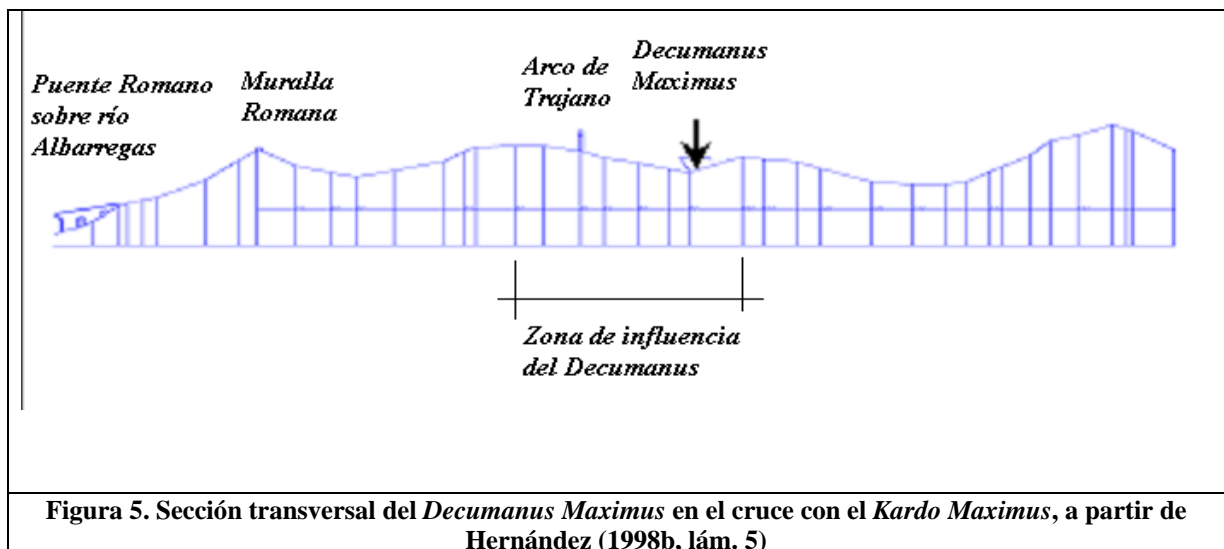


Figura 5. Sección transversal del Decumanus Maximus en el cruce con el Kardo Maximus, a partir de Hernández (1998b, lám. 5)

Posteriormente, para desarrollar el modelo hidráulico se realizaron los siguientes pasos:

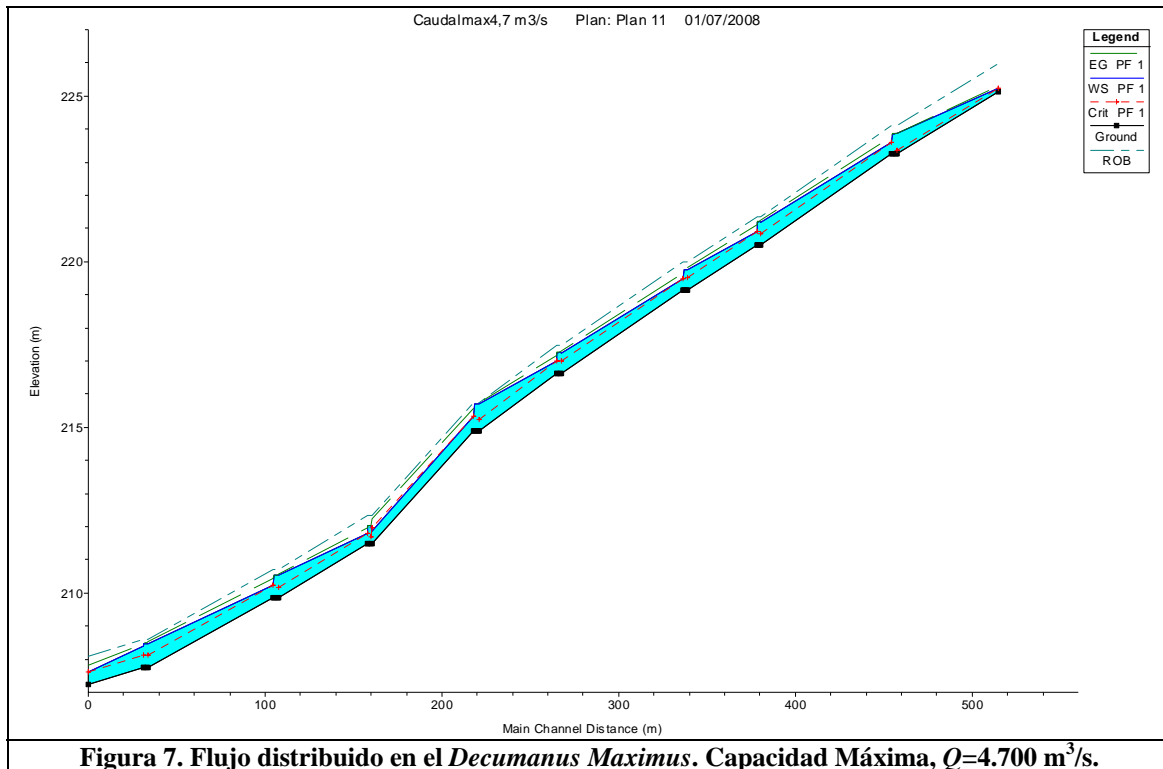
1. Introducción de datos geométricos (sección longitudinal y sección transversal).
2. Introducción de datos hidráulicos:
 - Coeficiente de Manning, n : Fondo=0.035 y Laterales=0.025.
 - Condiciones de contorno externas e internas:
 - Externas:
 - Aguas arriba: Condición de flujo normal, pendiente $I_s=0.034$.
 - Aguas abajo: Condición de flujo crítico ($F_r=1$).
 - Internas:
 - Ocho pozos de recogida de aguas en los puntos de intersección de las conducciones romanas, con dimensiones asignadas/teóricas de $1.60 \times 1.60 \text{ m}^2$, cuyos coeficientes de pérdida de energía son: Contracción $C_c = 0.60$ y Expansión $C_e = 0.80$.

Puesto que el *Decumanus Maximus* se encuentra en el nivel más bajo de la zona de influencia (superficie de unos 270.000 m^2), entonces constituye una conducción principal que recoge todos los caudales provenientes de las cloacas que discurren bajo los *kardines* perpendiculares a ella. Para la distribución de caudales por áreas cooperantes y su incorporación en los pozos respectivos, el caudal máximo se ha distribuido de la siguiente forma:

Áreas (m2)	Caudales
29349	0.50
37557	0.64
29349	0.54
29349	0.54
46953	0.80
24651	0.42
32427	0.58
34047	0.58

Cuadro 3. Distribución del caudal máximo en función de las áreas cooperantes.

Finalmente, se considera que la capacidad máxima de la conducción se obtiene cuando el nivel de agua en algún punto de la conducción alcanza el calado de 0.85 m . De esta forma, la capacidad máxima de la conducción resultaría ser de unos $4.700 \text{ m}^3/\text{s}$. En la Figura 7 se puede observar el perfil de flujo y, en el Cuadro 4, los principales resultados de cálculo.



HEC-RAS Reach	Plan: Plan 11 River Sta	River: Decumanus Maximu Profile	Reach: prueba Q Total (m³/s)	Profile: PF 1 Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	ROB Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
prueba	100	PF 1	0.1	225.13	225.25	225.98	225.31	0.034934	1.07	0.09	0.8	1
prueba	97	PF 1	0.1	223.25	223.87	224.1	223.87	0.000331	0.2	0.49	0.8	0.08
prueba	96	PF 1	0.1	223.25	223.87	224.1	223.87	0.000051	0.1	0.99	1.6	0.04
prueba	95	PF 1	0.5	223.25	223.85	224.1	223.86	0.001412	0.52	0.95	1.6	0.22
prueba	94	PF 1	0.5	223.25	223.59	224.1	223.76	0.039254	1.83	0.27	0.8	1
prueba	91	PF 1	0.5	220.5	221.2	221.35	221.24	0.006105	0.9	0.56	0.8	0.34
prueba	90	PF 1	0.64	220.5	221.2	221.35	221.22	0.001475	0.57	1.12	1.6	0.22
prueba	89	PF 1	0.64	220.5	221.2	221.35	221.22	0.00149	0.57	1.12	1.6	0.22
prueba	88	PF 1	0.64	220.5	220.9	221.35	221.1	0.041438	1.99	0.32	0.8	1
prueba	86	PF 1	0.64	219.13	219.75	219.98	219.83	0.013648	1.3	0.49	0.8	0.53
prueba	85	PF 1	0.54	219.13	219.76	219.98	219.77	0.001425	0.54	1	1.6	0.22
prueba	84	PF 1	0.54	219.13	219.76	219.98	219.77	0.001442	0.54	1	1.6	0.22
prueba	82	PF 1	0.54	219.13	219.49	219.98	219.77	0.040234	1.89	0.29	0.8	1.01
prueba	81	PF 1	0.54	216.63	217.25	217.48	217.31	0.009538	1.09	0.5	0.8	0.44
prueba	80	PF 1	0.54	216.63	217.26	217.48	217.27	0.001427	0.54	1	1.6	0.22
prueba	79	PF 1	0.54	216.63	217.25	217.48	217.27	0.001443	0.54	1	1.6	0.22
prueba	78	PF 1	0.54	216.63	216.99	217.48	217.17	0.040115	1.88	0.29	0.8	1
prueba	76	PF 1	0.54	214.88	215.7	215.73	215.73	0.004831	0.83	0.65	0.8	0.29
prueba	75	PF 1	0.8	214.88	215.7	215.73	215.72	0.001528	0.61	1.31	1.6	0.22
prueba	74	PF 1	0.8	214.88	215.7	215.73	215.71	0.001542	0.61	1.3	1.6	0.22
prueba	72	PF 1	0.8	214.88	215.35	215.73	215.58	0.043923	2.15	0.37	0.8	1.01
prueba	71	PF 1	0.8	211.5	211.87	212.35	212.24	0.07796	2.67	0.3	0.8	1.39
prueba	70	PF 1	0.42	211.5	212.03	212.35	212.04	0.001362	0.49	0.85	1.6	0.22
prueba	69	PF 1	0.42	211.5	212.03	212.35	212.04	0.00138	0.5	0.85	1.6	0.22
prueba	68	PF 1	0.42	211.5	211.8	212.35	211.96	0.038444	1.73	0.24	0.8	1.01
prueba	66	PF 1	0.42	209.87	210.53	210.72	210.56	0.004974	0.8	0.53	0.8	0.31
prueba	65	PF 1	0.58	209.87	210.53	210.72	210.55	0.001432	0.55	1.06	1.6	0.22
prueba	64	PF 1	0.58	209.87	210.53	210.72	210.54	0.001448	0.55	1.05	1.6	0.22
prueba	62	PF 1	0.58	209.87	210.25	210.72	210.44	0.040766	1.93	0.3	0.8	1.01
prueba	61	PF 1	0.58	207.75	208.47	208.6	208.52	0.007629	1.01	0.58	0.8	0.38
prueba	60	PF 1	0.58	207.75	208.47	208.6	208.49	0.001112	0.5	1.16	1.6	0.19
prueba	59	PF 1	0.58	207.75	208.47	208.6	208.49	0.00112	0.5	1.16	1.6	0.19
prueba	57	PF 1	0.58	207.75	208.39	208.6	208.45	0.010313	1.14	0.51	0.8	0.46
prueba	55	PF 1	0.58	207.25	207.63	208.1	207.82	0.040718	1.93	0.3	0.8	1.01

Cuadro 4. Principales resultados de cálculo del Flujo Permanente Gradualmente Variado y distribuido.

Se puede observar en la cuadro 4 que el flujo en el *Decumanus Maximus* se produce en la mayor parte en régimen lento o subcrítico ($F_r < 1$), en tanto que en la salida de los pozos de registro y en la parte final del recorrido, el régimen se produce en condiciones de flujo crítico. Las velocidades en la conducción varían desde 0.10 m/s hasta 2.67 m/s.

Aunque se aprecia que, en la primera mitad de la conducción, el calado de flujo se aproxima esporádicamente el valor de 0.85 m, es únicamente en el tramo final de dicha conducción donde realmente el flujo alcanza este calado. Desde una perspectiva moderna de diseño, el dimensionamiento de la conducción se haría de forma telescópica, aumentando gradualmente la sección a medida que el incremento de caudal en las zonas de incorporación, lo vayan requiriendo. Obviamente, en el caso del *Decumanus Maximus*, la sección es única, con lo cual, gran parte de la conducción, resulta sobredimensionada.

4. Conclusiones y Resultados

Queremos advertir, en primer lugar, que el trabajo aquí presentado consiste en una primera aproximación metodológica, caracterizada por la provisionalidad de los resultados obtenidos, a la espera de contar en un futuro próximo con datos más ajustados de dimensiones, pendientes y cotas referidas a la red de cloacas de Mérida.

En el cuadro 5 se resume el cálculo de la capacidad hidráulica del *Decumanus Maximus*, tanto en Flujo Permanente Uniforme y en Flujo Permanente Gradualmente Variado y distribuido.

Se considera que el caudal de 4.700 m³/s es el que más se aproxima a la realidad de la capacidad hidráulica del *Decumanus Maximus*. El error de cálculo por utilizar directamente una formulación muy simplificada, como resulta la hipótesis del Flujo Uniforme, puede variar desde un 364% en el caso de utilizar la pendiente mínima, pasando por un 250 % si se calcula con pendiente media y hasta un 207% si se utiliza la pendiente máxima.

FLUJO UNIFORME				FLUJO PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO Y DISTRIBUIDO
Pendiente (%)	I_{min} 1.60	I_{med} 3.40	I_{max} 4.96	
Caudales (m ³ /s)	1.290	1.880	2.271	4.700

Cuadro 5. Capacidad máxima hidráulica del *Decumanus* en función de las hipótesis de cálculo.

A continuación analizaremos qué porcentaje de los 4.700 m³/s corresponderían a aguas pluviales y cuánto a aguas residuales.

Mediante un cálculo hidrometeorológico aplicado a la zona de Mérida, Castillo (2008) obtuvo los caudales punta para diferentes períodos de retorno, correspondiente a las aguas pluviales, calculado para una superficie de drenaje de 270.000 m², que corresponde a la zona de influencia que recoge el *Decumanus Maximus*. Para los análisis propuestos, es necesario evaluar un coeficiente de simultaneidad de uso, el mismo que se ha estimado a partir de la instrucción francesa sobre saneamientos (1981), cuya formulación se encuentra recogida en Catalá (1989):

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{rd}}} \quad (11)$$

Aunque desconocemos el valor del caudal medio diario de las aguas residuales que se producía en *Augusta Emerita*, Q_{rd} , podemos concluir que el valor de $C_p \geq 1.5$. Si como una primera aproximación, asumimos que $Q_{rd} \sim 250$ l/s, entonces el valor de $C_p=1.7$.

Se ha extraído un cuadro resumen de los caudales calculados, Q_p , y se ha determinado por diferencia con la capacidad máxima de la conducción ($Q_{max}=4.700$ m³/s), los caudales punta correspondientes a las aguas residuales, Q_r ; así como también, los caudales residuales medios diarios, Q_{rd} , obtenidos al aplicar un coeficiente de simultaneidad de uso de $C_p=1.7$ (ver cuadro 6).

TR (Periodo de Retorno)	Q_p (m ³ /s)	Q_r (m ³ /s)	Q_{rd} (m ³ /s)
5	2.484	2.216	1.304
10	2.983	1.717	1.010
50	4.189	0.511	0.300
100	4.738	-	-
200	5.321	-	-
500	6.121	-	-

Cuadro 6. Caudal de agua pluvial Q_p ; de agua residual Q_r y residual medio diario Q_{rd} , correspondientes a los diferentes periodos de retorno en la zona de Mérida.

Se puede observar que el caudal punta correspondiente a las aguas pluviales, con un periodo de retorno de cincuenta años, sería de $Q_{p50}=4.189$ m³/s; el caudal punta de aguas residuales $Q_{r50}=0.511$ m³/s y, el caudal medio diario resultante, $Q_{rd50}=0.300$ m³/s. Una primera conclusión a la vista de los datos es que, desde una perspectiva moderna, la capacidad hidráulica del *Decumanus Maximus* funcionaría correctamente hasta los caudales punta por aguas pluviales y residuales correspondientes al período de retorno de cincuenta años.

Por otra parte, en un reciente estudio dedicado al abastecimiento hídrico de la Mérida romana (Aranda *et alii* 2006, 498) se ha llegado a establecer una dotación de 864 litros por habitante al día para una población estimada tradicionalmente en 30.000 habitantes. Resultaría entonces que:

$$\text{Consumo medio diario} = 30.000 \text{ h} \times 864 \text{ l/h-d} = 25.920.000 \text{ l/d} = 0.300 \text{ m}^3/\text{s}$$

De esta forma, para el período de retorno de cincuenta años y con un coeficiente de simultaneidad de uso $C_p=1.7$, el caudal medio diario de las aguas residuales calculado en este artículo llegaría a ser coincidente con la información del número de habitantes y dotación aportada por Aranda *et alii* (2006).

Se trata, sin embargo, de una dotación muy elevada, máxime si tenemos en cuenta que esta cifra ha sido obtenida considerando únicamente el caudal aportado por la conducción de Cornalvo (el primero de los tres acueductos construidos para abastecer a *Augusta Emerita*). Y, aunque se adecua a las cantidades calculadas para otras urbes romanas, lo cierto es que ni siquiera grandes ciudades actuales como Madrid (con una dotación en torno a los 400l/h-d) alcanzan esas cifras. Asimismo, a la hora de manejar unas dotaciones tan amplias habría que valorar si se disponía de agua en cantidad

suficiente para poder ser captada. Por lo tanto, posiblemente, una dotación de hasta unos 300 l/h-d podría constituir un valor máximo en época romana. Con estas consideraciones tendríamos entonces que, para una población de 30.000 habitantes y una dotación de 300 l/h-d:

$$\text{Consumo medio diario} = 30.000 \text{ h} \times 300 \text{ l/h-d} = 9.000.000 \text{ l/d} = 0.104 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, la conducción del *Decumanus Maximus* habría estado sobredimensionada del orden de tres veces ($0.300/0.104=2.9$) las necesidades funcionales reales en el tramo final de la conducción (en el tramo restante el sobre dimensionamiento es mayor), correspondiendo, por tanto, sus dimensiones, a la necesidad de disponer un espacio mínimo para la ejecución de la obra o criterio de espacio mínimo constructivo.

5. Bibliografía

ACERO PÉREZ, J. (2007): “La gestión de los residuos líquidos en Augusta Emerita: fuentes documentales y bibliográficas para su estudio”, *Excavaciones Arqueológicas en Mérida, Memoria 2004*, 10, Mérida, 457-477.

ALBA CALZADO, M. (2001): “Apuntes sobre la red de aguas de Mérida en época romana”, *Mérida. Ciudad y Patrimonio*, 5, Mérida, 59-78.

ARANDA GUTIÉRREZ, F. *et alii* (2006): “Las presas de abastecimiento en el marco de la ingeniería hidráulica romana. Los casos de Proserpina y Cornalbo”, *Excavaciones Arqueológicas en Mérida, Memoria 2003*, 9, Mérida, 471-536.

BARRIENTOS VERA, T., ARROYO BARRANTES, I. y MARÍN GÓMEZ-NIEVES, B. (2007): “Proyecto de renovación del sistema de gestión de datos arqueológicos en el Consorcio: el SIG de patrimonio emeritense (1ª fase: 2004-2007). Diseño y configuración”, *Excavaciones Arqueológicas en Mérida, Memoria 2004*, 10, Mérida, 551-575.

CASTILLO, L. (2002): *Apuntes de Obras Hidráulicas y Aprovechamientos Hidráulicos*. Departamento de Ingeniería Térmica y de Fluidos. Universidad Politécnica de Cartagena.

CASTILLO, L. (2008): “Cálculo hidrometeorológico de los caudales de avenidas en la zona urbana de Mérida”. Grupo de I+D hidr@m. Universidad Politécnica de Cartagena.

CATALÁ (1989): “Cálculo de caudales en las redes de saneamiento”, *Colección SEINOR*, 5. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

CHANSON, H. (1998): *The Hydraulics of Roman Aqueducts: Steep Chutes, Cascades And Dropshafts*, Department of Civil Engineer. The University of Quesland. Brisbane, Australia.

CHOW. V.T. (1982): *Hidráulica de Los Canales Abiertos*, Mexico.

EINSTEIN, H.A. Y BANKS, R.B (1950): “Fluid Resistance of Composite Roughness”, *Transactions, American Geophysical Union*. Vol. 31, No. 4, 603-610.

HEC-RAS. RIVER ANALYSIS SYSTEM (2002): *Users Manual*, US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering. Center.

HERNÁNDEZ RAMÍREZ, J. (1998a): “Las Cloacas de Emerita Augusta”, *Ciudades Históricas Vivas/Ciudades del Pasado: Pervivencia y Desarrollo*, Mérida, 433-448.

HERNÁNDEZ RAMÍREZ, J. (1998b): *Augusta Emerita. Estructura Urbana*, Badajoz.

HODGE, A. (1992): *Roman Aqueducts & Water Supply*, London.

IMPRIMERIE NATIONALE (1981): “Instruction Technique Relative Aux Réseaux D’Assainissement des Agglomerations”. Imprimerie Nationale Paris.

MANNING, R. (1895): “On The Flow of Water in Open Channels and Pipes”, *Transactions, Institutions of Civil Engineers of Ireland*, Vol. 20, Dublin, 161-207.

MATEOS CRUZ, P., AYERBE VÉLEZ, R., BARRIENTOS VERA, T. Y FEIJOO MARTÍNEZ, S (2002): “La gestión del Agua en Augusta Emerita”, *Empúries*, 53, Barcelona, 67-88.

SAINT-VENANT, B. (1871): “Théorie du mouvement non permanent des aux, avec application aux crues des rivières et à l’introduction des marées dans leur lit”. *Academic des sciences*. (Paris). Comptes Rendus, 73, 147-154.