

JUSTIFICACION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Para el dimensionamiento de la Red de Saneamiento de Pluviales, se ha partido del Estudio Sobre Evacuación de Aguas Pluviales del Núcleo Urbano de Antequera, redactado por Narval Ingeniería en Enero de 2.005.

En dicho estudio ya se analizaba la problemática existente en el desagüe de aguas de escorrentía de la zona Noroeste de Antequera al Arroyo del Alcázar.

Se analizaron tres posibles soluciones y se optó por la alternativa que dividía el vertido en dos puntos con colectores de 1800 mm que vertían en distintos puntos del arroyo del Alcázar.

El presente proyecto contempla la ejecución del situado mas al norte, aunque tan solo contempla su ejecución hasta el cruce de la circunvalación norte de Antequera. A partir de dicho punto y en el proyecto de Conexión de Red de Saneamiento al Arroyo del Alcázar, se contempla una solución en cuneta trapezoidal con tramos canalizados en Galerías Visitables que permita solucionar el problema de inundaciones que existente en la carretera a Bobadilla.

El valor de la precipitación máxima diaria caudal se ha obtenido a partir de los datos de pluviométrica extraídos de la publicación del Ministerio de Fomento “Máximas lluvias diarias en al España Peninsular” (Maxpluwin), que establece para una coordenadas UTM (361320,4098315) y un periodo de retorno de 25 años, 99 mm/día.

Este valor se ha comparado con el procedente de “Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de retorno en España”, del Ministerio de Medio Ambiente, que para la estación 6-130 de Antequera “EL Águila”, recoge un valor inferior al fijar una Precipitación diaria para un periodo de retorno de 25 años de 92,8 mm/d.

El caudal de cálculo se obtiene aplicando el Método Racional propuesto en la Instrucción de Drenaje Superficial 5.2.-IC.

La cuenca vertiente es la denomina como 3, con una longitud de 1.329 metros, una pendiente media de 0,038 m/m y un área de influencia de 0,835 Km².

El tiempo de concentración será el obtenido a partir de la formula:

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Su valor por tanto es de 0,69 horas.

Conocida la precipitación diaria de la zona (Pd= 99 mm/día), se obtiene la intensidad máxima It, en función del parámetro I1/Id, que según la Instrucción 5.2.-IC, toma un valor de 9 según la figura 2.2 de la citada instrucción.

Despejando en la formula con dicho valor, el tiempo de concentración y el valor de Id=Pd/24= 4,125 mm/h, se obtiene como valor It:

$$I_t = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - I^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 45,453 \text{ mm/h.}$$

Para el calculo del coeficiente de escorrentía se determina inicialmente el umbral de escorrentía a partir de las tablas 2.1 y 2.2 de la instrucción 5.2.-IC, que para pavimentos bituminosos o de hormigón considera una estimación inicial de 1 mm, y que afectado por el coeficiente corrector de la figura 2.5, que para la zona de actuación es de 3, supone un umbral de escorrentía de calculo de 3 mm.

El coeficiente de escorrentía se obtiene a partir de la formula:

$$C = \frac{(P_d / P_0 - 1) \cdot (P_d / P_0 + 23)}{(P_d / P_0 + 11)^2} = 0,926$$

Finalmente el caudal de cálculo se obtiene a partir de la formula:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I_t}{K} = 11,72 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para el dimensionamiento del canal partimos de la formula de Manning-Strickler, considerando el canal revestido con un K de 60 para hormigón proyectado, teniendo en cuenta el envejecimiento del mismo.

$$Q = V \cdot S = S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot K \cdot U$$

La pendiente minima del cunetón es la establecida en los planos del 1%.

Los parámetros hidráulicos a sección llena son: Superficie 12,73 m², Perímetro mojado 4,48 m, Radio Hidráulico 0,61 m.

Por tanto el caudal a sección llena es de 11,78 m³/seg, con capacidad suficiente para desaguar el caudal de cálculo. La velocidad es de 0,93 m/seg estando comprendida entre los 0,5 y los 6 m/seg para evitar depósitos y erosiones.

En cuanto al colector visitable para el dimensionamiento del marco, se verifican calados y velocidades utilizando la formula de Manning-Strickler (Artículo 4.2.1):

$$Q = V \cdot S = S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot K \cdot U$$

Se adopta como coeficiente de rugosidad (K) el menor de los posibles para marcos de hormigón para tener en cuenta el envejecimiento de los mismos 60 m¹/3/s.

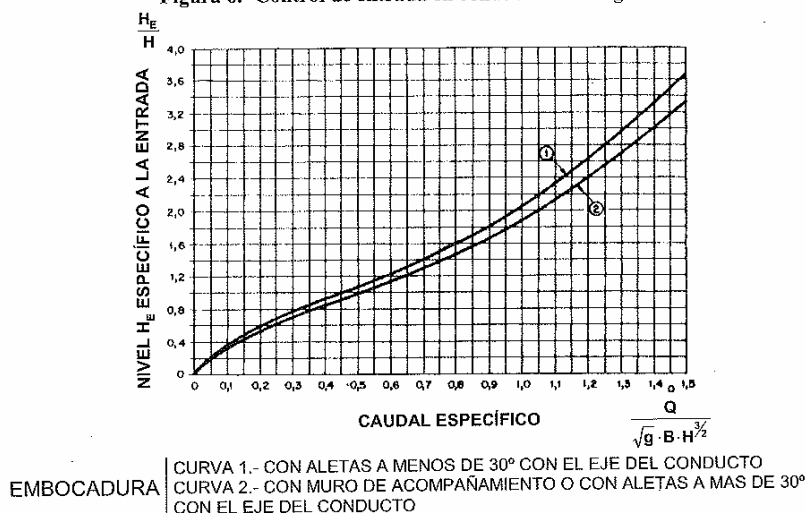
El marco es de seccion rectangular interior de dimensiones 1,75 por 2,25 metros, y considerando una pendiente del tramo de 0,01 m/m, se obtienen los siguientes valores.

Pendiente	0,01 m/m.
Sección Llena	3,9375 m ² .
Caudal	12,385 m ³ /seg.
Altura lamina de agua	1,70 m.
Sección Inundada	2,975 m ² .
Utilización de la Sección Llena	75 %.
Velocidad del Agua	4,16 m/seg.

Se verifica que se utiliza menos del 75% de la sección llena, que las velocidades están comprendidas entre los 0,5 y los 6 m/seg para evitar depósitos y erosiones.

Comprobaremos por tanto la sobre elevación del nivel de agua, partiendo de que se tiene control en la entrada entrando en la grafica con el caudal especifico Qe=0.63 y de donde se obtiene He/H=1,2, y por tanto He, nivel de agua en la entrada es de 2,70 m.

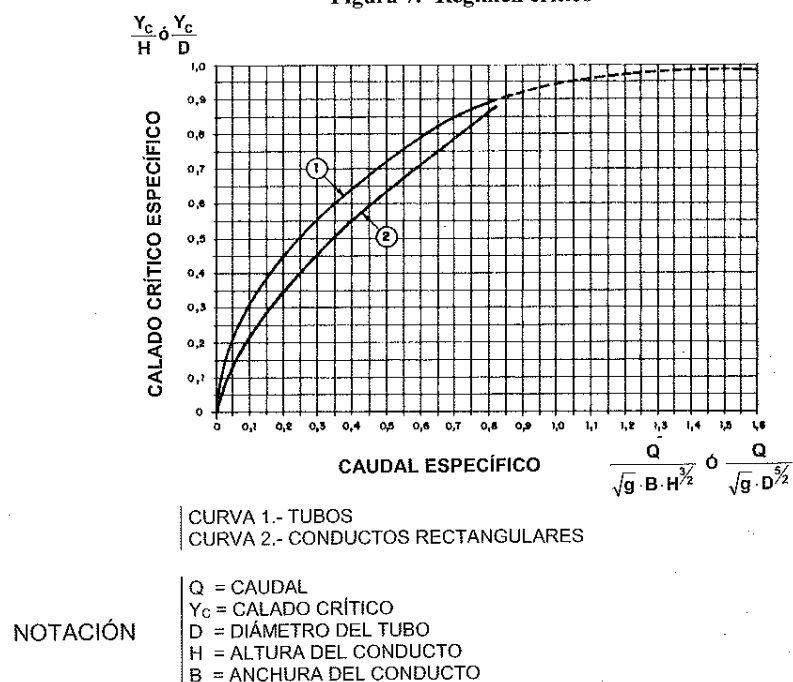
Figura 6.- Control de entrada en conductos rectangulares



Para que este valor sea real debe comprobarse que la altura del agua a la salida sea menor que la del conducto y la correspondiente a calado crítico, pues en ese caso el control estaría en la salida.

El calado crítico se obtiene a partir de la figura con el caudal específico, que nos arroja un valor de Y_c/H de 0,75 y por tanto un Y_c de 1,70 m.

Figura 7.- Régimen crítico



Se verifica que es menor que la altura del conducto y que es igualmente menor que el nivel de agua a la salida, por lo que la hipótesis de partida es válida.