



## Firmas del Documento

--

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------

Firma
-------



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS.  
ANDALUCIA

Expediente

Fecha

**33543**

SEVILLA  
12/09/2012

**V I S A D O**

## **ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES EN EL SUS-68-ES Y SUS-69-ES**

Promotor: JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES Y  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES

Situación: EL EJIDO (Almería)

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos: Gustavo Valdivia Fernández

**Fecha: Septiembre de 2.012**

<b>I. ESTUDIO HIDROLÓGICO</b>	<b>2</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>3</b>
<b>2. METODOLOGÍA APLICADA</b>	<b>3</b>
3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA	4
3.2. ESTIMACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS	5
3.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	10
3.4. INTENSIDAD DE CÁLCULO	10
3.5. ESCORRENTÍA	13
3.6. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE AVENIDA	18
<b>II. ESTUDIO HIDRÁULICO</b>	<b>19</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>20</b>
<b>2. CÁLCULOS SEGÚN LA FÓRMULA DE MANNING</b>	<b>20</b>
<b>3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS</b>	<b>22</b>
DRENAJE TRANSVERSAL AUTOVÍA	22
DRENAJE SUPERFICIAL VÍA DE SERVICIO	29
DRENAJE SUBTERRÁNEO MEDIANTE MARCO DE HORMIGÓN ARMADO	30
<b>4. CONCLUSIONES</b>	<b>32</b>
<b>III. ANEXO FOTOGRÁFICO</b>	<b>33</b>
<b>IV. PLANOS</b>	<b>39</b>



# ESTUDIO HIDROLÓGICO

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	



## 1. INTRODUCCIÓN

El presente Estudio Hidrológico se redacta para la obtención del caudal máximo de avenida en el entorno de los sectores SUS-68-ES y SUS-69-ES del Plan General de Ordenación Urbana de El Ejido (Almería). Para ello se determina la cuenca que vierte sus aguas pluviales a dichos sectores. Posteriormente se dimensionan las distintas obras de drenaje.

Actualmente, en los sectores ya urbanizados que hay en las proximidades del SUS-68-ES y SUS-69-ES, existe una red de pluviales. En los sectores urbanizables también se tiene que ampliar dicha red, tal y como exige el PGOU de El Ejido. Sin embargo, en la realización del presente estudio no se tiene en cuenta su existencia, para estar del lado de la seguridad (de esta manera da igual si la red de pluviales funciona correctamente o no).

Los procedimientos utilizados para el cálculo del caudal de avenida requieren el conocimiento del régimen de lluvias máximas en la zona y una caracterización del territorio atravesado para determinar las funciones de pérdidas de agua en la cuenca y para el tiempo de concentración.

Para la elaboración del presente estudio se ha seguido la metodología de previsión de avenidas aplicable a las obras de ingeniería civil. En primer lugar se desarrolla el estudio hidrológico que pretende estimar los caudales de avenida que se producen para un período de retorno determinado en una cuenca dada. Posteriormente se estudia el comportamiento del drenaje en el tramo objeto del estudio.

## 2. METODOLOGÍA APLICADA

Para la estimación del caudal máximo de avenida se empleará el método hidrometeorológico desarrollado por la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial, de la Dirección General de Carreteras.

En dicho método es preciso definir la cuenca y caracterizar el uso del suelo que hay en la cuenca que nos va a permitir estimar la escorrentía previsible.

Para todo ello se ha considerado también el Plan General de Ordenación Urbana de El Ejido (Almería), y la monografía Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular, publicado por el Ministerio de Fomento en 1.999.

### 3. MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA

La definición de la cuenca hidrográfica que afecta a este estudio, se representa gráficamente en el Plano N° 2.

Las características físicas de la cuenca son las siguientes:

- Superficie:  $1.055.020 \text{ m}^2 = 105,50 \text{ Has} = 1,055 \text{ km}^2$
- Longitud cauce:  $2.567 \text{ m} = 2,567 \text{ km}$
- Cota superior: 143 m
- Cota inferior: 73 m
- Pendiente media: 2,73 %

La cuenca se puede dividir en dos subcuencas, puesto que tiene dos zonas bien diferenciadas:

Una subcuenca en suelo no urbanizable, que es la cabecera de la cuenca y ocupa aproximadamente un 20% de la superficie de la misma. Los terrenos de la misma están ocupados tanto por suelos rústicos como por cultivos bajo plástico. Para quedarnos del lado de la seguridad, se supone que el terreno está formado por rocas impermeables.

Una subcuenca urbana, compuesta por suelo urbano y urbanizable, que ocupa el 80% restante. Suponemos que toda la subcuenca está urbanizada, por lo que consideramos un terreno formado por pavimentos bituminosos.

Subcuenca	Área (Has.)	Longitud cauce (m)	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	Pendiente (%)	Suelo
(1) No urbanizable	22,22	595	143	121	3,70	Rocas impermeables
(2) Urbana	83,28	1.972	121	73	2,43	Pavimentos bituminosos

### 3.2. ESTIMACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS

La precipitación máxima diaria es una variable que depende del período de retorno considerado, por lo que es una variable estadística. En este caso, el objetivo es la obtención del nivel que alcanzarían las aguas en la cuenca para las máximas avenidas, para lo cual se toma un período de retorno de 100 años. También se estima el caudal correspondiente a los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años.

La estimación de la precipitación máxima diaria se hace aplicando un modelo estadístico a las precipitaciones diarias observadas en la cuenca en un período histórico, destacando entre ellos el método de Gumbel o el de SQRT-ET max.

Dada la inexistencia de datos de series de precipitaciones máximas en estaciones cercanas a la cuenca estudiada, se analiza la precipitación máxima mediante el método desarrollado por la Dirección General de Carreteras. Éste es un método regional que trata de reducir la varianza de los parámetros estimados con una única muestra, empleando la información de estaciones con similar comportamiento.

En dicho método se asume la existencia de una región homogénea respecto a ciertas características estadísticas, lo que permite aprovechar el conjunto de información disponible en dicha región. Se han agrupado las 1.545 estaciones básicas con 30 o más años de registro en 26 regiones geográficas, donde la variable Y resultante de dividir en cada estación los valores máximos de precipitación entre su media siguen idéntica distribución de frecuencia.

El modelo estadístico aplicado ha sido el SQRT-ET max, el cual proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel y demuestra una buena capacidad para reproducir las propiedades estadísticas observadas en los datos. Dicho modelo viene definido por la siguiente expresión:

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, SEVILLA ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
33543	SEVILLA 12/09/2012
$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha \cdot x})e^{-\sqrt{\alpha \cdot x}}}$	
VISADO	

El resultado de dicho estudio es la edición de un Sistema de Información Geográfico, que para la zona de estudio de este proyecto se expresa en la Figura 1.

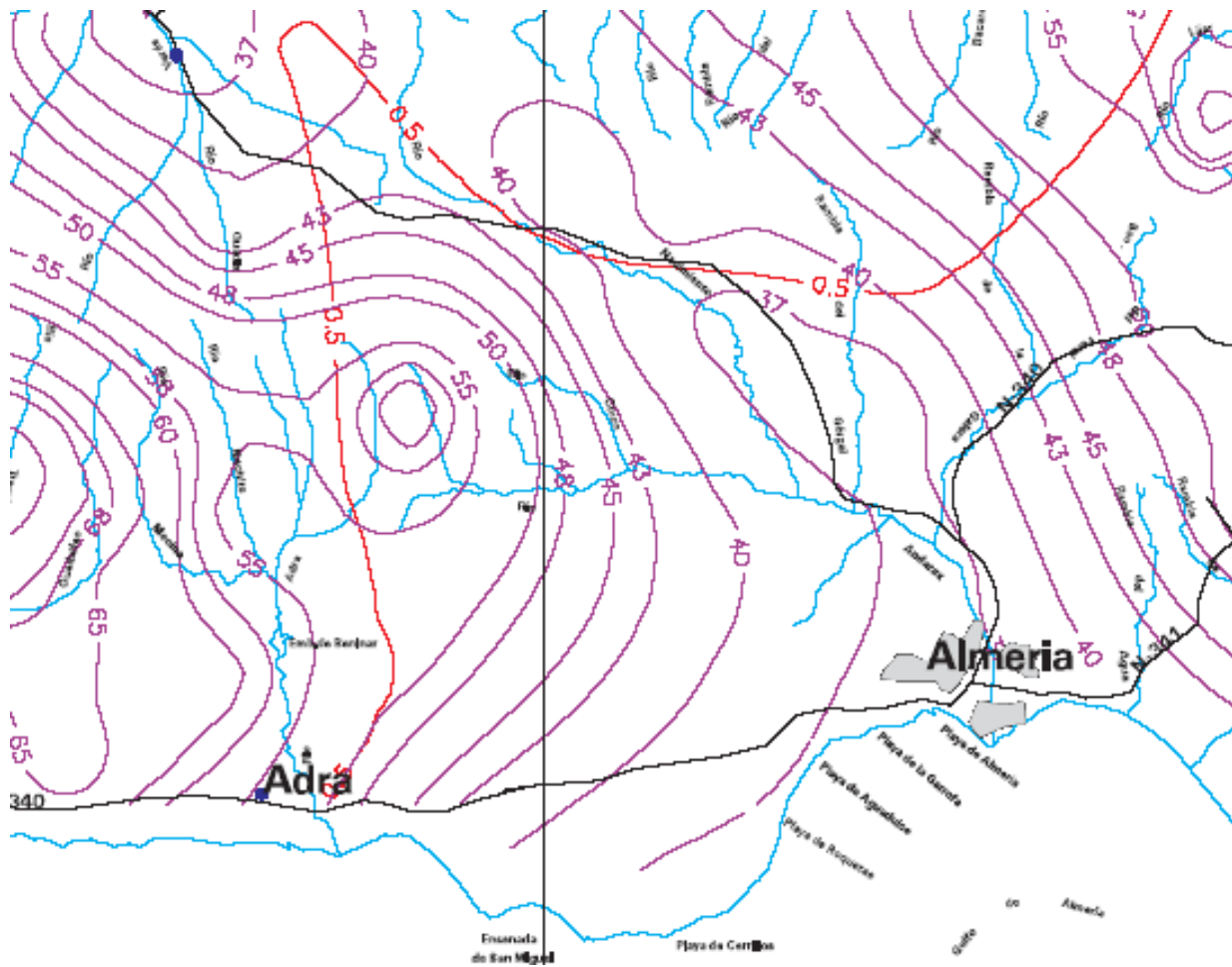




Figura 1: Mapa de cálculo máximas precipitaciones

En el mapa se representan tanto las isolíneas del Coeficiente de Variación  $C_v$  como las del Valor Medio de la Máxima Precipitación Diaria  $\bar{P}$ .

Localizando en el mapa la cuenca en estudio, se estima mediante las isolíneas representadas el Coeficiente de Variación  $C_v$  y el Valor Medio  $\bar{P}$  de la Máxima Precipitación Diaria. Para el Período de Retorno  $T$  y el valor de  $C_v$ , se obtiene el Factor de Amplificación  $K_T$  mediante el uso de la Tabla 1.

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCÍA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>VISADO</b>	

C <sub>v</sub>	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
**Tabla1: Valores del Factor de Amplificación K<sub>T</sub>**  
 ANDALUCIA

Expediente: 33543      Fecha: SEVILLA 1/09/2011

V I S A D O

$P_d = K_T \cdot \bar{P}$

Para obtener el valor de la Precipitación Diaria para un Período de Retorno T, se multiplica el Factor de Amplificación por el Valor Medio de la Máxima Precipitación Diaria:

Para facilitar el cálculo, el Ministerio de Fomento ha editado la aplicación informática MAXPLU en la cual se introducen como datos las coordenadas geográficas de la cuenca o las coordenadas UTM referidas a los husos 29, 30 ó 31 y se obtiene, para cada Período de Retorno, el valor de la Precipitación Diaria Máxima previsible en mm/día.

Para la cuenca en estudio se obtienen los siguientes resultados:

	PERÍODO DE RETORNO (Años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
<b><math>P_{med}</math> (mm/día)</b>	41	41	41	41	41	41	41	41
<b><math>C_v</math></b>	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
<b><math>P_t</math> (mm/día)</b>	<b>36</b>	<b>53</b>	<b>66</b>	<b>84</b>	<b>98</b>	<b>114</b>	<b>130</b>	<b>153</b>

$P_{med} = \bar{P}$  = Valor medio de la máxima precipitación diaria anual.

$C_v$  = Coeficiente de Variación.

$P_t = P_d$  = Precipitación diaria máxima correspondiente a diferentes períodos de retorno.

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	

De la Figura 1 y de la Tabla 1, se obtienen:

	PERÍODO DE RETORNO (Años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
$\bar{P}$ (mm/día)	41	41	41	41	41	41	41	41
$C_v$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$Y_t$	0,885	1,297	1,610	2,052	2,403	2,785	3,189	3,738
$X_t$ (mm/día)	<b>36,29</b>	<b>53,18</b>	<b>66,01</b>	<b>84,13</b>	<b>98,52</b>	<b>114,19</b>	<b>130,75</b>	<b>153,26</b>

$$X_t = Y_t \cdot \bar{P} = P_t$$

$$Y_t = K_t$$

Por tanto, la precipitación diaria máxima para los diferentes períodos de retorno queda de la siguiente manera:

	PERÍODO DE RETORNO (Años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
$P_d$ (mm/día)	<b>36,29</b>	<b>53,18</b>	<b>66,01</b>	<b>84,13</b>	<b>98,52</b>	<b>114,19</b>	<b>130,75</b>	<b>153,26</b>

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
V I S A D O	

### 3.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

En el presente apartado se estima el Tiempo de Concentración de la cuenca, siguiendo la fórmula de la Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial:

$$T_c = 0,30 \cdot \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Siendo:

- $T_c$ : Tiempo de Concentración, en horas.
- $L$ : Longitud del cauce principal, en Km.
- $J$ : Pendiente media del cauce principal, en m/m.

El tiempo de concentración de toda la cuenca será la suma de cada uno de los tiempos de concentración de cada subcuenca.

$$T_{c1} = 0,378 \text{ horas}$$

$$T_{c2} = 1,019 \text{ horas}$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2}$$

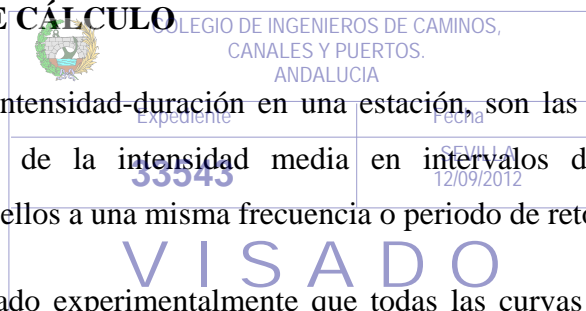
En consecuencia, el valor del tiempo de concentración es de:

$$\mathbf{T_c = 1,397 \text{ horas.}}$$

### 3.4. INTENSIDAD DE CÁLCULO

Las curvas de intensidad-duración en una estación, son las que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno.

Se ha comprobado experimentalmente que todas las curvas de una misma estación, correspondiente a los diferentes  $T_i$ , son afines, es decir, sólo se diferencian en la escala de  $I$  y, por tanto, se pueden reducir a una ley única adimensional si los valores de cada curva se expresan en porcentaje del correspondiente a una duración dada, que se ha elegido como referencia.





Esta ley, debido a su carácter adimensional, es independiente de los valores absolutos de la lluvia, lo cual no solo permite su aplicación a cualquier periodo de retorno, sino que también facilita su extrapolación a otros lugares donde no es posible obtenerla directamente por carácter de pluviógrafo.

Pensando en esta extrapolación, conviene elegir como valor de referencia el relativo a lluvia diaria  $I_d = P_d/24$ , puesto que éste es el más fácilmente conocible en la generalidad de los casos. La ley adimensional adopta así la forma:

$$\frac{I_d}{P_d} = \varphi(D)$$


Esta ley es característica en cada estación, y función de la distribución temporal de sus aguaceros tipo. Variará por tanto de unos puntos a otros, y tanto más cuanto mayores sean las diferencias climáticas.

Las curvas adimensionales son susceptibles de expresarse, con suficiente aproximación, por medio de una ley general con un parámetro indeterminado K, variable de unos lugares a otros, es decir,  $I/I_d = \varphi(D, K)$  que en ejes (I/I<sub>d</sub>, D) se traduce en una familia de curvas.

Para caracterizar las diversas curvas, se elige el parámetro  $K = I_1/I_d$ , siendo I<sub>1</sub> la intensidad horaria correspondiente.

Témez propone como expresión universal de cualquier curva Intensidad-Duración:

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

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANALUCCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012

Siendo:

- I<sub>1</sub>: La intensidad media de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración, en mm/h.
- I<sub>d</sub>: La intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno considerado, en mm/h. Es igual a P<sub>d</sub>/24.

- $P_d$ : La precipitación total diaria, correspondiente a dicho periodo de retorno, en mm.
- $I_1$ : La intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno, en mm/h.
- $t$ : Duración del intervalo al que se refiere  $I$ , que se tomará igual al tiempo de concentración, en horas.

Témez ha calculado el valor del parámetro  $I_1/I_d$ , correspondiente a las leyes Intensidad-Duración en diversas estaciones pluviográficas y con estos resultados ha obtenido las isolíneas de la figura siguiente:



Figura 2: Mapa de Isolíneas  $I_1/I_d$

Como puede observarse, en este caso  $I_1/I_d = 10,2$ .

Por lo tanto, para una duración  $t$  igual al tiempo de concentración  $T_c$ , tendremos:

$$I_t = I_d \cdot 10,2^{\left(\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}\right)} = I_d \cdot 10,2^{\left(\frac{28^{0,1} - 1,397^{0,1}}{28^{0,1} - 1}\right)}$$

Luego:

PERÍODO DE RETORNO (Años)								
	2	5	10	25	50	100	200	500
$I_t$ (mm/h)	12,61	18,55	22,97	29,32	34,33	39,76	45,53	53,30

### 3.5. ESCORRENTÍA

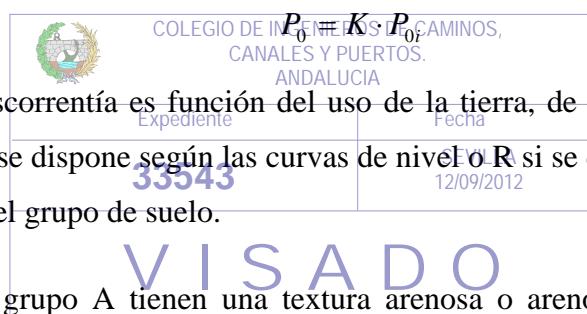
Parte de las precipitaciones atmosféricas se infiltran en el terreno, denominándose escorrentía a la parte del agua de lluvia que discurre por el terreno.

El coeficiente de escorrentía depende de las características geológico-geotécnicas del terreno, del uso que tiene el suelo y del tiempo transcurrido desde la precipitación anterior.

#### 3.5.1. UMBRAL DE ESCORRENTÍA

De acuerdo con la Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial, el umbral de escorrentía  $P_0$  se determina según los valores indicados en la Tabla 2, multiplicando los valores en ella contenidos por el coeficiente corrector  $K$  dado por la Figura 4:

El umbral de escorrentía es función del uso de la tierra, de la pendiente, del tipo de cultivo (N si el cultivo se dispone según las curvas de nivel o R si se dispone según la línea de máxima pendiente) y del grupo de suelo.



Los suelos del grupo A tienen una textura arenosa o areno-limosa con un drenaje perfecto. Los suelos del grupo B tienen una textura franco-arenosa, franco-arcillosa o franco limosa con un drenaje bueno a moderado. Los del grupo C son franco-arcillosos o arcillo-arenosos con drenaje imperfecto. Los del grupo D son suelos arcillosos con drenaje pobre o muy pobre, o con nivel freático alto.

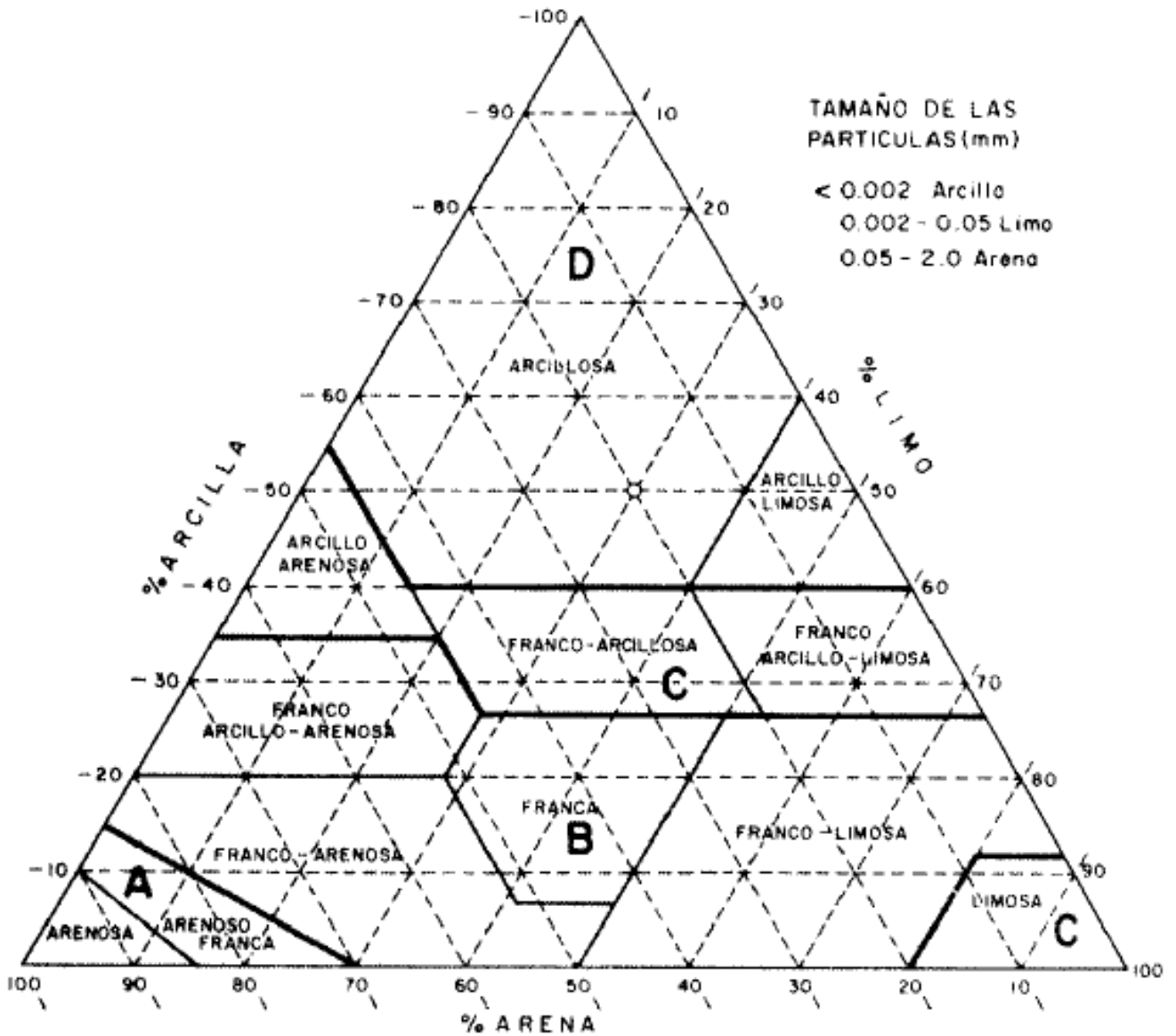


Figura 3: Diagrama triangular para determinación de la textura

 <p>COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCÍA</p>	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<h1>VISADO</h1>	

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Tipo de cultivo	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
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
		Buena	-	-	22	14
		Muy buena	-	-	25	16
Plantaciones regulares de 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
		Esposa	-	47	31	23
		Muy espesa	-	65	43	33

Tipo de terreno	Expediente	Pendiente (%)	Fecha	Umbral de escorrentía (mm)
Rocas permeables	33543	≥3	SEVILLA 12/09/2012	3
		<3		5
Rocas impermeables	VISADO	≥3		2
		<3		4
Firmes granulares sin pavimento				2
Adoquinados				1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón				1

Tabla 2: Estimación inicial del umbral de escorrentía  $P_{0i}$  (mm)




Figura 4: Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía  $K$

En la subcuenca 1, la superficie es de roca impermeable y la pendiente es mayor del 3%, con lo que  $P_{01} = 2 \text{ mm}$ .

En la subcuenca 2, la superficie es de pavimento bituminoso, con lo que  $P_{02} = 1 \text{ mm}$ .

En ambos casos  $K = 3$ .

Con esto se obtienen los siguientes valores del umbral de escorrentía:

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS ANDALUCÍA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
VISADO	

$P_{01} = 6 \text{ mm}$

$P_{02} = 3 \text{ mm}$

3.5.2. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía C define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria  $P_d$  correspondiente al período de retorno y al umbral de escorrentía  $P_0$  a partir del cual se inicia ésta.

Si la razón  $P_d/P_0$  es inferior a la unidad, el coeficiente C podrá considerarse como nulo. En caso contrario, el valor de C podrá obtenerse de la fórmula:

$$C_i = \frac{\left(\frac{P_d}{P_0} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_d}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d}{P_0} + 11\right)^2} = \frac{(P_d - P_0) \cdot (P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2}$$

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A}$$

$A_1 = 22,22$  Has       $A_2 = 83,28$  Has       $A = 105,50$  Has

En este caso, el coeficiente de escorrentía resultante para cada período de retorno es:

PERÍODO DE RETORNO (Años)								
	2	5	10	25	50	100	200	500
$C_1$	0,505	0,635	0,703	0,770	0,808	0,840	0,866	0,892
$C_2$	0,730	0,826	0,868	0,906	0,925	0,940	0,952	0,962
<b>C</b>	<b>0,683</b>	<b>0,786</b>	<b>0,833</b>	<b>0,877</b>	<b>0,900</b>	<b>0,919</b>	<b>0,934</b>	<b>0,947</b>

V I S A D O

### 3.6. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE AVENIDA

Finalmente se calculan los caudales máximos de avenidas para los diferentes períodos de retorno, empleando el método hidrometeorológico desarrollado por la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial.

El caudal se obtiene de la fórmula:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I_t}{K}$$

siendo:

- Q: Caudal para el período de retorno considerado.
- C: Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca.
- A: Superficie de la cuenca. (En este caso: A = 105,50 Has).
- I<sub>t</sub>: Intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
- K: Coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A. (En este caso: K = 300). Este coeficiente incluye un aumento del 20% en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

Luego:

		PERÍODO DE RETORNO (Años)							
		2	5	10	25	50	100	200	500
Q (m <sup>3</sup> /s)		3,029	5,127	6,729	9,043	10,865	12,850	14,955	17,750

**GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ**  
**INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**



# ESTUDIO HIDRÁULICO

	
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	

## 1. INTRODUCCIÓN

Una vez obtenidos los caudales de avenida de la cuenca, se tomará el caudal para el período de retorno correspondiente como dato de partida para el diseño de los distintos elementos de drenaje.

En primer lugar, el agua que llega a los sectores SUS-68-ES y SUS-69-ES discurrirá en superficie por los viales hasta la vía de servicio de la Autovía A-7, por donde también discurrirá en superficie hasta llegar al punto de menor cota donde, al no tener salida, se construirá un marco de hormigón armado por debajo de la vía de servicio a partir de este punto, con una abertura en la parte superior coincidiendo con la mediana, que recogerá el agua y la llevará hasta la obra de drenaje transversal de la Autovía. A partir de ahí, el agua cruza la Autovía y sigue su curso natural.

Para el cálculo de los elementos de drenaje se ha empleado la fórmula de Manning.

## 2. CÁLCULOS SEGÚN LA FÓRMULA DE MANNING

Para el cálculo de la capacidad para desaguar el caudal de avenida para diferentes períodos de retorno, se ha utilizado la fórmula de Manning

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

siendo:

- Q:	Caudal, en m <sup>3</sup> /s	COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
- K:	Coefficiente de rugosidad	Fecha	
- A:	Área de la sección, en m <sup>2</sup>	SEVILLA 12/09/2012	
- R:	Radio hidráulico, en m	V I S A D O	
- i:	Pendiente del cauce		

Para la determinación del coeficiente de rugosidad se emplea la tabla 4-1 de la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial:

En tierra desnuda:	Superficie uniforme	40-50
	Superficie irregular	30-50
En tierra:	Con ligera vegetación	25-30
	Con vegetación espesa	20-25
En roca:	Superficie uniforme	30-35
	Superficie irregular	20-30
Fondo de grava:	Cajeros de hormigón	50-60
	Cajeros encachados	30-45
Encachado		35-50
Revestimiento bituminoso		65-75
Hormigón proyectado		45-60
Tubo corrugado:	Sin pavimentar	30-40
	Pavimentado	35-50
Tubo de fibrocemento:	Sin juntas	100
	Con juntas	85
Tubo de hormigón		60-75

Tabla 1: Coeficiente de rugosidad  $K \left( \frac{m^{1/3}}{s} \right)$

El valor de K es función del material del cauce o del conducto por el que discurre el agua. Dicho valor viene dado por un intervalo en el que el mayor de los valores se refiere a un conducto corto recién construido, mientras que el menor tiene en cuenta su envejecimiento, pequeñas irregularidades, ligeros defectos de limpieza, pequeños cambios de dirección y forma, así como el paso de conductos a través de arquetas cuyo fondo tenga una forma favorable al flujo del agua, siempre que estos obstáculos sean locales y limitados, el conducto no sea muy corto y la velocidad no sea muy grande. Estos valores inferiores pueden valer también para empalmes con conductos menores, siempre que se procure que el agua llegue por arriba y, a ser posible, oblicuamente de modo que se incorpore en la dirección del conducto principal.

### 3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

#### DRENAJE TRANSVERSAL AUTOVÍA

A pesar de ser el último de los elementos de drenaje, se calcula en primer lugar debido a que es una obra existente y también por su importancia para la seguridad de la Autovía.

La obra de drenaje transversal de la Autovía A-7 a la que llegan las aguas procedentes del drenaje de los sectores aguas arriba, tiene una longitud de 41,50 m, con una pendiente  $i = 0,008$ . Consiste en un cajón rectangular de hormigón de 3 m de ancho y 2,5 m de alto.

El coeficiente de rugosidad del hormigón oscila entre 60 y 75. Para quedarnos del lado de la seguridad se considera:

$K = 60$

La pendiente del cajón es:

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012

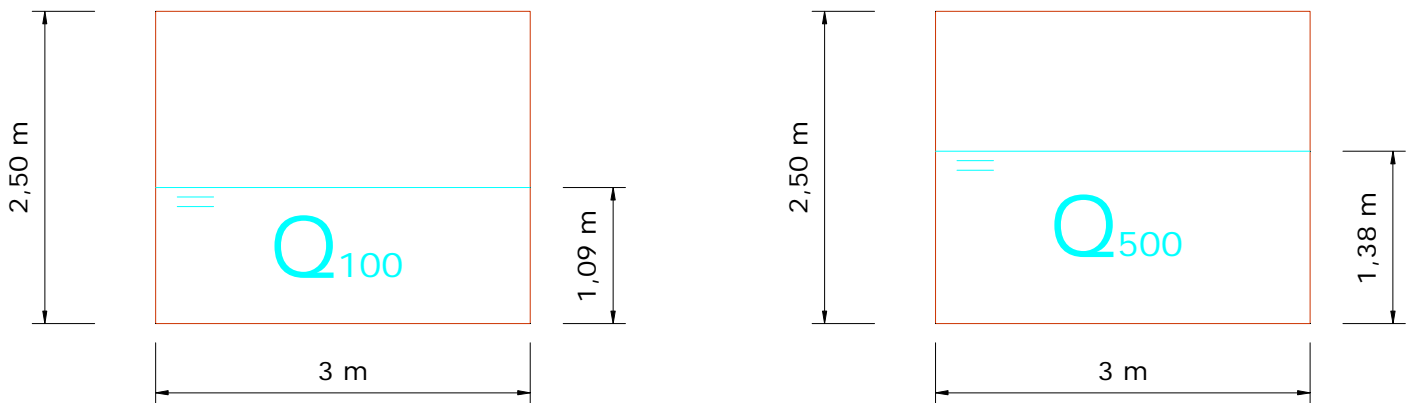
Según la Instrucción 5.2-IC, el mínimo período de retorno a tener en cuenta en las obras de drenaje transversal es de 100 años. Sin embargo, para quedarnos del lado de la seguridad, se van a obtener los cálculos también para período de retorno de 500 años.

Aplicando la fórmula de Manning al caudal para los períodos de retorno de 100 y 500 años, se obtienen los siguientes valores:

$Q_{100} = 12,850 \text{ m}^3/\text{s}$	Altura de la lámina de agua = 1,09 m	$V = 3,93 \text{ m/s}$
$Q_{500} = 17,750 \text{ m}^3/\text{s}$	Altura de la lámina de agua = 1,38 m	$V = 4,29 \text{ m/s}$

En ambos casos se deja más de un 25% de aireación.

Por tanto, se considera que la obra de drenaje transversal existente en la autovía es suficiente para desaguar el drenaje proveniente de aguas arriba.



**Control de entrada:**

$$Q_E = \frac{Q}{\sqrt{g \cdot B \cdot H^{3/2}}}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$B = 3 \text{ m}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

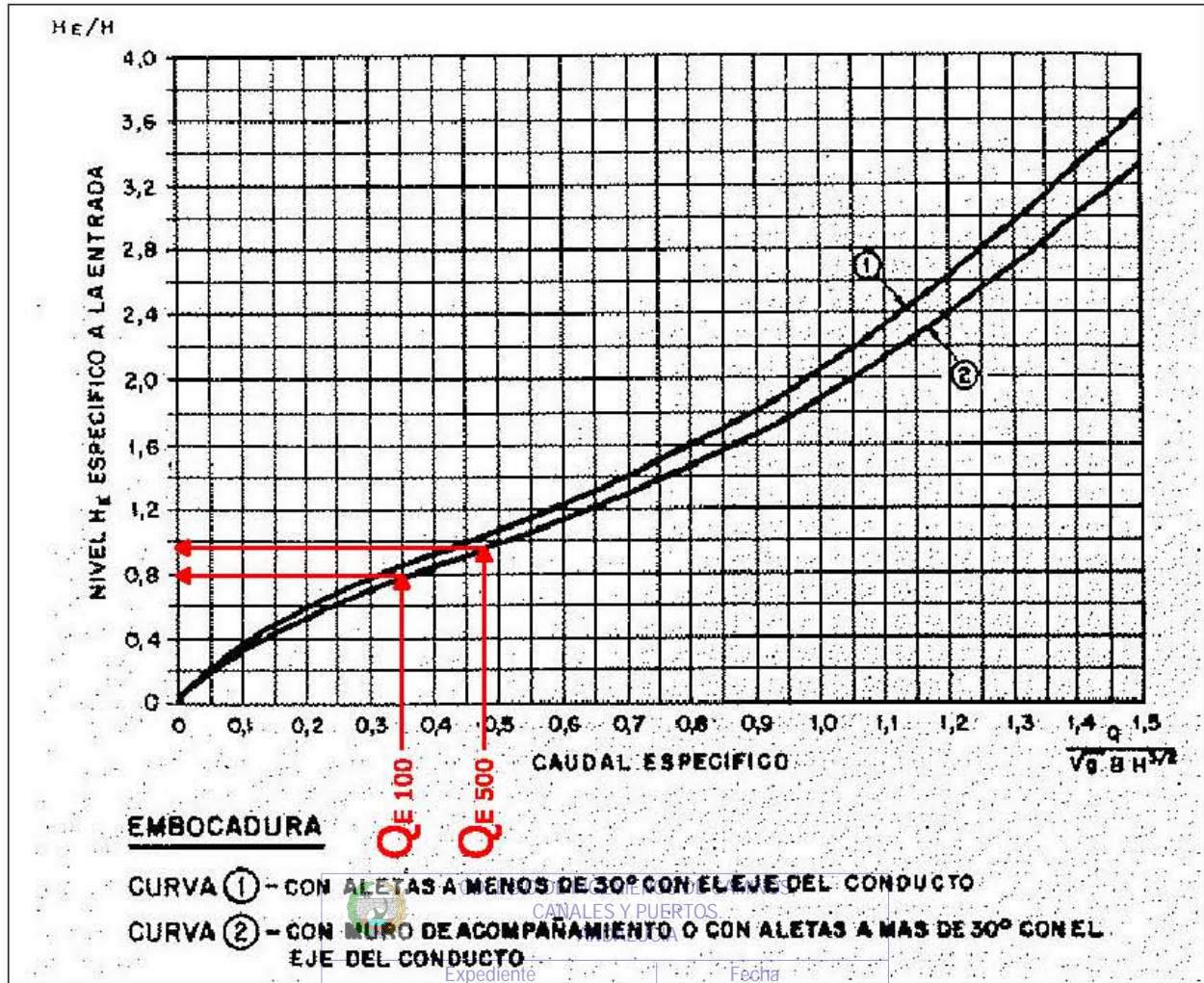
 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
VISADO	

$Q_{100} = 12,850 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Q_{E 100} = 0,350 \text{ m}^3/\text{s}$  y Curva 2  $\Rightarrow H_E/H = 0,80 \Rightarrow$

$\Rightarrow H_{E 100} = 2,00 \text{ m}$

$Q_{500} = 17,750 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Q_{E 500} = 0,478 \text{ m}^3/\text{s}$  y Curva 2  $\Rightarrow H_E/H = 0,95 \Rightarrow$

$\Rightarrow H_{E 500} = 2,375 \text{ m}$



Expediente	Fecha
33543	SEVILLA 12/09/2012
V I S A D O	



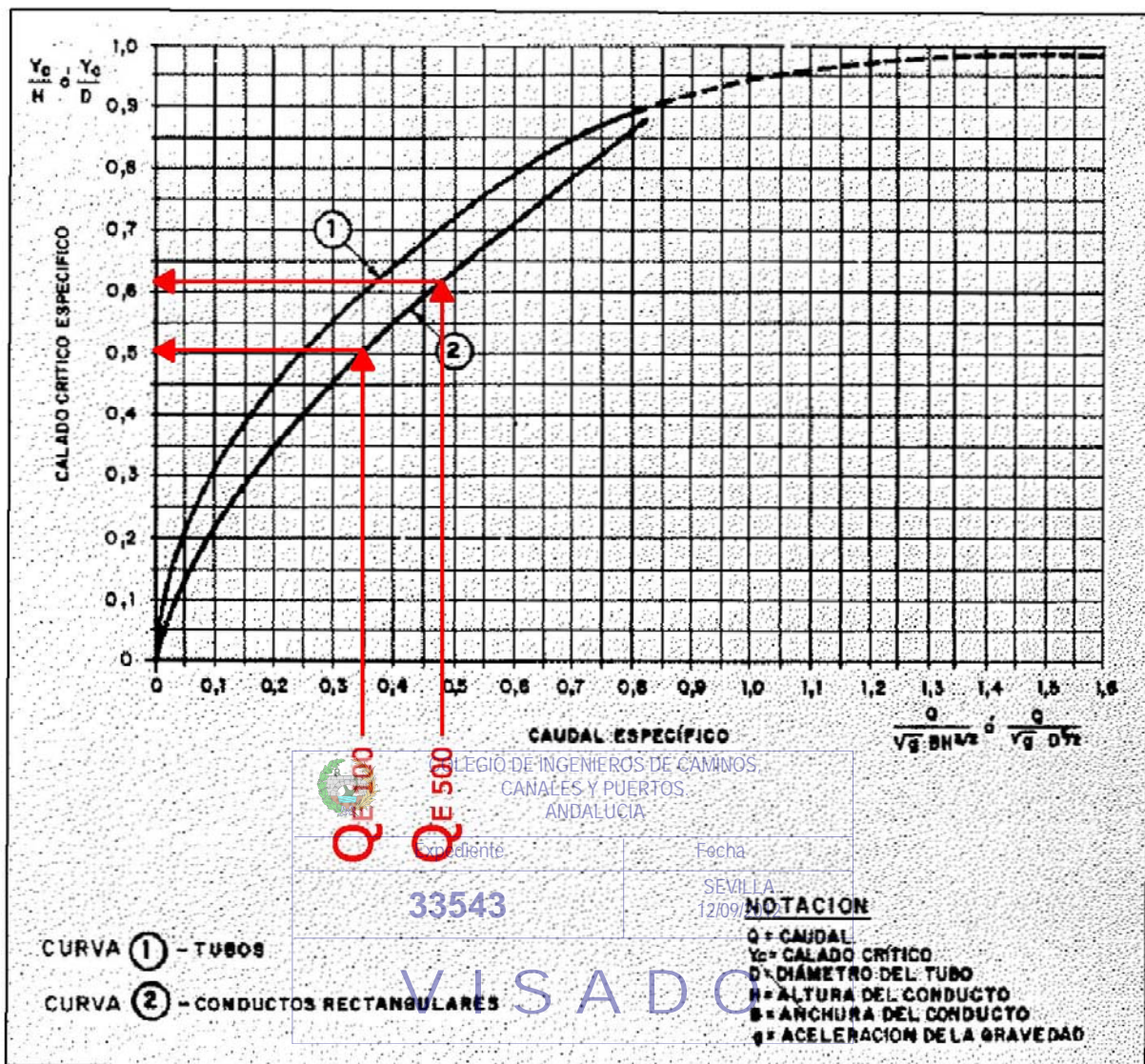
**Calado crítico:**

$$Q_{E 100} = 0,350 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y Curva 2} \Rightarrow Y_{C 100}/H = 0,51 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow Y_{C 100} = 1,275 \text{ m} > h_{100} = 1,09 \text{ m}$$

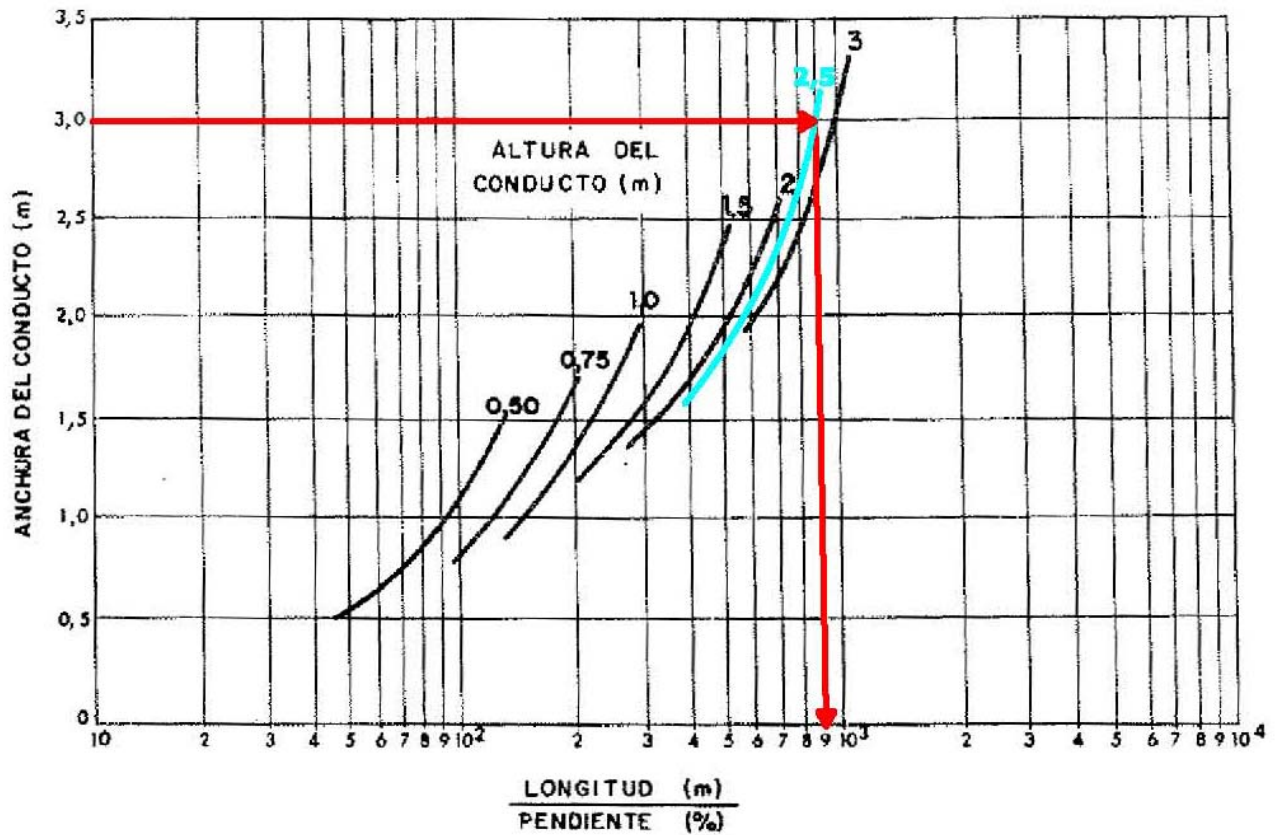
$$Q_{E 500} = 0,478 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y Curva 2} \Rightarrow Y_{C 500}/H = 0,62 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow Y_{C 500} = 1,55 \text{ m} > h_{500} = 1,38 \text{ m}$$




**Límite de la razón Longitud/Pendiente para control de entrada:**

Según la Figura 5.14 de la Instrucción 5.2-IC, para una anchura del conducto de 3 metros y una altura de 2,5 metros, se tiene un límite Longitud(m)/Pendiente(%) de 900.



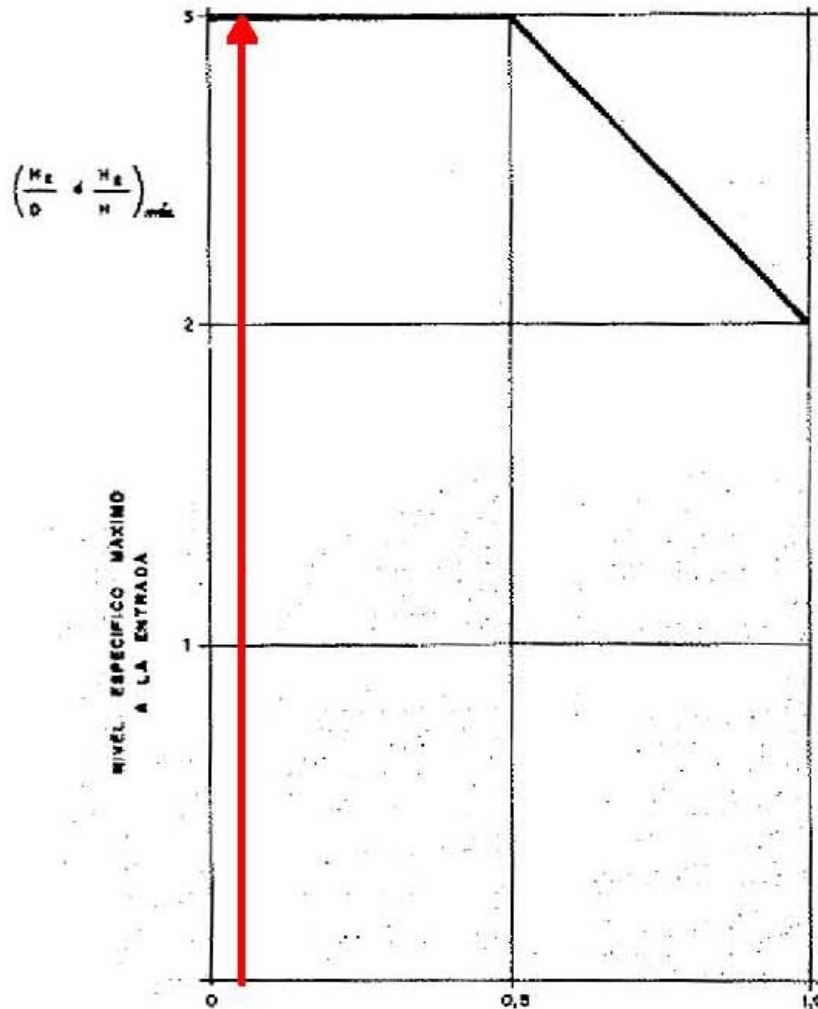
En nuestro caso se tiene una longitud de 41,5 metros y una pendiente del 0,8 %, con lo que la razón Longitud/Pendiente es de 52, que está muy por debajo del valor límite que es 900.


 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCÍA	
$\frac{\text{Longitud}}{\text{Pendiente}} = \frac{41,5}{0,8} = 52$	$\frac{\text{Longitud}}{\text{Pendiente}} = 900$
Expediente <b>33543</b>	Fecha SE/Máxima 12/09/2012
VISADO	



**Nivel máximo  $H_E$  a la entrada para control de entrada:**

$$\frac{\text{Longitud}}{\text{Pendiente}} \left/ \left( \frac{\text{Longitud}}{\text{Pendiente}} \right)_{\text{Límite}} \right. = \frac{52}{900} = 0,058$$



 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE ANDALUCÍA	
Expediente	Fecha
33543	SEVILLA 12/09/2012
VISADO	

Según la Figura 5.15 de la Instrucción 5.2-IC, para la relación anterior se tiene que

$$\left( \frac{H_E}{H} \right)_{\text{máx}} = 3, \text{ con lo que } H_{E \text{ máx}} = 3 \times 2,5 = 7,5 \text{ m} > 2,375 \text{ m}$$

Con todo esto, la curva correspondiente al control de entrada puede considerarse definitiva. De todas formas, a continuación se calcula el valor mínimo del nivel del agua a la entrada del conducto exigido por el posible control de salida.

**Control de salida:**

$$H_E = \left[ 1 + K_e + \frac{2 \cdot g \cdot L}{R_H^{4/3} \cdot K^2} \right] \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} - L \cdot J + \mu$$

$$L = 41,5 \text{ m}$$

$$J = 0,008$$

$$V = Q/S_{Llena} \Rightarrow V_{100} = 1,71 \text{ m/s}; \quad V_{500} = 2,37 \text{ m/s};$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$K = 60$$

$$K_e = 0,2$$

$$R_H = 0,68 \text{ m}$$

$$\mu = \max \left\{ h; \frac{Y_C + H}{2} \right\} \Rightarrow \mu_{100} = 1,89 \text{ m}; \quad \mu_{500} = 2,03 \text{ m};$$

$$H_{E 100} = 1,79 \text{ m}$$

$$H_{E 500} = 2,15 \text{ m}$$

Con todo esto, se comprueba que la obra de drenaje transversal de la Autovía A-7 objeto de este estudio es suficiente para evacuar las aguas procedentes del drenaje de los sectores aguas arriba.

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
V I S A D O	

## DRENAJE SUPERFICIAL VÍA DE SERVICIO

La propia vía de servicio de la autovía funciona como un canal para la evacuación de las aguas pluviales que le llegan. Tiene una pendiente longitudinal del 3,02 % ( $i = 0,03$ ). Consiste en un canal con forma trapezoidal, de ancho total 30,5 metros y altura máxima de 35 centímetros, teniendo un área de  $6,30 \text{ m}^2$  y un perímetro mojado de 31,49 m.

El coeficiente de rugosidad para revestimiento bituminoso oscila entre 65 y 75. Para quedarnos del lado de la seguridad se considera:

$$K = 65$$

La pendiente del canal es:

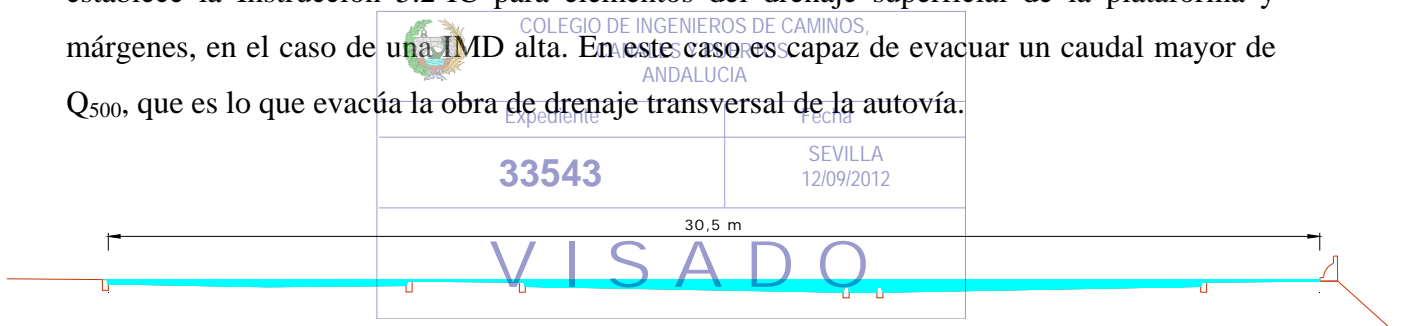
$$i = 0,03$$

Aplicando la fórmula de Manning, se obtiene que la vía de servicio actuando como canal es capaz de evacuar un caudal máximo de:

$Q_{\text{máx}} = 24,26 \text{ m}^3/\text{s}$	Altura máxima de la lámina de agua = 0,35 m	$V_{\text{máx}} = 3,85 \text{ m/s}$
---	---	-------------------------------------

$$Q_{\text{máx}} = 24,26 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{500} = 17,750 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto, la vía de servicio puede evacuar un caudal mayor de  $Q_{25}$ , que es lo que establece la Instrucción 5.2-IC para elementos del drenaje superficial de la plataforma y márgenes, en el caso de una IMD alta. En este caso es capaz de evacuar un caudal mayor de  $Q_{500}$ , que es lo que evacúa la obra de drenaje transversal de la autovía.



El bordillo tipo bota existente se deberá anclar al terreno mediante barras de acero empotradas al mismo una longitud mínima de 1,5 metros para evitar un posible arrastre del mismo por las aguas pluviales.

## DRENAJE SUBTERRÁNEO MEDIANTE MARCO DE HORMIGÓN ARMADO

En el punto de cota más baja de la vía de servicio, se recogen las aguas pluviales y se evacúan mediante un marco de hormigón armado por debajo de la vía de servicio hasta la obra de drenaje transversal de la Autovía.

La pendiente longitudinal del marco de hormigón es del 0,8 % ( $i = 0,008$ ). Consiste en un cajón rectangular de 4 metros de ancho y 1,50 metros de altura libres.

El coeficiente de rugosidad del hormigón oscila entre 60 y 75. Para quedarnos del lado de la seguridad se considera:

$$K = 60$$

La pendiente del marco es:

$$i = 0,008$$

Aplicando la fórmula de Manning al caudal para período de retorno de 500 años se obtienen los siguientes valores:

$Q_{500} = 17,750 \text{ m}^3/\text{s}$	Altura máxima de la lámina de agua = 1,06 m	$V_{\text{máx}} = 4,19 \text{ m/s}$
---	---	-------------------------------------

Se deja más de un 25% de aireación.

Por tanto, se considera que el marco de hormigón armado de 4 m de ancho y 1,5 m de alto libres es suficiente para desaguar el drenaje proveniente de la vía de servicio, para un período de retorno de 500 años.



Para que el agua entre en el marco de hormigón desde la vía de servicio, se le practica una abertura rectangular al marco en su parte superior. De esta manera el agua entra a través de un vertedero. La longitud que tiene que tener el vertedero se calcula a continuación.

Para ello se aplica la fórmula del vertedero de pared gruesa, que es la más apropiada para este caso:

$$q = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}$$

Para el período de retorno de 500 años, la altura de la lámina de agua junto al vertedero, en la mediana de la vía de servicio, es:

$$h = 0,35 \text{ m}$$

El valor de g es:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Sustituyendo en la ecuación, se tiene:

$$q = 0,35302 \text{ m}^2/\text{s}$$

El caudal que es capaz de absorber el vertedero es igual a q por la longitud del vertedero multiplicada por dos, pues le entra agua por los dos lados:

$$Q = q \cdot (2L)$$

$$Q_{500} = 17,750 \text{ m}^3/\text{s}$$

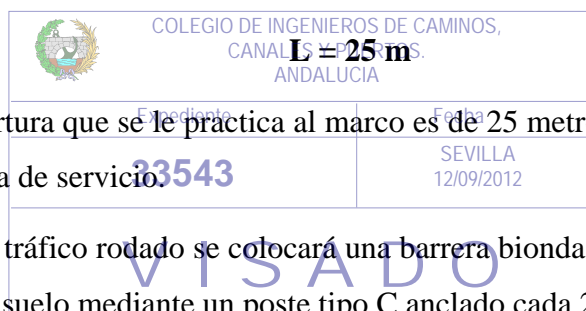
$$q = 0,35302 \text{ m}^2/\text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación, se tiene:

Por tanto la abertura que se le practica al marco es de 25 metros y estará centrada en el punto más bajo de la vía de servicio.

Para proteger al tráfico rodado se colocará una barrera bionda BMSNA2-C a cada lado de la abertura, sujeta al suelo mediante un poste tipo C anclado cada 2 metros.

Todo esto se puede ver en la documentación gráfica adjunta.



## 4. CONCLUSIONES

Se ha comprobado que el diseño de los distintos elementos de drenaje de las aguas pluviales en el ámbito de los sectores SUS-68-ES y SUS-69-ES, así como en el tramo afectado de la vía de servicio, y la obra de drenaje transversal existente en la Autovía A-7 por donde discurren las aguas pluviales recogidas por la cuenca hidrológica, es correcto.

De todo lo anteriormente expuesto se deduce que la urbanización de los sectores SUS-68-ES y SUS-69-ES, una vez ejecutados los elementos de drenaje indicados en este Estudio, no afecta negativamente a las obras de drenaje transversal de la Autovía A-7.

**EL EJIDO, SEPTIEMBRE DE 2.012**



**GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ**

**INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	

# ANEXO FOTOGRAFICO

	
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	





Sectores SUS-68-ES y SUS-69-ES

**Foto 1.** Vista panorámica desde el extremo Suroeste del Sector y de la vía de servicio de la Autovía. En ella se puede apreciar que se encuentra ejecutada y en servicio la mitad de dicha vía, teniendo aún que ejecutarse la otra mitad.



Pozo registro canalización de Pluviales existente en vía de servicio

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS ANDALUCIA

Expediente:	Fecha:
33543	SEVILLA 12/09/2012

VISADO

**Foto 2.** Estado actual de la sección transversal de la vía de servicio en la que aún queda por ejecutar la mitad de la misma.





**Foto 3.** Imágenes del extremo de la canalización existente bajo la vía de servicio. En este punto es donde se conectarán las redes de pluviales de las urbanizaciones.



**Foto 4.** Imagen de la zona verde existente entre la Autovía y la vía de servicio.





Foto 5. Imagen de la zona verde, vista en el otro sentido.



Foto 6. Zona de la salida de la canalización enterrada de Ø 1200 mm y la embocadura al cajón bajo la autovía.





**Foto 7.** Desembocadura del tubo de  $\varnothing$  1200 mm en la embocadura del cajón. Hay que anular dicho tubo.



**Foto 8.** Drenaje transversal de la Autovía, consistente en un cajón de hormigón de 3,00 x 2,50 m.





Foto 9. Imagen de la obra de drenaje transversal desde el otro lado de la Autovía.



Foto 10. Otra vista del cajón al otro lado de la Autovía.

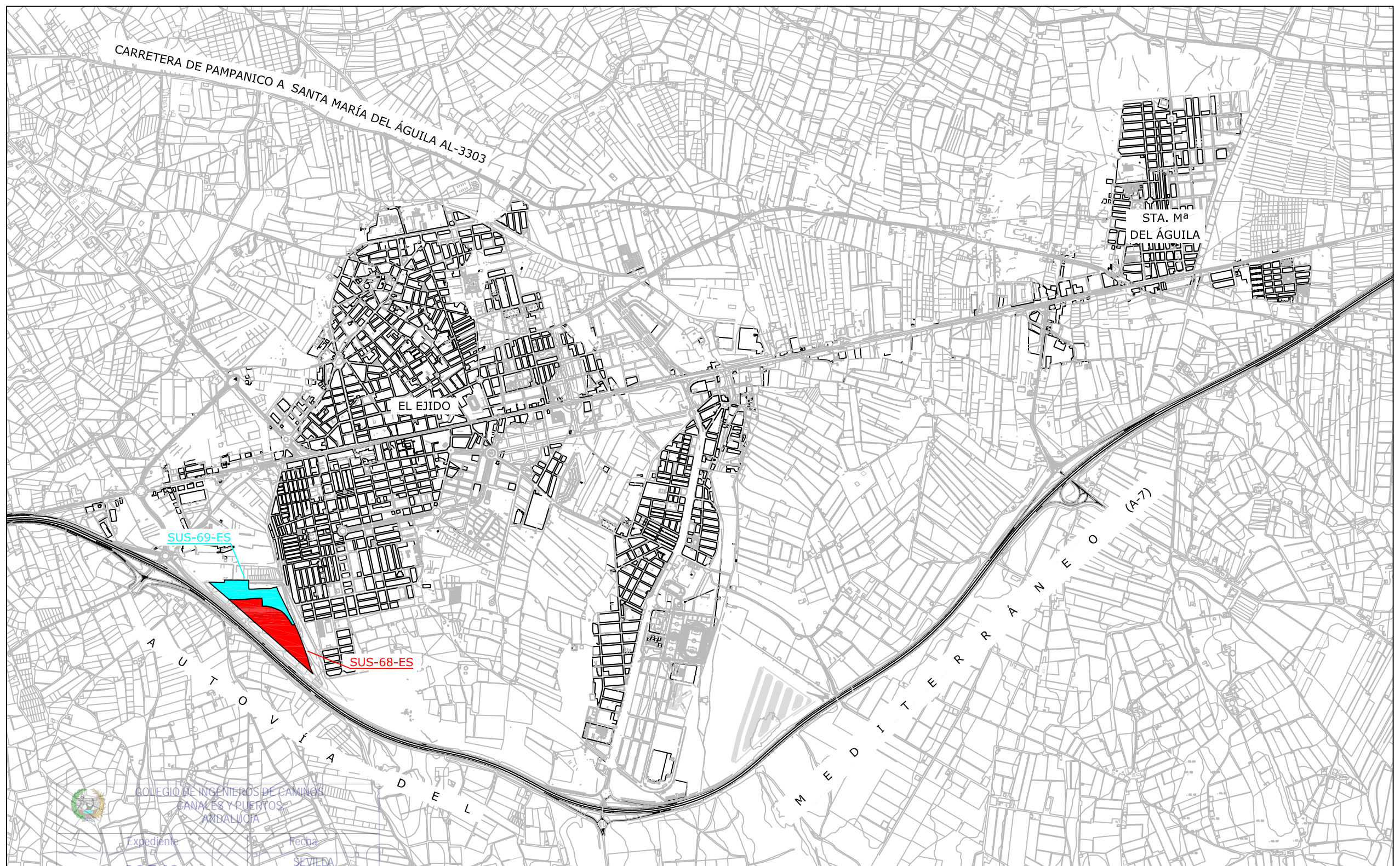
# PLANOS


	
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	

1. Situación
2. Cuenca hidrográfica
3. Perfil longitudinal de la vía de servicio
4. Red de pluviales
5. Sección transversal de la vía de servicio
6. Perfil longitudinal del marco de hormigón armado
7. Detalles

 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. ANDALUCIA	
Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012
<b>V I S A D O</b>	

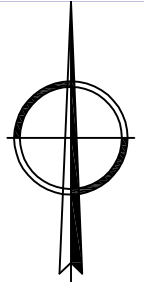





 COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS  
 CANALES Y PUERTOS  
 ANDALUCÍA  
 Expediente: 33543  
 Fecha: SEVILLA 12/09/2012

VISADO

N.G.



## ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)  
 Denominación: SITUACIÓN  
 Fecha: SEPTIEMBRE 2.012  
 Escala: 1/20.000

Plano Nº:

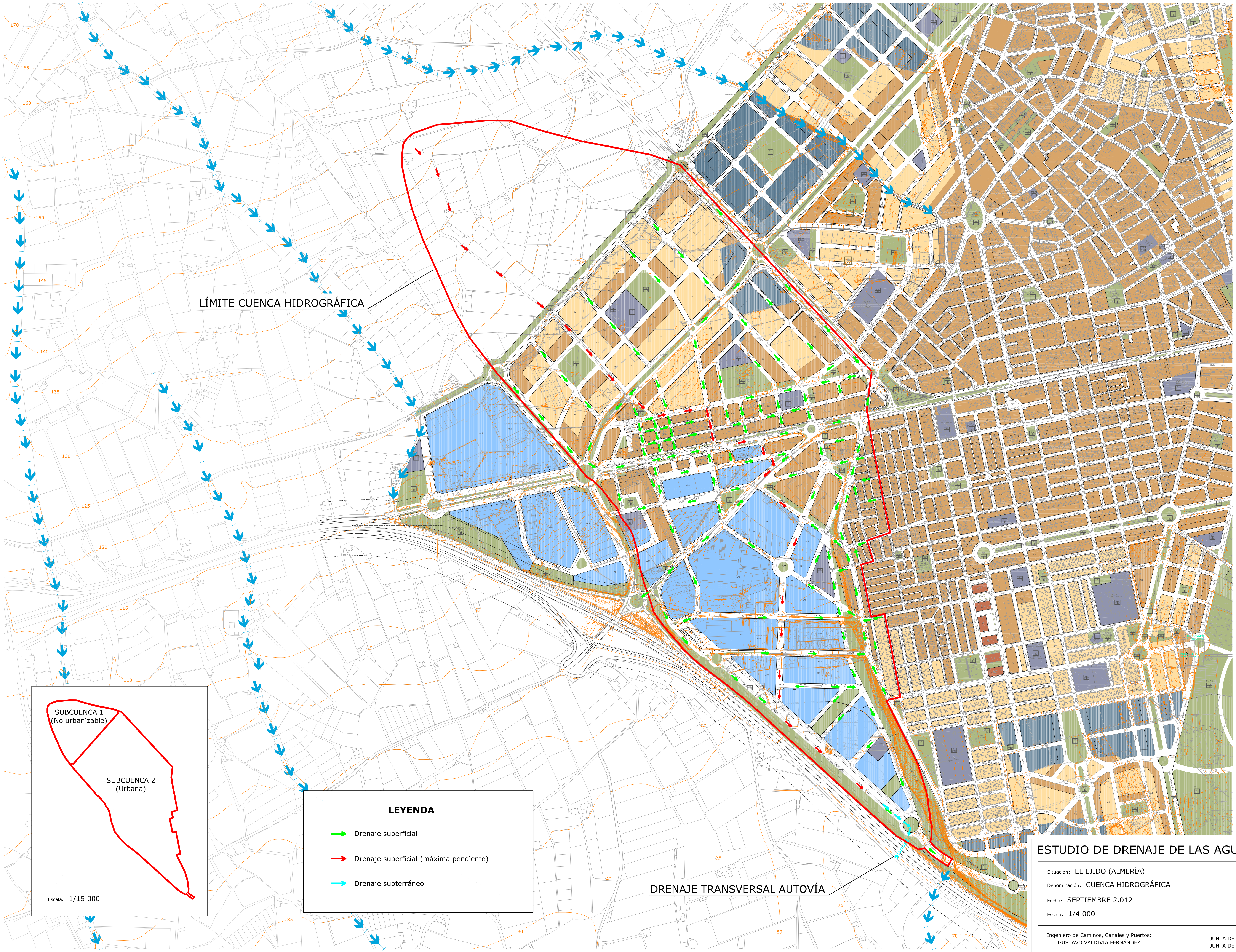
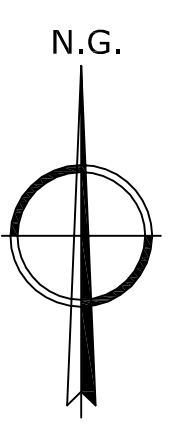
1

Sustituye Nº:

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
 GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

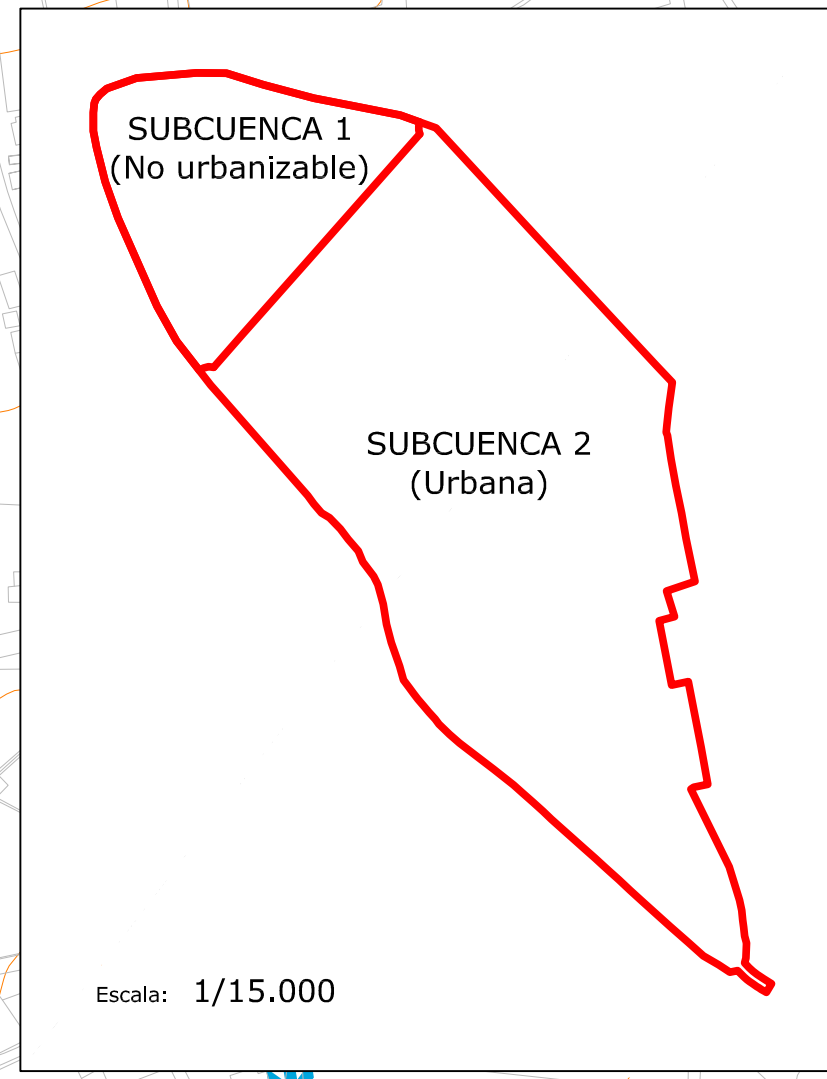
Promotor:  
 JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
 JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES





LÍMITE CUENCA HIDROGRÁFICA

DRENAJE TRANSVERSAL AUTOVÍA



**LEYENDA**

- Drenaje superficial
- Drenaje superficial (máxima pendiente)
- Drenaje subterráneo

**ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES**

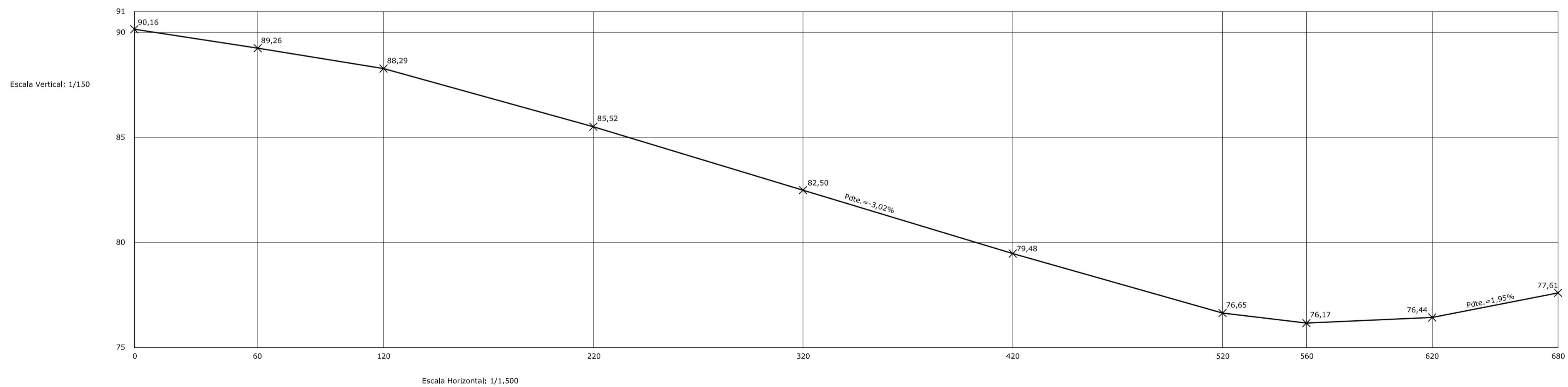
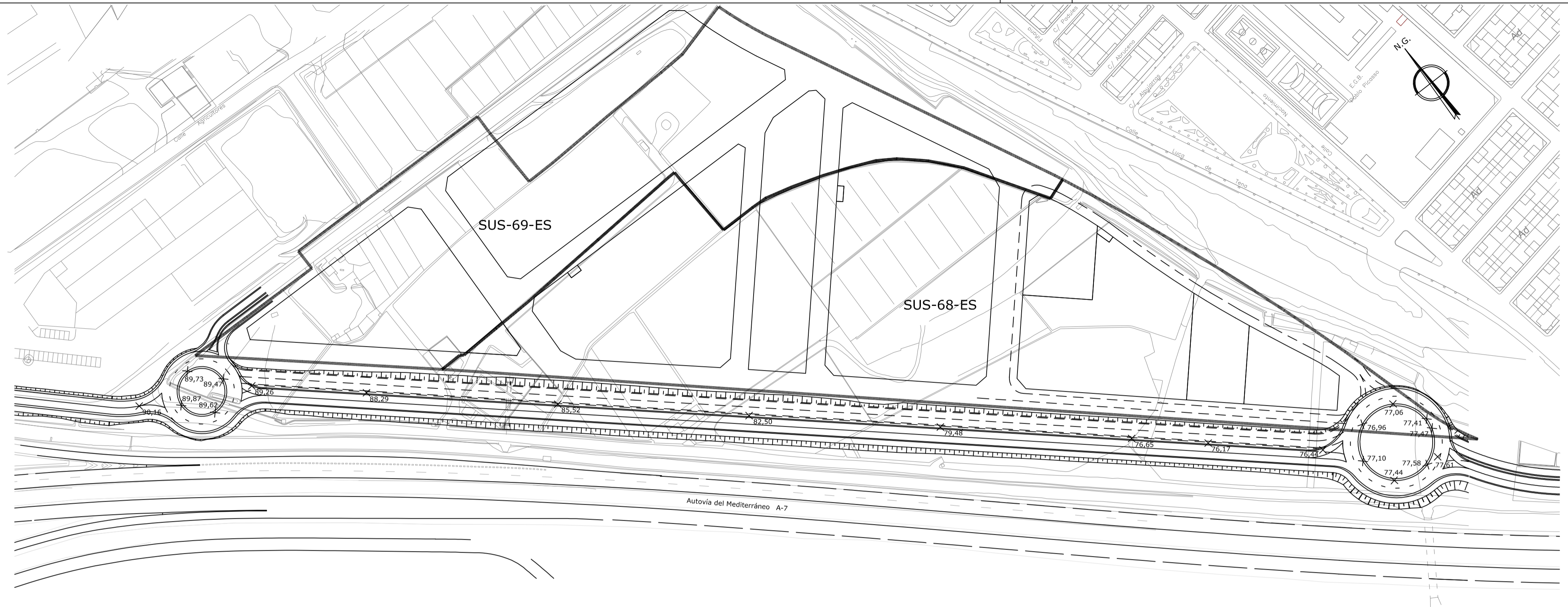
Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)  
Denominación: CUENCA HIDROGRÁFICA  
Fecha: SEPTIEMBRE 2.012  
Escala: 1/4.000

Plano Nº:  
**2**  
Sustituye Nº:

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

Promotor:  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES





## ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)  
 Denominación: PERFIL LONGITUDINAL VÍA DE SERVICIO  
 Fecha: SEPTIEMBRE 2.012  
 Escala: 1/1.500

Plano Nº:

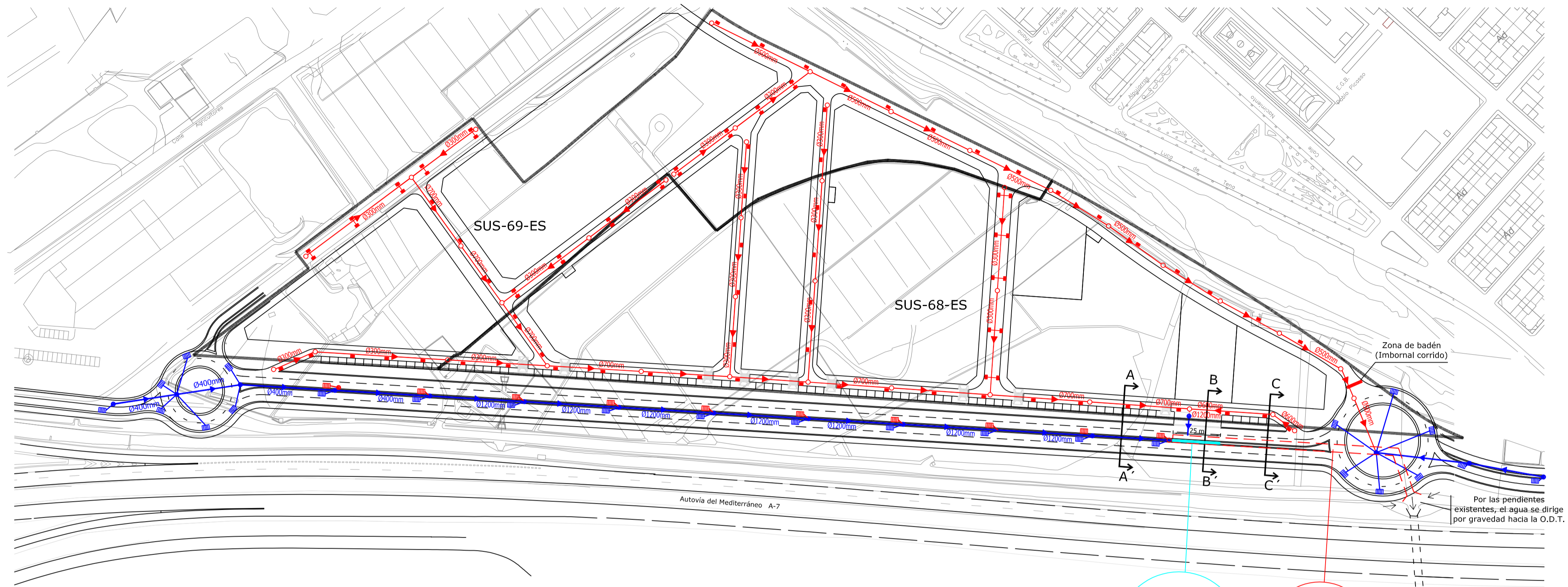
**3**

Sustituye Nº:

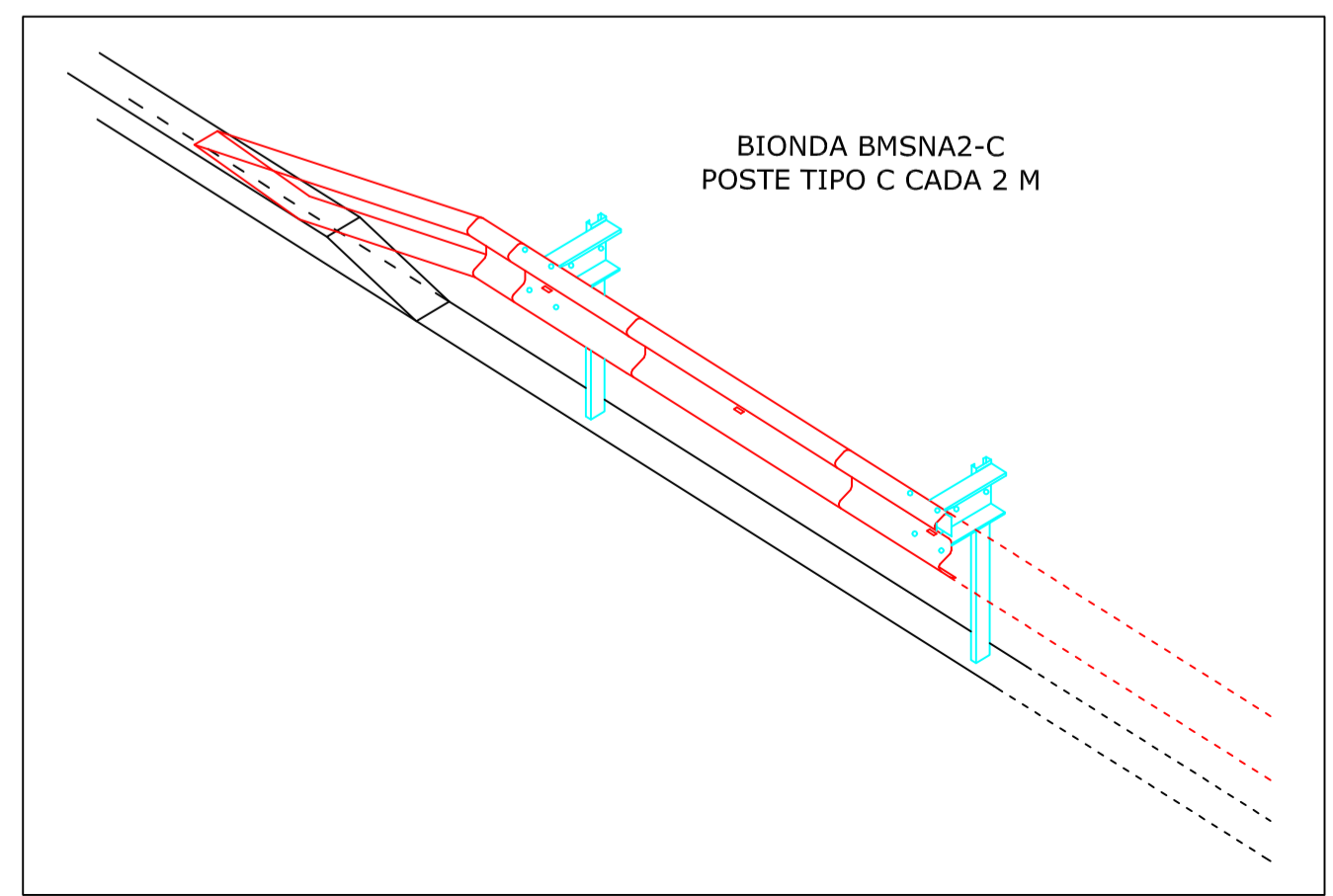
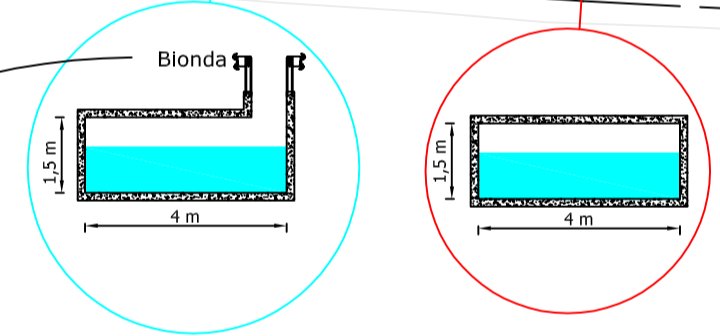
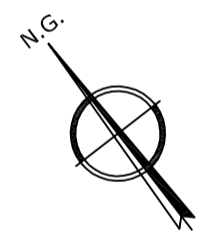
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
 GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

Promotor:  
 JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
 JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES





Por las pendientes existentes, el agua se dirige por gravedad hacia la O.D.T.



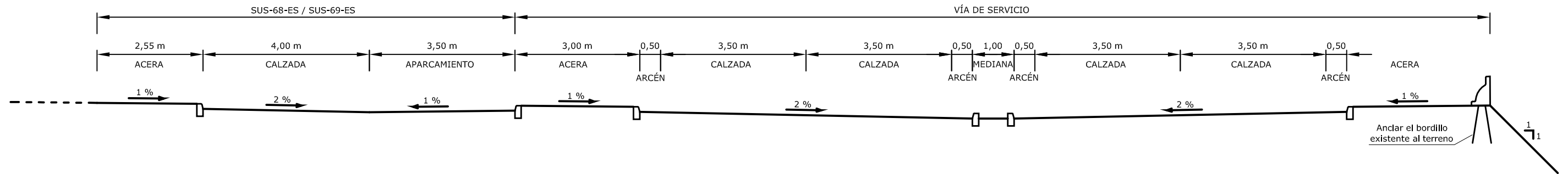
**LEYENDA**

- Red de pluviales existente
- Red de pluviales de las urbanizaciones, a ejecutar

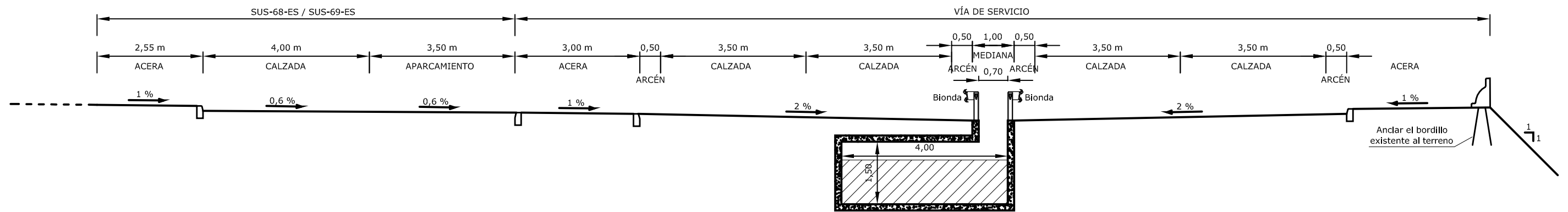
**ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES**

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)	Plano Nº:
Denominación: RED DE PLUVIALES	<b>4</b>
Fecha: SEPTIEMBRE 2.012	Sustituye Nº:
Escala: 1/1.500	
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos: GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ	Promotor: JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES

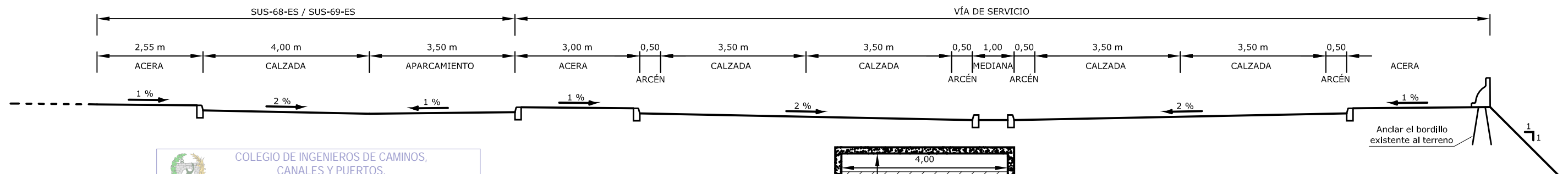
## SECCIÓN A-A'



## SECCIÓN B-B'



## SECCIÓN C-C'




**COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS.  
ANDALUCÍA**

Expediente	Fecha
<b>33543</b>	SEVILLA 12/09/2012

VISADO

## ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)

Plano Nº:

Denominación: SECCIONES TRANSVERSALES VÍA DE SERVICIO

5

Fecha: SEPTIEMBRE 2.012

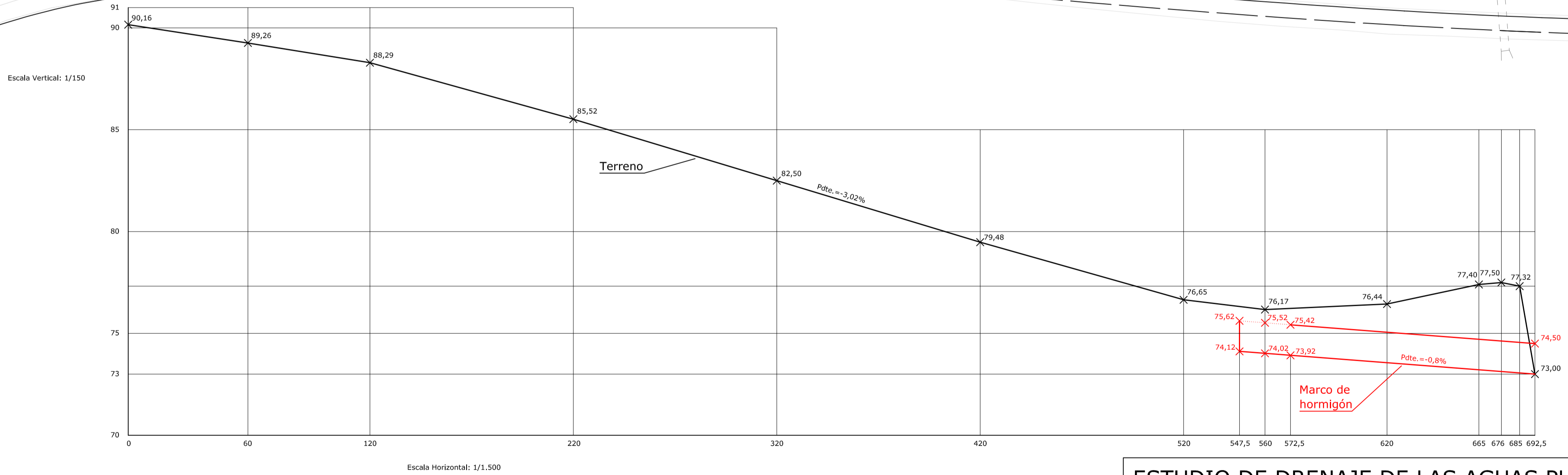
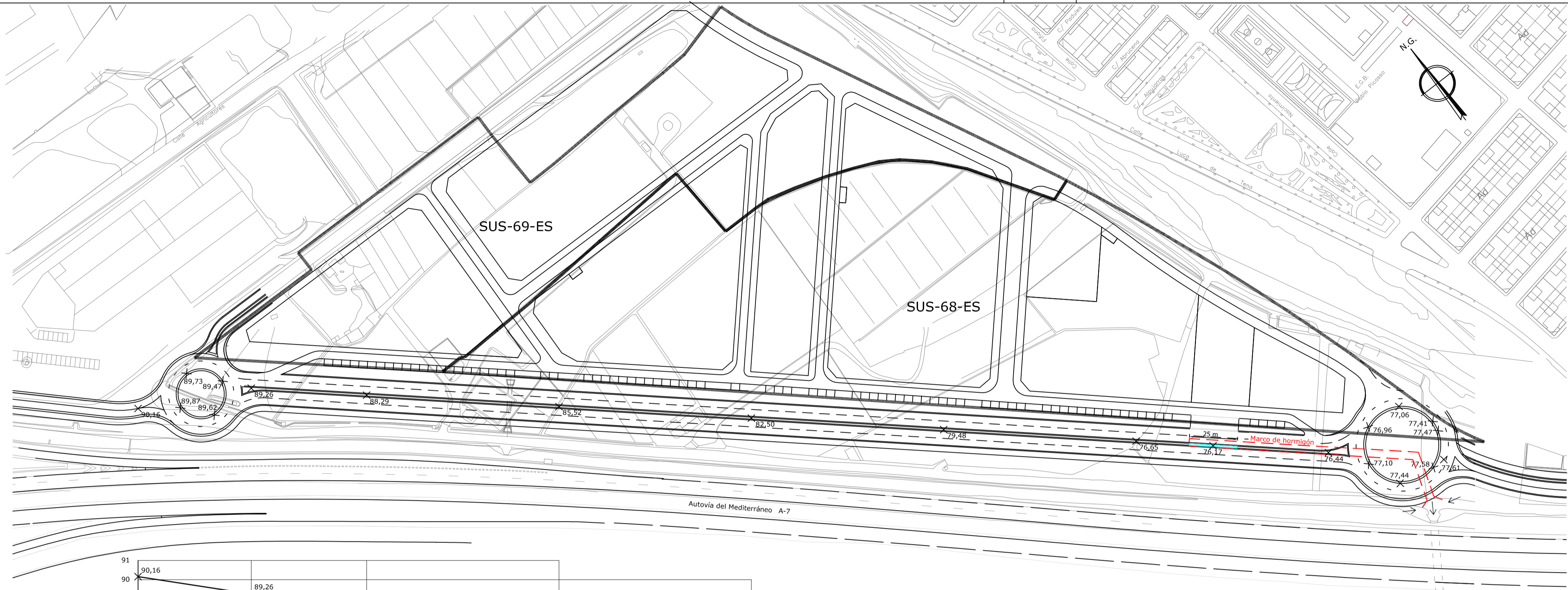
Escala: 1/100

Sustituye Nº:

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

Promotor:  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES





## ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)

Denominación: PERFIL LONGITUDINAL MARCO HORMIGÓN

Fecha: SEPTIEMBRE 2.012

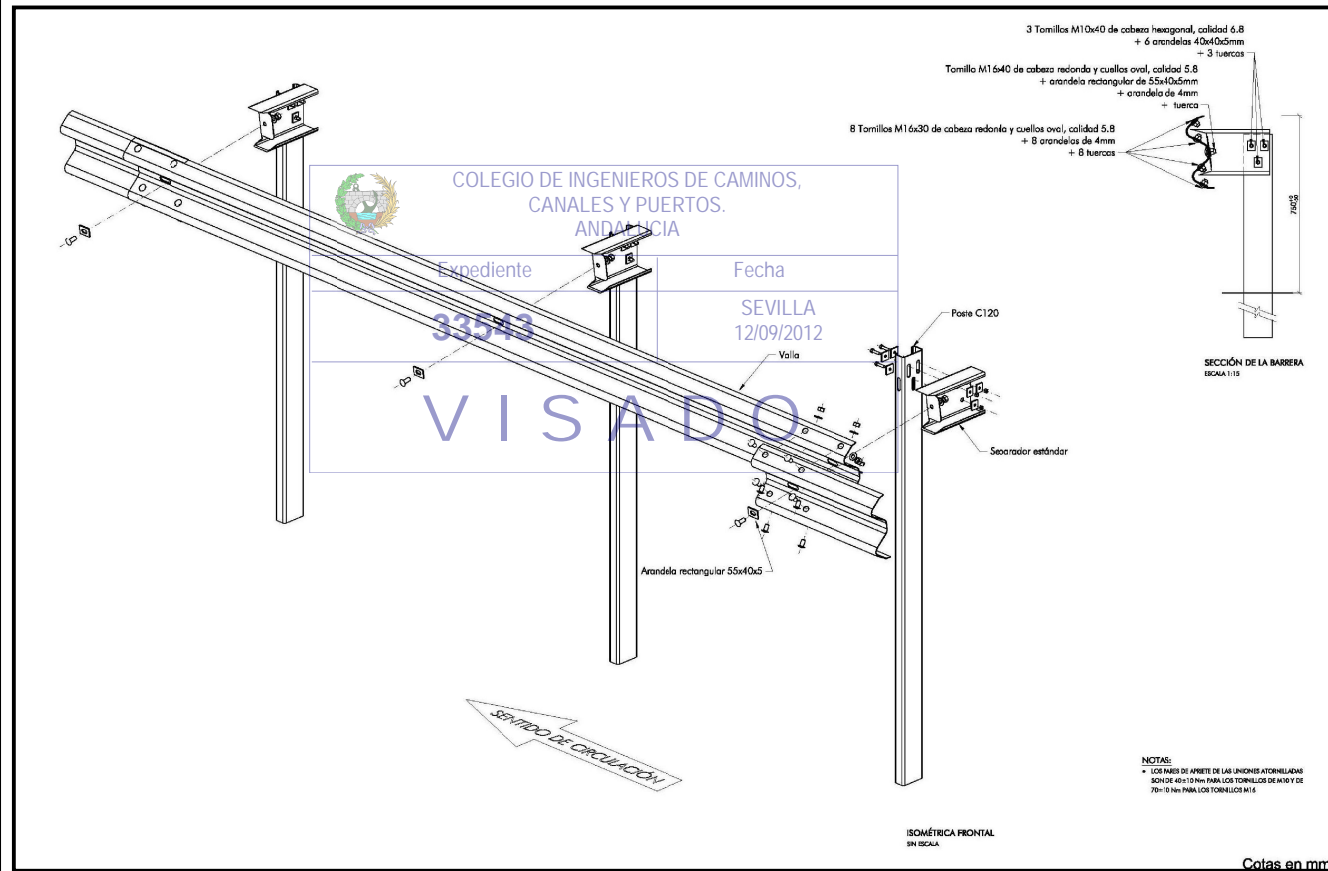
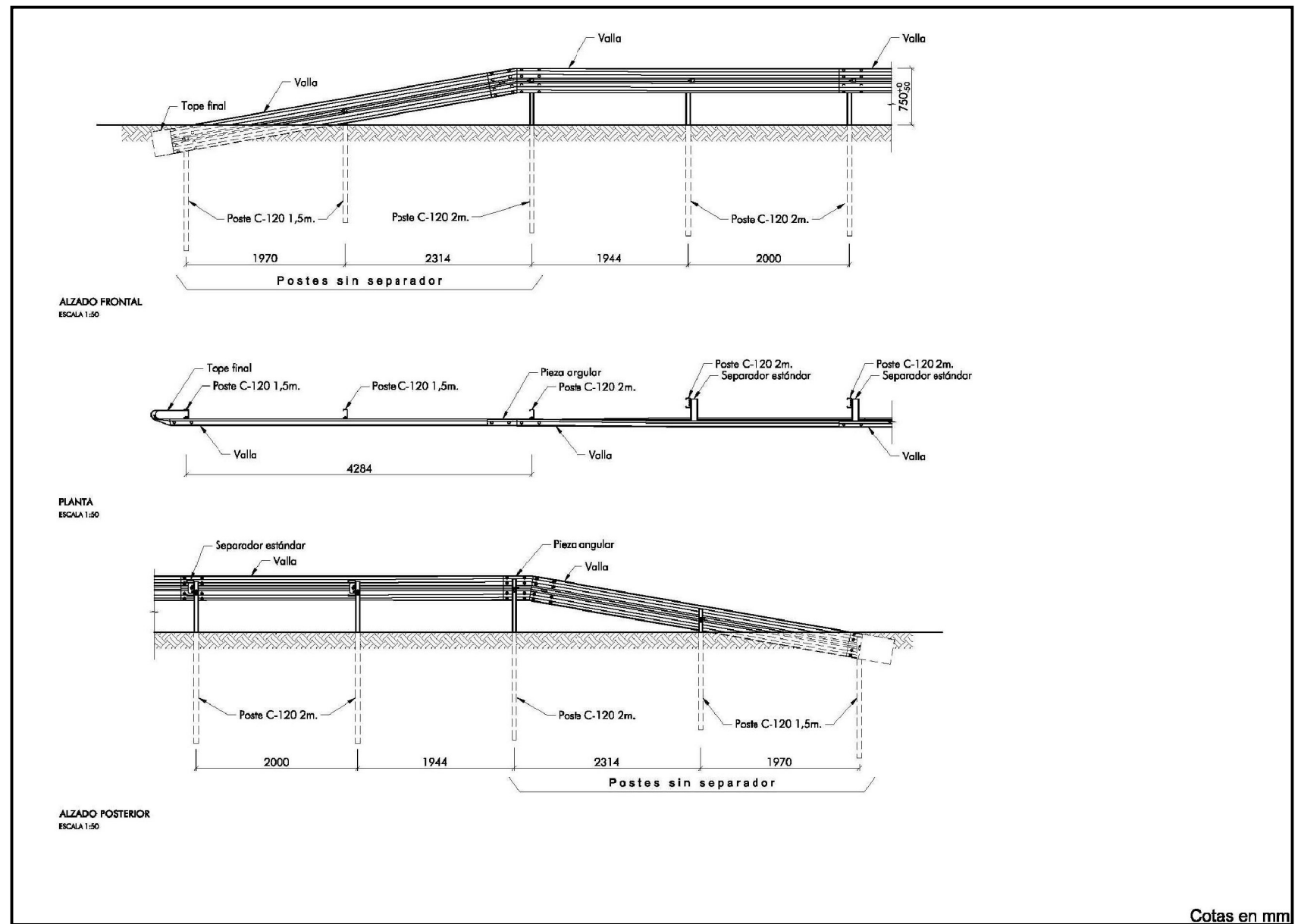
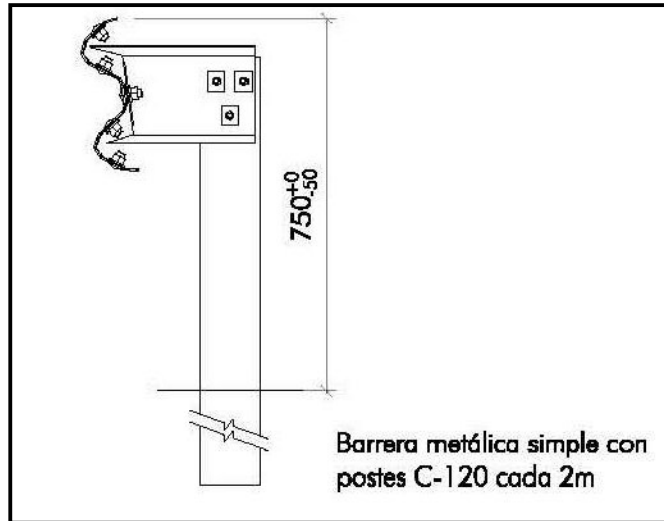
Escala: 1/1.500

Plano Nº:  
**6**  
Sustituye Nº:

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

Promotor:  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES

# Bionda BMSNA2-C



## ESTUDIO DE DRENAJE DE LAS AGUAS PLUVIALES

Situación: EL EJIDO (ALMERÍA)      Plano N°: 7

Denominación: DETALLES

Fecha: SEPTIEMBRE 2.012

Escala: SIN ESCALA      Sustituye N°:

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos:  
GUSTAVO VALDIVIA FERNÁNDEZ

Promotor:  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-68-ES  
JUNTA DE COMPENSACIÓN DEL SUS-69-ES