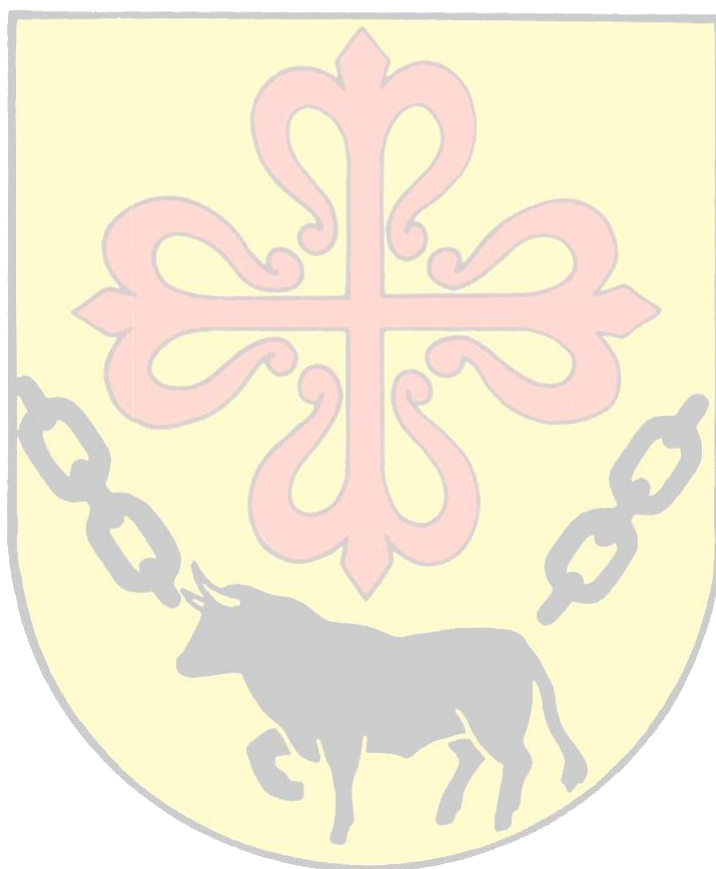


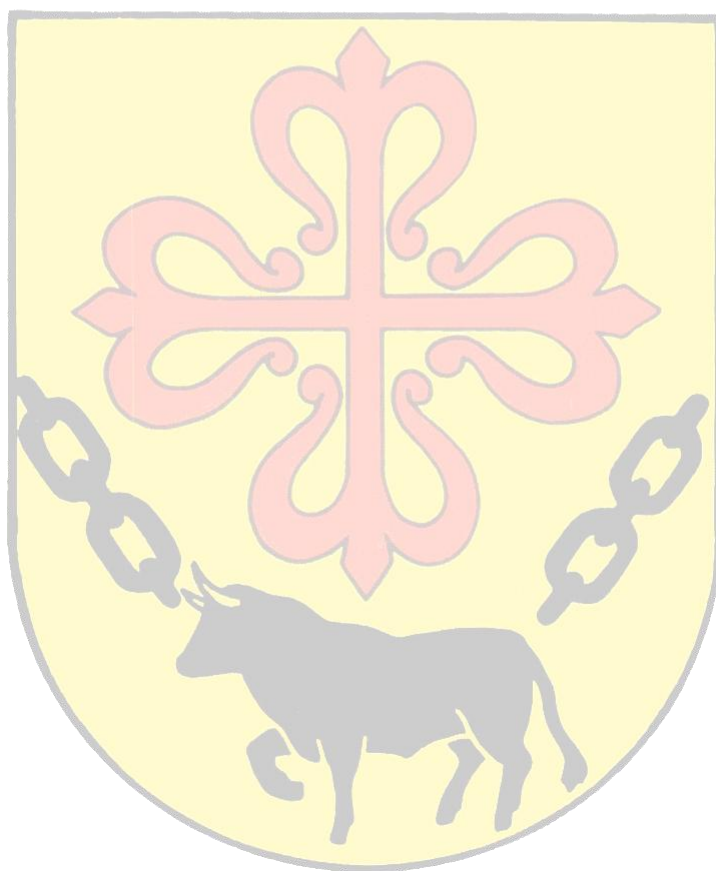


ANEJOS

**PROYECTO DE RED DE PLUVIALES,
Del CASCO URBANO de
BOROX (TOLEDO)**

EXCMO. AYUNTAMIENTO DE BOROX
Plaza Constitución nº 1
CP. 45.222; **BOROX (TOLEDO)**







ANEJOS

ÍNDICE

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- REALIZACION DE LOS TRABAJOS.
- 3.- ESTUDIOS PREVIOS.
- 4.- JUSTIFICACIÓN DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS.
- 5.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS.
 1. Cotas topográficas.
 2. Longitud y anchura de viales.
 3. Cálculo de Pendientes.
 4. Cálculo de Red de Pluviales. Cálculo Hidrometeorológico de caudales.
- 6.- CONCLUSION.





1. ANTECEDENTES

Durante la ejecución de las obras, se verán afectados los siguientes servicios existentes:

SERVICIO	COMPAÑÍA
Telefónica	TELEFONICA ESPAÑA SA.
Energía Eléctrica	UNION FENOSA SA.
Abastecimiento Agua Potable	AYUNTAMIENTO DE BOROX
Saneamiento	AYUNTAMIENTO DE BOROX

De todos estos servicios que discurren en la zona de actuación de nuestras obras, solamente podemos tener una localización en planta de los mismos.

2. REALIZACION DE LOS TRABAJOS

Las tuberías de abastecimiento que se vean afectadas en el trazado, se prevé, si fuese necesario, el desvío provisional de las mismas mediante manguera de goma, así como su posterior sustitución.

En las acometidas de saneamiento que se vean afectadas, y que se encuentren en un estado de deterioro avanzado, o que por necesidades de las obras, deben ser modificadas, está prevista su reposición con materiales reglamentarios en las Ordenanzas Municipales. Se dejarán arquetas de desagüe en aquellas acometidas en las que no exista.

En las redes de energía eléctrica de Baja Tensión y de Telefónica, prácticamente discurren por toda la zona de actuación grapados por fachadas, son aéreas; aunque existen tramos que discurren de forma subterránea, según se observan en los planos del proyecto, por tanto se deberán tomar las medidas oportunas con estos servicios, así como prever posibles averías y su subsanación. En caso de de que las redes discurren de manera subterránea en la medida de lo posible se evitará su proximidad a ellas.

3. ESTUDIOS PREVIOS

Para la elaboración y redacción de este proyecto, se ha recopilado toda la información de los ciudadanos y vecinos de esta localidad, a través de sus vivencias y hechos, que así permiten conocer



y analizar realmente lo que sucede en el tema que nos acontece. Esto consiste en la recolección de datos, síntesis, organización y comprensión de los datos. La toma de datos se basa de forma documental y de campo. Tras la recogida de datos, se pasa a su interpretación que nos da la solución a tomar.

El objeto contenido en estas obras, es reducir los costes de depuración existentes, con una disminución del volumen de agua depurada, para ello se eliminan parte de las aguas procedentes de los manantiales (aguas limpias) que discurren por el término municipal, que se encuentran canalizadas a la red municipal de saneamiento.

En el presente trabajo se definen las obras necesarias que doten de un sistema de alcantarillado "pluvial" a la zona proyectada, que solamente servirá para transportar y evacuar aguas subterráneas y las aguas superficiales procedentes de las lluvias, denominadas aguas pluviales, las cuáles son conducidas por el mismo conducto por gravedad (desde los puntos de mayor cota hacia los de menor cota) hasta su conexión con la red de pluviales existente, su trazado seguirá en la medida de lo posible paralela a la traza del terreno, garantizando las velocidades mínimas, para evitar sedimentaciones en los colectores y el buen funcionamiento de la red.

Tras el estudio de campo y documental tenemos los puntos de suministro o de afloramiento de las aguas subterráneas y otros que se desconocen, de ahí nos lleva a conocer el recorrido aproximado de los manantiales que en su día llevaban y que supuestamente o día siguen. Esto nos dan seis manantiales, que atraviesan nuestro casco, que provienen de las laderas de nuestra topografía así definida.

1. Manantial que discurre por la Calle Baler continúa por Avenida piedad Colón de Carvajal.
2. Manantial que pasa por la Avenida Domingo López Ortega, producto de las aguas subterráneas que se hayan en la calle Virgen.
3. Manantial que pasa a lo largo de la Calle Real del Caño, no sabemos con certeza su longitud, hasta la actual Plaza Constitución.
4. Manantial existente en Plaza Constitución, concretamente en la Calle Julián del Rincón, que da lugar a la actual fuente en la Plaza.
5. Manantial según trabajos de campo, discurre por Calle Seseña.
6. Manantial por Zona Valdeaca, (La Mina).



Por problemas de falta de financiación para ejecutar las obras, el núm. 5 posiblemente sea acometida por otra empresa externa, que es la encargada de realizar las obras de aliviadero en la Plaza Constitución. Y el núm. 6 se encuentra fuera del área de actuación, se encuentra sin canalizar a ningún tipo de red, no repercute en el volumen de agua depurada.

4. JUSTIFICACIÓN DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS.

Las redes de pluviales que se han proyectado en planta, siguen distintas secciones tipo, con objeto de no levantar las tuberías existentes, salvo que sea imprescindible.

Se han diseñado de modo que la evacuación se realice por gravedad, discurriendo siempre las tuberías de zonas de mayor cota a otras de menor cota.

La profundidad a la que discurren las zanjas del saneamiento es variable, tratando de minimizar la excavación en la medida de lo posible pero manteniendo siempre las pendientes mínimas exigibles.

Para garantizar la auto limpieza de la red, la velocidad del caudal debe ser superior a 0,6 m/s (en sifones 1 m/s). Para garantizar la integridad de las conducciones a lo largo de su vida útil, fundamentalmente por problemas de abrasión, la velocidad máxima no debe superar, salvo casos puntuales 6 m/s.

Las pendientes admisibles vienen determinadas en función de minimizar las excavaciones necesarias, obtener un grado de velocidades lo más regular posible a lo largo de todo el trazado y obtener velocidades mínimas y máximas dentro de los valores indicados.

Las tuberías de las redes de saneamiento por gravedad se proyectan para que trabajen a sección parcialmente llena (70 % o 75% de altura de lámina de agua) y en régimen de lámina libre.

El **sistema elegido** en nuestra red es "unitario" que evacua todo tipo de aguas por un sólo conducto, dadas las características del agua a evacuar, son aguas limpias o blancas.

Para la elección **del tipo de material empleado** en las conducciones se han tenido en cuenta las características del medio ambiente que rodea nuestra zona, por ello el tipo de material adoptado previamente en los cálculos ha sido **Polipropileno corrugado**, al tratar



con aguas sin presión, exenta de disolventes orgánicos y de materia orgánica, sin peligro de micro-fisuraciones.

Tras haber realizado todos los cálculos necesarios para el dimensionamiento de la red, se han tomado diámetros mínimos de 200 mm., y máximos de 400 mm., Los diámetros de 200 mm., se colocarán al inicio de los colectores, hasta llegar a confluencias, dónde sea necesario ir aumentando la sección de forma progresiva hasta llegar a los 400 mm., de sección final que acomete al aliviadero existente del colector de pluviales recientemente ejecutado. Todos los tramos de colector se han dimensionado de forma que las aguas que circulen por ellos lleven velocidades superiores a las de auto-limpieza o mínima de 0,50 m/s, aunque se carezca de peligro de sedimentaciones.

5. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

1/ COTAS TOPOGRÁFICAS

S/ Plano catastral, año 1.999 y s/ plano topográfico a E= 1/5.000

FASE I. PISCINA CLIMATIZADA

CL LEPANTO

P0- PUNTO DE CONEXIÓN ALIVIADERO; Z 0= 576,91 m.
P1 (POZO REGISTRO NÚM. 1); Z 1= 577,70 m.
P2 (POZO REGISTRO NÚM. 2); Z 2= 578,76 m.
P3 (POZO REGISTRO NÚM. 3); Z 3= 579,25 m.
P4 (POZO REGISTRO NÚM. 4); Z 4= 580,21 m.
P5 (POZO REGISTRO NÚM. 5); Z 5= 580,79 m.

CL DOCTORA QUERALTO

P6 (POZO REGISTRO NÚM. 6); Z 6= 581,07 m.

AVDA DE PIEDAD COLON DE CARVAJAL

P7 (POZO REGISTRO NÚM. 7); Z 7= 581,44 m.
P8 (POZO REGISTRO NÚM. 8); Z 8= 582,33 m.
P9 (POZO REGISTRO NÚM. 9); Z 9= 583,08 m.
P10 (POZO REGISTRO NÚM. 10); Z 10= 583,94 m.
P11 (POZO REGISTRO NÚM. 11); Z 11= 585,20 m.
P12 (POZO REGISTRO NÚM. 12); Z 12= 586,48 m.



CL BALER

P13 (POZO REGISTRO NÚM. 13); $Z_{13} = 586,81$ m.

P14 (POZO REGISTRO NÚM. 14); $Z_{14} = 587,72$ m.

P15 (POZO REGISTRO NÚM. 15); $Z_{15} = 588,20$ m.

2/ LONGITUD Y ANCHURA DE LOS VIALES.

2.1. LONGITUD.

Medidas sobre el eje longitudinal de las calles.

-- C/ Baler = 160 m.

- Avda. Piedad Colón de Carvajal = 520 m.
- C/ Doctora Queralto = 43 m.
- C/ Lepanto = 224 m.

2.2. ANCHURA

Medidas en la perpendicular al eje longitudinal de las calles (incluidas aceras).

- C/ Baler = 10 m
- Avda. Piedad Colón = Posee anchos variables, en el final de la calle tiene 11 m, parte intermedia 13,50 m y en el inicio tiene 4,10 m.
- C/ Doctora Queralto = 8,50 m.
- C/ Lepanto = Oscila entre 8,00 y 7,50 m.

Las aceras serán de 0,60 m. según Normas Subsidiarias.

3/ CALCULO DE PENDIENTES

PENDIENTE = CARGA UNITARIA (metro lineal) = J

$$J = \frac{H}{L}$$

Dónde:

H = Carga = Diferencia de cotas topográficas. (m)

L = Longitud (m).



- Tramo P0-P1
Longitud = 60 m.; $Z(p_0) = 576,91 \text{ m.}$ $Z(p_1) = 577,70 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,013;$ Luego, $j_{p0-p1} = 1,3 \%$

- Tramo P1-P2
Longitud = 60 m.; $Z(p_1) = 577,70 \text{ m.}$ $Z(p_2) = 578,76 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,018;$ Luego, $j_{p1-p2} = 1,8 \%$

- Tramo P2-P3
Longitud = 50 m.; $Z(p_2) = 578,76 \text{ m.}$ $Z(p_3) = 579,25 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,008;$ Luego, $j_{p2-p3} = 0,8 \%$

- Tramo P3-P4
Longitud = 54 m.; $Z(p_3) = 579,25 \text{ m.}$ $Z(p_4) = 580,21 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,018;$ Luego, $j_{p3-p4} = 1,8 \%$

- Tramo P4-P5
Longitud = 543m.; $Z(p_4) = 580,21 \text{ m.}$ $Z(p_5) = 580,79 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,013;$ Luego, $j_{p4-p5} = 1,3 \%$

- Tramo P5-P6
Longitud = 50 m.; $Z(p_5) = 580,79 \text{ m.}$ $Z(p_6) = 581,07 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,005;$ Luego, $j_{p5-p6} = 0,5 \%$

- Tramo P6-P7
Longitud = 60 m.; $Z(p_6) = 581,07 \text{ m.}$ $Z(p_7) = 581,44 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,007;$ Luego, $j_{p6-p7} = 0,7 \%$

- Tramo P7-P8
Longitud = 50 m.; $Z(p_7) = 581,44 \text{ m.}$ $Z(p_8) = 582,33 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,018;$ Luego, $j_{p7-p8} = 1,8 \%$

- Tramo P8-P9
Longitud = 50 m.; $Z(p_8) = 582,33 \text{ m.}$ $Z(p_9) = 583,08 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,015;$ Luego, $j_{p8-p9} = 1,5 \%$

- Tramo P9-P10
Longitud = 50 m.; $Z(p_9) = 583,08 \text{ m.}$ $Z(p_{10}) = 583,94 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,015;$ Luego, $j_{p9-p_{10}} = 1,5 \%$

- Tramo P10-P11
Longitud = 50 m.; $Z(p_{10}) = 583,94 \text{ m.}$ $Z(p_{11}) = 585,20 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,025;$ Luego, $j_{p_{10}-p_{11}} = 2,5 \%$

- Tramo P11-P12
Longitud = 50 m.; $Z(p_{11}) = 585,20 \text{ m.}$ $Z(p_{12}) = 586,48 \text{ m}$
 $j \text{ (m/m)} = 0,021;$ Luego, $j_{p_{11}-p_{12}} = 2,1 \%$



■ Tramo P12-P13

Longitud = 20 m.; Z (p12) = 586,48 m. Z (p13) = 586,81 m
j (m/m) = 0,016; Luego, **j p12-p13= 1,6 %**

■ Tramo P13-P14

Longitud = 70 m.; Z (p13) = 586,81 m. Z (p14) = 587,72 m
j (m/m) = 0,013; Luego, **j p13-p14= 1,3 %**

■ Tramo P14-P15

Longitud = 70 m.; Z (p14) = 587,72 m. Z (p15) = 588,20 m
j (m/m) = 0,006; Luego, **j p14-p15= 0,6 %**

4/ CÁLCULO DE RED DE PLUVIALES

CÁLCULO HIDROMETEREOLÓGICO DE CAUDALES EN PEQUEÑAS CUENCAS NATURALES. J.R. Teméz. MOPU. 1.978

Dada la complejidad de cálculo que supone la determinación de caudales de diseño de aguas pluviales, se aplica un método lo suficientemente aproximado. Este procedimiento se basa en la utilización del Método racional recogido en la publicación "CÁLCULO HIDROMETEREOLÓGICO DE CAUDALES EN PEQUEÑAS CUENCAS NATURALES. J.R. Teméz. MOPU. 1.978", este método es aplicable a áreas de tamaño medio y pequeño, donde puede suponerse un reparto homogéneo y simultáneo de la precipitación sobre la totalidad del área considerada. Se utilizará para el cálculo de caudal de aguas pluviales recogidas dentro del ámbito:

$$Plu = Ce \times S \times I / K$$

Siendo:

Ce = Coeficiente de escorrentía ponderado.

S = Superficie del ámbito en Hectáreas.

I = Intensidad de lluvia en Lt / sg x Ha, correspondiente a la máxima precipitación que se calculará para los períodos de retorno considerado, en mm /HR.

K = un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y S, y que incluye un aumento del 20 % en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación. Su valor está dado por la tabla:



Valores de K

Q en	S en		
	Km ²	Ha	m ²
m ³ /s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

En nuestro caso, tomaremos Q en l/s, y S, en Ha; por lo tanto $K = 0,3$

La Intensidad media de lluvia viene dada por la fórmula:

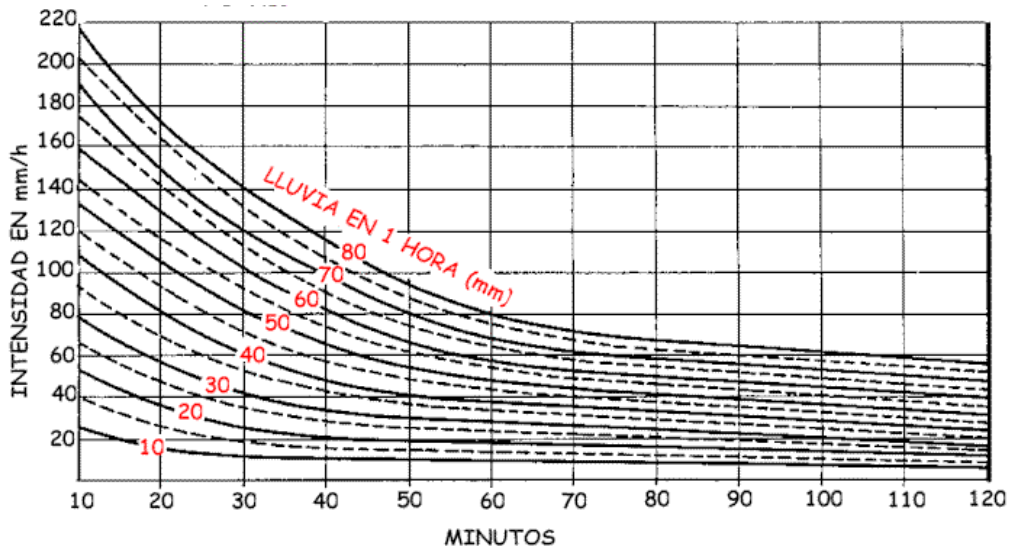
$$I_t = 9,25 I_h \times T_c^{-0,55}$$

Dónde:

- I_t = Intensidad media horaria que corresponde a la precipitación de duración t , en mm /h.
- I_h ; es la intensidad media de la precipitación, horaria máxima en mm /h.

El valor de la máxima precipitación horaria que corresponde a un determinado período de retorno, I_h , según el ábaco de precipitaciones máximas en España.

CALCULO DE INTENSIDAD-DURACION PARA EL CALCULO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DESDE 10 MINUTOS HASTA 2 HORAS



"Precipitaciones máximas en España" Servicio de conservación de suelos del Ministerio de Agricultura.

- T_c , tiempo de concentración, es la duración de la precipitación, en minutos, corresponde:

En el caso normal de cuencas en las que predomine el tiempo de recorrido del flujo canalizado por una red de cauces definidos, el tiempo de concentración $T(h)$ relacionado con la intensidad media de la precipitación se podrá deducir de la fórmula

$$T_c = 0,3 \cdot [(L/J^{1/4})^{0,76}]$$

Siendo:

- L (km): la longitud del cauce principal.
- J (m/m): su pendiente media.

El tiempo de concentración se tomará igual al tiempo que tarde en recorrerse la red de mananciales, desde el punto más alejado del vertido hasta éste. En nuestro caso, resulta:

La longitud desde el pozo de registro nº 15 pozo de registro más alejado de la red, y el pozo de registro nº 0 o punto de conexión del vertido), resulta ser s/ planos adjuntos de:

$$L = 787 \text{ m.}$$

Lo que equivale a: 0,787 Km.



La pendiente media, J(m/m) corresponde a:

$$J \text{ (m/m)} = \frac{(0,013 \times 3) + (0,018 \times 3) + (0,015 \times 2) + 0,008 + 0,005 + 0,007 + 0,025 + 0,021 + 0,006}{14} = 0,014$$

Luego el tiempo de concentración, aplicando la fórmula será:

$$T_c = 0,3 \cdot [(0,787/0,014^{1/4})^{0,76}] = 0,5627 \text{ horas}$$

Lo que supone: $T_c = 33,76$ minutos

La intensidad de lluvia, correspondiente a la máxima precipitación que se calculará para un período de retorno de 10 años, se calculará por la fórmula:

$$I = 260 \times n^{0,42} \times T_c^{-0,52}$$

Que en nuestro caso es:

$$I = 260 \times 10^{0,42} \times 33,76^{-0,52} = 110 \text{ mm /h.}$$

- I_h ; es la intensidad media de la precipitación, horaria máxima en mm /h, aplicando el ábaco de precipitaciones máximas en España. Tendremos una precipitación máxima en 1 hora de :

$$I_h = 82 \text{ mm.}$$

La Intensidad media de lluvia viene dada por:

$$I_t = 9,25 I_h \times T_c^{-0,55}$$

Si aplicamos la fórmula anterior:

$$I_t = 9,25 \times 82 \times 33,76^{-0,55} = 109,48 \text{ l/ sg x Ha}$$

Luego, para nuestros cálculos tomaremos:

Intensidad media de lluvia de 110 l/ sg x Ha

La superficie total del ámbito de actuación, corresponderá a:



SUPERFICIE EDIFICADA

CALLE	SUPERFICIE
C/ BALER	6.615,08 m ²
AVDA PIEDAD COLON DE CARVAJAL	3.982,70 m ²
C/ LEPANTO	10.597,06 m ²
C/ DOCTORA QUERALTO	745,06 m ²
SUP. TOTAL	21.939,90 m²

SUPERFICIE DE VIALES

CALLE	ANCHURA	LONGITUD	SUPERFICIE
C/ BALER	10 m.	160 m.	1.600 m ²
AVDA PIEDAD COLON	11m-13,50m-4,10m	520 m.	4.563,73 m ²
C/ DOCTORA QUERALTO	8,50 m.	43 m	365,50 m ²
C/ LEPANTO	7,50- 8,00 m.	224 m.	1.791,08 m ²
SUPERFICIE TOTAL = 8.320,31m²			

Pero debemos tener en cuenta, que por la distribución de las instalaciones ya existentes y el bombeo de las calles ya definidos, los sumideros en la mayoría de los casos se colocarán solamente de forma longitudinal, en el margen de las aceras, por lo que solamente contaremos con la mitad de las superficies así obtenidas.



CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

Teniendo en cuenta, la tipología edificatoria predominante en la zona es vivienda unifamiliar y considerando, según se puede observar en dicha zona que la ocupación es de un 80 %, es decir que el 80 % de la superficie de solar se encuentra edificada y el 20% restante constituyen la zona terriza.

Luego para el cálculo del coeficiente de escorrentía considerado para cada uso del suelo es el que se refleja a continuación:

■ Zona edificada = $0,40 \times 21.939,90 \text{ m}^2 = 8.775,96 \text{ m}^2$

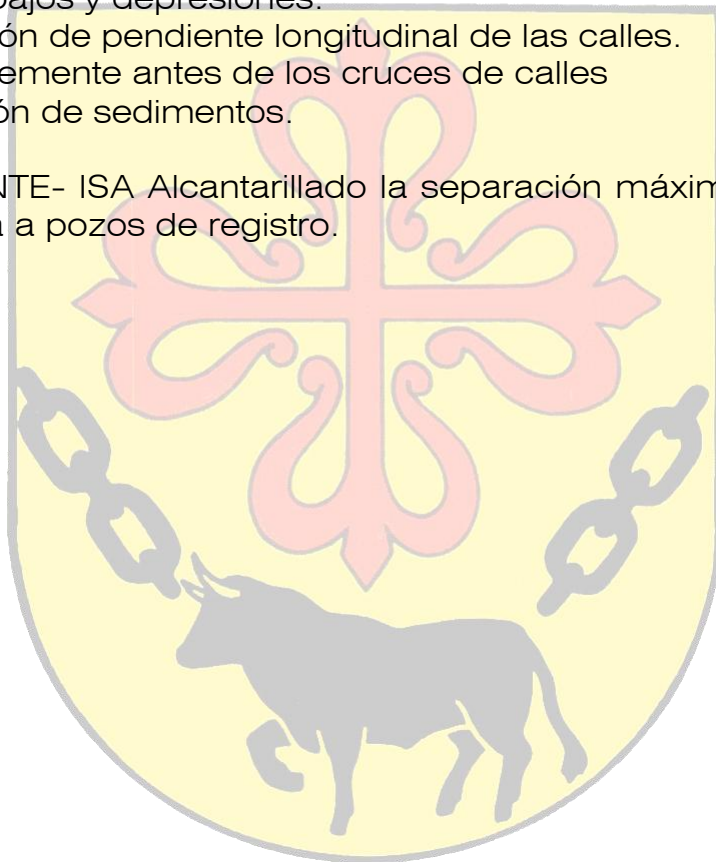
Por ello:

■ Zona edificada (vivienda unifamiliar).....	Ce = 0,40
■ Red Viaria.....	Ce = 0,90

Los sumideros o imbornales deben ubicarse en:

- Puntos bajos y depresiones.
- Reducción de pendiente longitudinal de las calles.
- Preferiblemente antes de los cruces de calles
- Captación de sedimentos.

Según NTE- ISA Alcantarillado la separación máxima será de 50 m. Acometerá a pozos de registro.





CÁLCULO DE CAUDALES DE ESCORRENTIA

La fórmula a emplear para el cálculo de caudal de aguas pluviales será:

$$Q_{plu} = C_e \times S \times I / K$$

Q_{plu} = Caudal de aguas pluviales (l/s)

C_e = Coeficiente de escorrentía. Del agua de lluvia que cae sobre la superficie de un terreno, una parte se evapora, otra discurre por la superficie (escorrentía) y otra penetra en el terreno (infiltración).

El coeficiente de escorrentía varía a lo largo del tiempo y es función de las características del terreno (naturaleza, vegetación, permeabilidad, inclinación, humedad inicial del suelo, ...) y de la zona (temperatura, intensidad y duración de la precipitación, humedad relativa, velocidad del viento, horas de soleamiento, dimensiones de la cuenca vertiente, ...).

El coeficiente de escorrentía crece con la Intensidad y con la duración de la precipitación. Para un período de retorno dado, el aumento de la duración de la precipitación implica una disminución de la Intensidad Media Máxima, por lo que es bastante complicado el estudio de la influencia de los factores intensidad y duración de la precipitación sobre el valor del coeficiente de escorrentía.

La naturaleza del suelo tiene una gran importancia en el coeficiente de escorrentía. Por ello es fundamental que su tipología se analice a la vista del planeamiento urbanístico vigente.

A mayor pendiente, mayor coeficiente de escorrentía. Para períodos de retorno elevados, el valor obtenido del coeficiente de escorrentía se suele incrementar en un 10% o en un 20% según e trate, respectivamente, de períodos de retorno iguales a 25 ó 50 años. Este incremento nunca provocará que el coeficiente de escorrentía supere el valor de la unidad.

Si diferenciamos las clases de terreno existente:

- Zonas Verdes, no existen en la zona de estudio.
- Zonas edificadas, la tipología urbanística predominante, es vivienda unifamiliar en hilera. Se toma un Coeficiente de escorrentía para viales, $C_e = 0,30$
(Para un período de retorno de 25 años)



S = Superficie, en Ha.

I = Intensidad de lluvia, I = 110 l/s x Ha. (anteriormente calculado)

K = Coeficiente, K = 0,3

Los caudales se irán calculando de los colectores de mayor orden a los de menor orden.

CALLE BALER (P12-P15)

$$Q_{plu} \text{ (viario)} = \frac{0,86 \times 0,160 \times 110}{0,3} = 50,45 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. Viario} = 1600 \text{ m}^2 = 0,160 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} \text{ (Edif.)} = \frac{0,30 \times 0,6615 \times 110}{0,3} = 72,76 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. (Edif.)} = 6.615,08 \text{ m}^2$$

$$Q_{plu} = Q_{plu} \text{ (viario)} + Q_{plu} \text{ (Edif.)} = 50,45 + 72,76 \text{ l/sg};$$

$$\begin{aligned} Q_{plu} &= 123,21 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} \\ Q_{plu} &= 123,21 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} / 2 = 61,61 \text{ l/s} \end{aligned}$$

AVDA PIEDAD COLON (P5-P12)

$$Q_{plu} \text{ (viario)} = \frac{0,86 \times 0,4563 \times 110}{0,3} = 143,88 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. Viario} = 4.563,73 \text{ m}^2 = 0,4563 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} \text{ (Edif.)} = \frac{0,30 \times 0,3982 \times 110}{0,3} = 43,80 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. (Edif.)} = 3.982,70 \text{ m}^2 = 0,3982 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} = Q_{plu} \text{ (viario)} + Q_{plu} \text{ (Edif.)} = 143,88 + 43,80 \text{ l/sg};$$

$$\begin{aligned} Q_{plu} &= 178,68 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} \\ Q_{plu} &= 178,68 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} / 2 = 93,84 \text{ l/s} \end{aligned}$$



CL DOCTORA QUERALTO (P4-P5)

$$Q_{plu} \text{ (viario)} = \frac{0,86 \times 0,0365 \times 110}{0,3} = 11,51 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. Viario} = 365,50 \text{ m}^2 = 0,0365 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} \text{ (Edif.)} = \frac{0,30 \times 0,0745 \times 110}{0,3} = 8,19 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. (Edif.)} = 745,06 \text{ m}^2 = 0,0745$$

$$Q_{plu} = Q_{plu} \text{ (viario)} + Q_{plu} \text{ (Edif.)} = 11,51 + 8,19 \text{ l/sg};$$

$$Q_{plu} = 19,70 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial}$$

$$Q_{plu} = 19,70 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} / 2 = 9,85 \text{ l/s}$$

CL LEPANTO (P0-P4)

$$Q_{plu} \text{ (viario)} = \frac{0,86 \times 0,179 \times 110}{0,3} = 56,44 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. Viario} = 1.791,08 \text{ m}^2 = 0,1791 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} \text{ (Edif.)} = \frac{0,30 \times 1,0597 \times 110}{0,3} = 116,57 \text{ l/sg}$$

$$\text{Sup. (Edif.)} = 10.597,06 \text{ m}^2 = 1,0597 \text{ Ha}$$

$$Q_{plu} = Q_{plu} \text{ (viario)} + Q_{plu} \text{ (Edif.)} = 56,44 + 116,57 \text{ l/sg};$$

$$Q_{plu} = 173,01 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial}$$

$$Q_{plu} = 173,01 \text{ l/ sg} + Q \text{ manantial} / 2 = 86,50 \text{ l/s}$$

TRAMOS	Longitud	J (m/m)	Qplu (l/sg) circulante	Qplu (l/sg) acumulado
CL BALER	140 m.	0,010	61,61	61,61
AVDA PIEDAD COLON	520 m.	0,016	93,84	155,45
CL DOCTORA QUERALTO	43 m.	0,013	9,85	165,30
CL LEPANTO (Salida aliviadero)	224 m.	0,015	86,50	251,80



DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE SANEAMIENTO

FORMULA DE CÁLCULO

DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE SANEAMIENTO UNITARIA: AGUAS PLUVIALES.

Para el cálculo hidráulico de las conducciones de saneamiento se utilizará la Fórmula de Manning:

$$Q = 0,31 / n \times D^{8/3} \times \sqrt{j}$$

Dónde:

$$Q_{\text{cálculo}} = Q_{\text{plu}} \text{ (m}^3\text{/sg)}$$

Q = Caudal de cálculo.

D = Diámetro de cálculo.

Para los cálculos hidráulicos debe hacerse referencia al diámetro interno real de los colectores. **Diámetro mínimo en la red de saneamiento, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de saneamiento de poblaciones:** "El diámetro nominal de los tubos de la red de saneamiento no será inferior a trescientos milímetros. Para usos complementarios (acometidas, etc...) se podrán utilizar tubos de diámetros menores de trescientos milímetros siempre que estén incluidos en las tablas de clasificación correspondientes a los distintos materiales."

N = Coeficiente de rugosidad de Manning, es estimado a partir de mediciones de laboratorio y de campo a través de un tubo de gravedad, depende en general del tipo de material empleado en las conducciones (su rugosidad interna). Normalmente se proporcionan los valores del coeficiente de manning para condiciones de flujo a tubo lleno. En nuestro caso, el material empleado es de POLIPROPILENO, luego, **n= 0,010.** (No deberá ser menor 0,010 para flujos de gravedad para efluentes relativamente limpios, bajo condiciones de pendiente constante)

J = Pendiente del colector. (Siempre que el cálculo lo permita, la pendiente del colector se adaptará a la del terreno o calle).

Conocido el diámetro de cálculo, y según la clasificación de los tubos de hormigón armado en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento reflejada en el Pliego de Condiciones, obtenemos el **diámetro comercial** de la conducción, que



nos permite calcular **el caudal a sección llena** de la conducción (**Qsllena**), mediante:

$$Q_{sllena} = 0,31 / n \times D_{com}^{8/3} \times \sqrt{j}$$

Como: **Q = V x S**

Obtengo así la **velocidad a sección llena (Vsllena)** de la conducción.

Las velocidades mínimas y máximas admitidas son:

- **Velocidad mínima = 0,5 m/sg**
- **Velocidad máxima = 6 m/sg**

Para determinar las relaciones entre velocidades, caudales, alturas de llenado en conducciones circulares a sección parcialmente llena, **Thormann y Franke** establecieron las relaciones que integran además la influencia del aire ocluido en la parte superior de las tuberías en estas condiciones de funcionamiento.





PROYECTO DE RED DE PLUVIALES del CASCO URBANO de BOROX (TOLEDO)
AÑO 2013
ANEJOS A LA MEMORIA

h/D	Vp/VII	Qp/QII
0,000	0,00	0,000
0,023	0,17	0,001
0,032	0,21	0,002
0,038	0,24	0,003
0,044	0,26	0,004
0,049	0,28	0,005
0,053	0,29	0,006
0,057	0,30	0,007
0,061	0,32	0,008
0,065	0,33	0,009
0,068	0,34	0,010
0,071	0,35	0,011
0,074	0,36	0,012
0,077	0,36	0,013
0,080	0,37	0,014
0,083	0,38	0,015
0,086	0,39	0,016
0,088	0,39	0,017
0,091	0,40	0,018
0,093	0,41	0,019
0,095	0,41	0,020
0,098	0,42	0,021
0,100	0,42	0,022
0,102	0,43	0,023
0,104	0,43	0,024
0,106	0,44	0,025
0,108	0,44	0,026
0,110	0,45	0,027
0,112	0,45	0,028
0,114	0,46	0,029
0,116	0,46	0,030
0,118	0,47	0,031
0,120	0,47	0,032
0,122	0,48	0,033
0,123	0,48	0,034
0,125	0,48	0,035
0,127	0,49	0,036
0,129	0,49	0,037
0,130	0,50	0,038
0,132	0,50	0,039
0,134	0,51	0,040
0,135	0,51	0,041
0,137	0,51	0,042
0,138	0,51	0,043
0,140	0,52	0,044
0,141	0,52	0,045
0,143	0,52	0,046
0,145	0,53	0,047
0,146	0,53	0,048
0,148	0,53	0,049
0,149	0,54	0,050
0,151	0,54	0,051
0,152	0,54	0,052
0,153	0,55	0,053
0,155	0,55	0,054
0,156	0,55	0,055

h/D	Vp/VII	Qp/QII
0,158	0,55	0,056
0,159	0,56	0,057
0,160	0,56	0,058
0,162	0,56	0,059
0,163	0,57	0,060
0,164	0,57	0,061
0,166	0,57	0,062
0,167	0,57	0,063
0,168	0,58	0,064
0,170	0,58	0,065
0,171	0,58	0,066
0,172	0,58	0,067
0,174	0,59	0,068
0,175	0,59	0,069
0,176	0,59	0,070
0,177	0,59	0,071
0,179	0,59	0,072
0,180	0,60	0,073
0,181	0,60	0,074
0,182	0,60	0,075
0,183	0,60	0,076
0,185	0,61	0,077
0,186	0,61	0,078
0,187	0,61	0,079
0,188	0,61	0,080
0,189	0,62	0,081
0,191	0,62	0,082
0,192	0,62	0,083
0,193	0,62	0,084
0,194	0,62	0,085
0,195	0,63	0,086
0,196	0,63	0,087
0,197	0,63	0,088
0,199	0,63	0,089
0,200	0,63	0,090
0,201	0,64	0,091
0,202	0,64	0,092
0,203	0,64	0,093
0,204	0,64	0,094
0,205	0,64	0,095
0,206	0,65	0,096
0,207	0,65	0,097
0,208	0,65	0,098
0,210	0,65	0,099
0,211	0,65	0,100
0,216	0,66	0,105
0,221	0,67	0,110
0,226	0,68	0,115
0,231	0,69	0,120
0,236	0,69	0,125
0,241	0,70	0,130
0,245	0,71	0,135
0,250	0,72	0,140
0,254	0,72	0,145
0,259	0,73	0,150
0,263	0,74	0,155

h/D	Vp/VII	Qp/QII
0,268	0,74	0,160
0,272	0,75	0,165
0,276	0,76	0,170
0,281	0,76	0,175
0,285	0,77	0,180
0,289	0,77	0,185
0,293	0,78	0,190
0,297	0,78	0,195
0,301	0,79	0,200
0,309	0,80	0,210
0,316	0,81	0,220
0,324	0,82	0,230
0,331	0,83	0,240
0,339	0,84	0,250
0,346	0,85	0,260
0,353	0,86	0,270
0,360	0,86	0,280
0,367	0,87	0,290
0,374	0,88	0,300
0,381	0,89	0,310
0,387	0,89	0,320
0,394	0,90	0,330
0,401	0,91	0,340
0,407	0,92	0,350
0,414	0,92	0,360
0,420	0,93	0,370
0,426	0,93	0,380
0,433	0,94	0,390
0,439	0,95	0,400
0,445	0,95	0,410
0,451	0,96	0,420
0,458	0,96	0,430
0,464	0,97	0,440
0,470	0,97	0,450
0,476	0,98	0,460
0,482	0,99	0,470
0,488	0,99	0,480
0,494	1,00	0,490
0,500	1,00	0,500
0,506	1,00	0,510
0,512	1,01	0,520
0,519	1,01	0,530
0,525	1,02	0,540
0,531	1,02	0,550
0,537	1,02	0,560
0,543	1,03	0,570
0,550	1,03	0,580
0,556	1,03	0,590
0,562	1,04	0,600
0,568	1,04	0,610
0,576	1,04	0,620
0,581	1,05	0,630
0,587	1,05	0,640
0,594	1,05	0,650
0,600	1,05	0,660
0,607	1,06	0,670

h/D	Vp/VII	Qp/QII
0,613	1,06	0,680
0,620	1,06	0,690
0,626	1,06	0,700
0,633	1,06	0,710
0,640	1,07	0,720
0,646	1,07	0,730
0,653	1,07	0,740
0,660	1,07	0,750
0,667	1,07	0,760
0,675	1,07	0,770
0,682	1,07	0,780
0,689	1,07	0,790
0,697	1,07	0,800
0,701	1,08	0,805
0,705	1,08	0,810
0,709	1,08	0,815
0,713	1,08	0,820
0,717	1,08	0,825
0,721	1,08	0,830
0,725	1,08	0,835
0,729	1,07	0,840
0,734	1,07	0,845
0,738	1,07	0,850
0,742	1,07	0,855
0,747	1,07	0,860
0,751	1,07	0,865
0,756	1,07	0,870
0,761	1,07	0,875
0,766	1,07	0,880
0,770	1,07	0,885
0,775	1,07	0,890
0,781	1,07	0,895
0,786	1,07	0,900
0,791	1,07	0,905
0,797	1,07	0,910
0,802	1,06	0,915
0,808	1,06	0,920
0,814	1,06	0,925
0,821	1,06	0,930
0,827	1,06	0,935
0,834	1,05	0,940
0,841	1,05	0,945
0,849	1,05	0,950
0,856	1,05	0,955
0,865	1,04	0,960
0,874	1,04	0,965
0,883	1,04	0,970
0,894	1,03	0,975
0,905	1,03	0,980
0,919	1,02	0,985
0,935	1,02	0,990
0,955	1,01	0,995
1,000	1,00	1,000



CALLE BALER (P12-P15)

$$Q_{plu} = 123,21 \text{ l/sg} + Q_{\text{manantial}} / 2 = 61,61 \text{ l/s}$$

El dimensionado de las redes se realiza con una relación de llenado, $h/D = 0,80$

Para esta relación de llenado, a través de las tablas de Thorman-Franke se obtiene una relación de caudales:

$$Q_p / Q_{ii} = 0,929 \quad \text{----} \quad Q_{ii} = 61,61 \text{ l/s} / 0,929 = 66,32 \text{ l/s}$$

Por aplicación de la fórmula de Manning, para secciones llenas, obtenemos el siguiente valor para el diámetro interior del tubo:

$D_{\text{int}} = 0,253 \text{ m}$; luego el diámetro comercial necesario que utilizaríamos:

$$\mathbf{D_{\text{com.}} = 315 \text{ mm}}$$

El diámetro interior elegido es mayor del requerido, por lo que el caudal a transportar a sección llena será mayor que el calculado.

AVDA PIEDAD COLON (P5-P12)

$$Q_{plu} = Q_{\text{cálculo}} = 155,45 \text{ l/sg}$$

El dimensionado de las redes se realiza con una relación de llenado, $h/D = 0,80$

Para esta relación de llenado, a través de las tablas de Thorman-Franke se obtiene una relación de caudales:

$$Q_p / Q_{ii} = 0,929 \quad \text{----} \quad Q_{ii} = 155,45 \text{ l/s} / 0,929 = 167,33 \text{ l/s}$$

Por aplicación de la fórmula de Manning, para secciones llenas, obtenemos el siguiente valor para el diámetro interior del tubo:

$D_{\text{int}} = 0,328 \text{ m}$; luego el diámetro comercial **MÍNIMO** necesario que utilizaríamos: $\mathbf{D_{\text{com.}} = 400 \text{ mm}}$

El diámetro interior elegido es mayor del requerido, por lo que el caudal a transportar a sección llena será mayor que el calculado.



CL DOCTORA QUERALTO (P4-P5)

$$Q_{plu} = Q_{cálculo} = 165,30 \text{ l/ sg}$$

El dimensionado de las redes se realiza con una relación de llenado, $h/D = 0,80$

Para esta relación de llenado, a través de las tablas de Thorman-Franke se obtiene una relación de caudales:

$$Q_p / Q_{ii} = 0,929 \text{ ---- } Q_{ii} = 165,30 \text{ l/s} / 0,929 = 177,94 \text{ l/s}$$

Por aplicación de la fórmula de Manning, para secciones llenas, obtenemos el siguiente valor para el diámetro interior del tubo:

$D_{int} = 0,349 \text{ m}$; luego el diámetro comercial necesario que utilizaríamos:

$$\mathbf{D_{com.} = 400 \text{ mm}}$$

El diámetro interior elegido es mayor del requerido, por lo que el caudal a transportar a sección llena será mayor que el calculado.

Seguimos, con $D = 400 \text{ mm}$, hasta Punto de conexión con la fase II (Avda Domingo López Ortega – Cl. Lepanto), a partir del cual se procederá a la ejecución de nuevo aliviadero, continuaremos con diámetro igual a 400 mm hasta conexión con aliviadero existente, dónde parte el reciente colector de pluviales.

Hemos calculado la fase I, la de mayor recorrido y mayor caudal, por ello el resto de fases, queda garantizado el diámetro asignado.



CONCLUSION.

Cabe decir que lo redactado en este documento tiene carácter contractual. Con los datos expuestos y los planos adjuntos, considera el técnico que suscribe que las características de las obras proyectadas se encuentran totalmente detalladas para ser ejecutadas.

Y para que así conste firmo la presente, en Borox, Mayo de 2.013.

LA PROPIEDAD

**INGENIERO TECNICO DE
DE OBRAS PÚBLICAS**

**EXCMO. AYUNTAMIENTO
DE BOROX**

FDO.:
ANA BELEN JIMÉNEZ LEYENDA.
Col. Núm.: 17.638



