

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO FIN DE GRADO

***PROYECTO DE ACONDICIONAMIENTO
DE LA INTERSECCIÓN ENTRE EL
RAMAL DE SALIDA DE LA A-8 Y LA N-
639 EN ZIERBENA (BIZKAIA)***

ANEJO IX – DRENAJE SUPERFICIAL

Alumna: Ramos Gómez, Nerea

Director: Pérez Acebo, Heriberto

Curso: 2017-2018

Fecha: Bilbao, 23 de Julio de 2018

ÍNDICE:

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CÁLCULO DE CAUDALES	2
2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	2
2.2. MÉTODO RACIONAL.....	4
2.2.1. <i>Intensidad de precipitación</i>	5
2.2.2. <i>Coefficiente de escorrentía</i>	10
2.2.3. <i>Área de la cuenca</i>	15
2.2.4. <i>Coefficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación</i>	15
2.3. CONCLUSIÓN	16

1. Introducción

El objeto del presente Anejo es la descripción del proceso de diseño y dimensionamiento de los diversos elementos de drenaje de las aguas superficiales proyectadas para el “Proyecto de acondicionamiento de intersección entre la desviación de la A-8 y la N-639 en Zierbena (Bizkaia)”.

Este estudio se basará en la Norma 5.2- IC “Drenaje Superficial” publicado en el Boletín Oficial del Estado el 10 de marzo de 2016.

El primer paso consistirá en la determinación de los caudales de diseño, los cuales han sido calculados para los diversos elementos que componen el drenaje, considerando diferentes periodos de retorno, según la importancia de los daños que ocasionaría una potencial insuficiencia de los mismos durante una avenida. Posteriormente se diseñan y dimensionan dichos elementos de drenaje con criterios de funcionalidad, durabilidad y mantenimiento prácticamente nulo.

2. Cálculo de caudales

2.1. Consideraciones generales

Anterior al cálculo de caudales es necesario establecer ciertas condiciones generales que condicionaran el estudio de drenaje superficial. Se definen las siguientes variables cómo:

- **Caudal de proyecto Q_p** , es aquél que se debe tener en cuenta para efectuar el dimensionamiento hidráulico de una obra, elemento o sistema de drenaje superficial de la carretera. Se considera igual al caudal máximo anual correspondiente a los periodos de retorno.
- **Periodo de retorno T** , es el periodo de tiempo expresado en años, para el cual el caudal máximo anual tiene una probabilidad de ser excedido igual a $1/T$. Conforme a la Instrucción Técnica 5.2 “Drenaje Superficial”, los periodos de retorno que se deben considera en el diseño del drenaje en las distintas casuísticas son las siguientes:
 - Drenaje de plataforma y márgenes: veinticinco años ($T = 25$ años), salvo en el caso excepcional de desagüe por bombeo en que se debe adoptar cincuenta años ($T = 50$ años).
 - Drenaje transversal: se debe establecer por el proyecto en un valor superior o igual a cien años ($T \geq 100$ años) que resulte compatible con los criterios sobre el particular de la Administración Hidráulica competente.

Por lo tanto, se considerará un periodo de retorno de 25 años para el drenaje de la plataforma y márgenes y de 100 años para el drenaje transversal.

- **Cuencas:** Se trata de cuencas secundarias, las cuales han sido generadas por la construcción de la carretera, cuya escorrentía se vierte a sus elementos de drenaje de plataforma y márgenes.
- **Precipitaciones máximas diarias:** A continuación se determina el valor de la “precipitación total diaria” correspondiente a diferentes periodos de retorno, por aplicación del método de la Dirección General de Tráfico, del Ministerio de Fomento, el cual publicó un documento llamado “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” en el año 1999 con objeto de presentar un método operativo breve y fiable de obtener esta variable. Este documento varios mapas, en el cual figuran:

- Las isólineas (en color morado) del valor medio “Pm” de las lluvias diarias máximas anuales observadas en cada punto de la España Peninsular.
- Las isólineas (en color rojo) del coeficiente de variación “Cv”(valor Γ/Pm resultado de dividir la desviación típica “ Γ ” de las lluvias diarias máximas anuales observadas y su valor medio “Pm”).

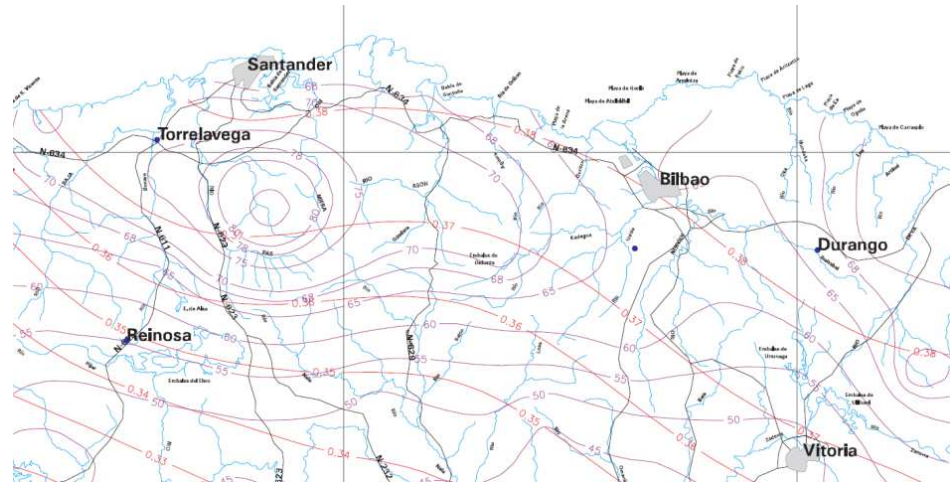


Fig. 1 Mapa de isólineas de la región de Bilbao, la hoja correspondiente es 3-1. Fuente: Documento “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”

La precipitación diaria máxima correspondiente a un determinado periodo de retorno “Pd”, se obtiene del producto de “Pm” y el coeficiente “Kt”, este coeficiente de amplificación es obtenido del valor “Cv” y varía en función del periodo de retorno.

Por lo tanto en el lugar objeto de estudio disponemos de las siguientes variables:

$$Cv = 0.38$$

$$Pm = 65 \text{ mm/día}$$

Así mismo el valor de “Kt” respectivo a cada periodo de retorno es lo mostrado en la tabla inferior, y por consecuente el valor de precipitación diaria máxima “Pd”:

T [años]	2	5	10	25	50	100	200	500
Kt [adim.]	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
Pd [mm/día]	59.410	80.600	95.485	116.545	133.380	151.255	170.105	195.910

- Método de cálculo:** Para realizar el cálculo de los caudales existen distintas alternativas, como el método racional, método estadístico, método hidrológico adecuado a las características de la cuenca o mediante programas informáticos. En función de la superficie de la cuenca y de si se cuenta de datos de aforos representativos se optará por uno u otro método. En la *figura 2* se recoge el diagrama de flujo para la elección del método de cálculo.

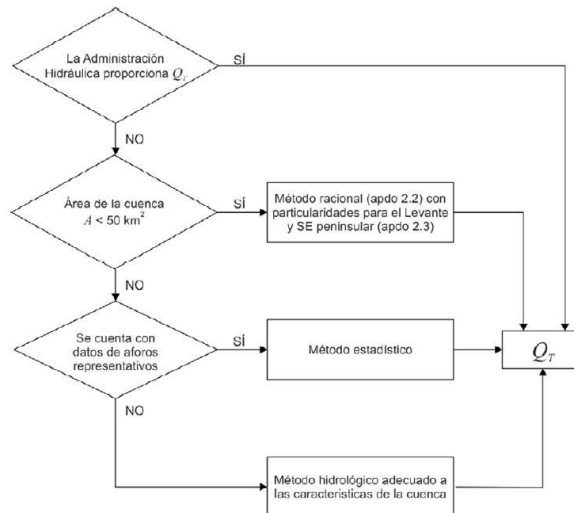


Fig. 2 Diagrama de flujo para la elección del método de cálculo de caudales. Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

Dado que dichas cuencas son de una superficie inferior a 50km² y que se poseen de datos de aforos se optará por seguir el método racional, tal y como recomienda la norma.

2.2. Método racional

Este método supone la generación de esorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación uniforme en el tiempo, sobre toda su superficie. Siguiendo este método, el caudal máximo anual QT, correspondiente a un periodo de retorno T, se calcula mediante la fórmula;

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Donde;

- Q_T (m³/s): Caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca.

- $I(T, t_c)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado T, para una duración del aguacero, igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca.
- C (adimensional): Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.
- A (km²): Área de la cuenca o superficie considerada.
- K_t (adimensional): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

2.2.1. Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación I (T, t) correspondiente a un período de retorno T, y a una duración del aguacero t, a emplear en la estimación de caudales por el método racional, se obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

$$I(T, t) = I_d \cdot F_{int}$$

Donde:

- $I(T, t)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del aguacero t.
- I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T.
- F_{int} (adimensional): Factor de intensidad. La intensidad de precipitación a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca Q_T , es la que corresponde a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$) de dicha cuenca.

2.2.1.1. Intensidad media diaria de precipitación corregida

La intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24}$$

Donde:

- I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T .
- P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T .
- K_A (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca. Este factor tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 \\ \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \end{aligned}$$

En donde A es el área de la cuenca.

2.2.1.2. Factor de intensidad F_{int}

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero t

- El período de retorno T , si se dispone de curvas intensidad - duración- frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = \text{máx} (F_a, F_b)$$

Donde:

F_{int} (adimensional): Factor de intensidad.

F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

F_b (adimensional): Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

En nuestro caso al carecer de un pluviógrafo próximo;

$$F_{int} = F_a$$

Para obtener F_a se emplea la expresión:

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287t^{0,1}}$$

Donde:

F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

I_1/I_d (adimensional): Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa adjunto. Este índice se obtiene a través del Mapa del Índice de Torrencialidad (*Fig. 3*), por lo que este será $I_1/I_d=9$.

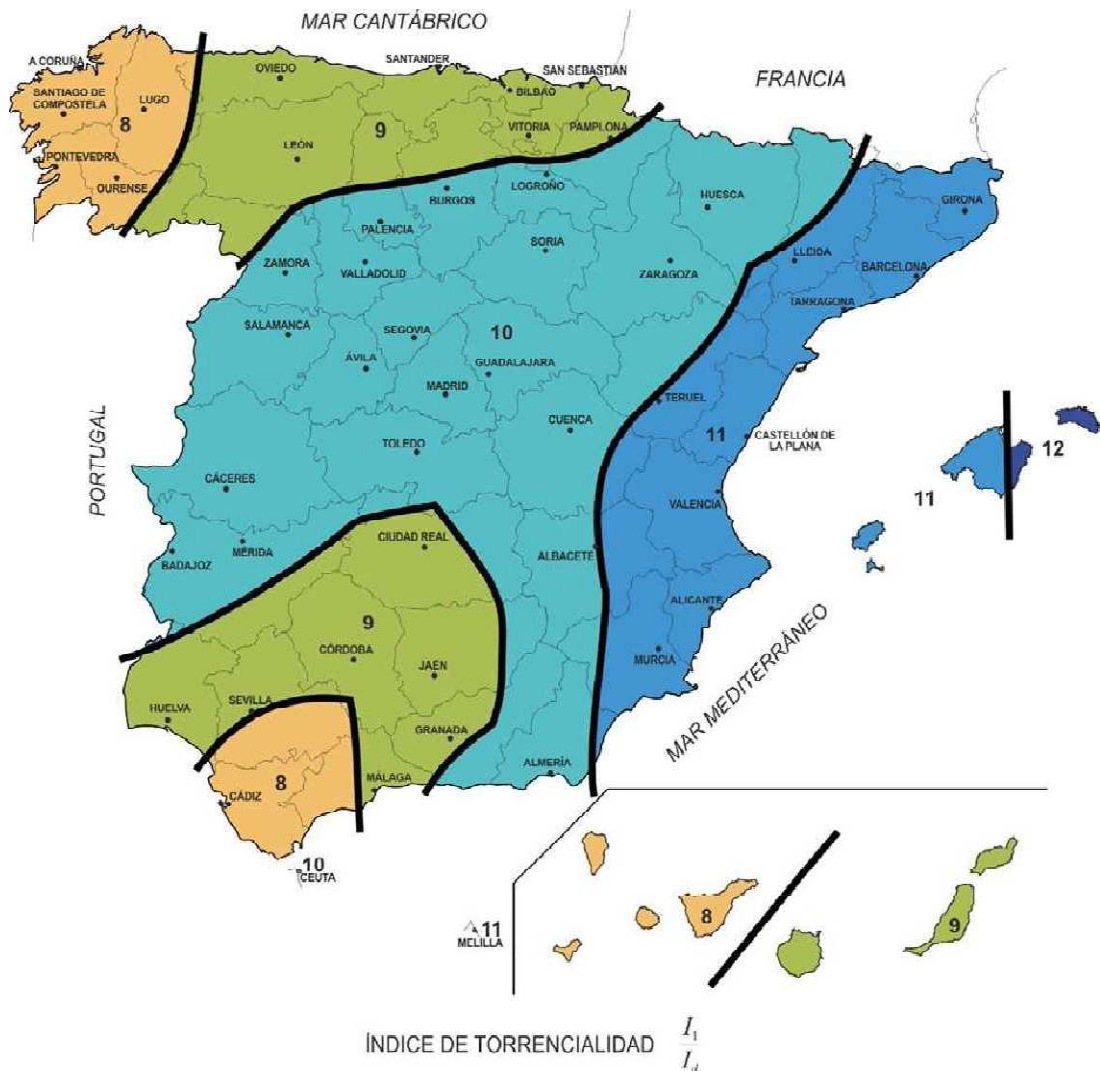


Fig. 3 Mapa índice de torrencialidad (I_1/I_a). Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

t (horas): Duración del aguacero. Para el factor de F_a , se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t=t_c$).

Tiempo de concentración

Tiempo de concentración t_c , es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe. Se obtiene calculando el tiempo de recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe, mediante las siguientes formulaciones:

- Para cuencas principales:

$$t_c = 0,3 \cdot L_c^{0,76} \cdot J_c^{-0,19}$$

Donde:

T_c (horas): Tiempo de concentración.

L_c (km): Longitud del cauce.

J_c (adimensional): Pendiente media del cauce.

Cuando el tiempo de concentración calculado mediante la fórmula anterior sea inferior a cero coma veinticinco horas ($t_c \leq 0,25h$), t_c se calculará como se indica para cuencas secundarias.

- Para cuencas secundarias, el tiempo de concentración se debe determinar dividiendo el recorrido de la escorrentía en tramos de característica homogénea inferiores a trescientos metros de longitud (300 m) y sumando los tiempos parciales obtenidos, distinguiendo entre:
 - o Flujo canalizado a través de cunetas u otros elementos de drenaje: se puede considerar régimen uniforme y aplicar la ecuación de Manning.
 - o Flujo difuso sobre el terreno.-

$$t_{dif} = 2 \cdot L_{dif}^{0,408} \cdot n_{dif}^{0,312} \cdot J_{dif}^{-0,209}$$

Donde:

t_{dif} (minutos): Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno.

n_{dif} (adimensional): Coeficiente de flujo difuso (tabla XX).

Cobertura del terreno		n_{dif}
Pavimentado o revestido		0,015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0,050
	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

Tabla 1. Valores de coeficiente de flujo difuso n_{dif} . Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

El recorrido del cauce se hará mediante revestimiento en la sección transversal de la carretera ($n_{dif}=0,015$) y los demás cuencas se tratará de cobertura no pavimentada ni revestida sin vegetación ($n_{dif}=0,050$).

L_{dif} (m): Longitud de recorrido en flujo difuso.

J_{dif} (adimensional): Pendiente media.

Una vez determinado el tiempo de recorrido del tiempo difuso, el tiempo de concentración t_c , a considerar se obtiene de la siguiente tabla:

t_{dif} (minutos)	t_c (minutos)
≤ 5	5
$5 \leq t_{dif} \leq 40$	t_{dif}
≥ 40	40

Tabla 2. Determinación de t_c en condiciones de flujo difuso Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

2.2.2. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad I (T, t_c) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca. El coeficiente de escorrentía C , se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_o \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 11\right)^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_o \quad C = 0$$

Donde:

C (adimensional): Coeficiente de escorrentía.

P_d (mm): Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado.

K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

P_o (mm): Umbral de escorrentía.

2.2.2.1. Umbral de escorrentía

El umbral de escorrentía P_o , representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía. Se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$P_o = P_o^i \cdot \beta$$

Donde:

Po (mm): Umbral de escorrentía

Poⁱ (mm): Valor inicial del umbral de escorrentía.

B (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

Valor inicial del umbral de escorrentía

El valor inicial del umbral de escorrentía Poⁱ, se determinará a partir de la tabla 3, en dónde se obtiene un valor en función del uso del suelo, pendiente media y el grupo hidrológico del suelo.

El uso del suelo frente al que nos encontramos es una zona de pasto en tierras abandonadas, la cual posee una pendiente media superior a 3%.

El grupo de suelo viene definido en el siguiente mapa:(Fig.4)

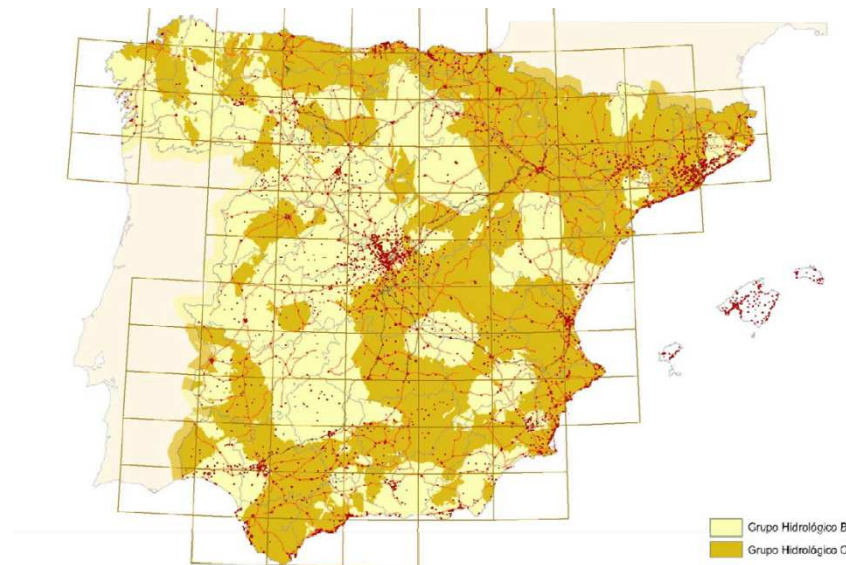


Fig. 4 Mapa de grupos hidrológicos de suelo. Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

La zona en estudio se trata del grupo hidrológico C, por lo tanto el valor inicial del umbral de escorrentía será:

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
22110	Viñedos en secano		< 3	75	34	19	14
22120	Viñedos en regadío		≥ 3	62	28	15	10
22120	Viñedos en regadío		< 3	75	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		≥ 3	80	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		< 3	95	42	22	15
22210	Frutales en secano		≥ 3	62	28	15	10
22210	Frutales en secano		< 3	75	34	19	14
22220	Frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22220	Frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22221	Cítricos		≥ 3	80	34	19	14
22221	Cítricos		< 3	95	42	22	15
22222	Frutales tropicales		≥ 3	80	34	19	14
22222	Frutales tropicales		< 3	95	42	22	15
22223	Otros frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22223	Otros frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22300	Olivares		≥ 3	62	28	15	10
22300	Olivares		< 3	75	34	19	14
22310	Olivares en secano		≥ 3	62	28	15	10
22310	Olivares en secano		< 3	75	34	19	14
22320	Olivares en regadío		≥ 3	62	28	15	10
22320	Olivares en regadío		< 3	75	34	19	14
23100	Prados y praderas		≥ 3	70	33	18	13
23100	Prados y praderas		< 3	120	55	22	14
23100	Pastos en tierras abandonadas		≥ 3	24	14	8	6
23100	Pastos en tierras abandonadas		< 3	58	25	12	7
23100	Prados arbolados		≥ 3	70	33	18	13
23100	Prados arbolados		< 3	120	55	22	14

Tabla 3. Valor inicial del umbral de escorrentía P_{oi} (mm). Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

Por lo que;

$$P_{oi} = 8 \text{ mm}$$

Coefficiente corrector del umbral de escorrentía

La formulación del método racional requiere una calibración, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía β .

Para llevar a cabo la calibración, se toma el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la *Tabla 4*, correspondientes a las regiones de la *Figura 5*.



Fig. 5 Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Periodo de retorno T (años), F_T				
		50% Δ_{50}	67% Δ_{67}	90% Δ_{90}	2	5	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,18	1,47	1,90
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,15	1,38	1,62
41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00

Tabla 4. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía: valores correspondientes a calibraciones regionales. Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje superficial

Nos encontramos en la región nº 13.

Según el tipo de obra de que en cada caso se trate se usaran las siguientes expresiones:

-Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes: Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del periodo de retorno T , considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

-Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal): producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del periodo de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$

Donde;

β^{PM} (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares.

β^{DT} (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera.

β_m (adimensional): Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

F_T (adimensional): Factor función del periodo de retorno T .

Δ_{50} (adimensional): Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al cincuenta por ciento (50%).

Estos valores vienen definidos en la *Tabla 4*, por lo que;

$$\beta_m = 0,60$$

$$F_T (25 \text{ años}) = 1,15$$

$$F_T (100 \text{ años}) = 1,34$$

$$\Delta_{50} = 0,15$$

A partir de estos datos obtenemos que en cualquier caso $Pd \cdot Ka$ es mayor que Po , así que los valores del coeficiente de escorrentía serán los siguientes;

$T=25$ años:

Drenaje de la zonas colindantes a la calzada: $C=0,860$

Drenaje transversal de la carretera: $C=0,906$

$T=100$ años:

Drenaje de la zonas colindantes a la calzada: $C=0,879$

Drenaje transversal de la carretera: $C=0,920$

2.2.3. Área de la cuenca

A efectos se considera como área de la cuenca A , la superficie medida en proyección horizontal (planta) que drena al punto de desagüe.

2.2.4. Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación

El coeficiente K_t tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación; se obtendrá a través de la siguiente expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

K_t (adimensional): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

T_c (horas): Tiempo de concentración de la cuenca.

2.3. Conclusión

Para un correcto drenaje se dispondrán cuneta sin revestimiento en las zonas de desmonte, de las siguientes dimensiones:

Talud interior de 6/1 de 0.6 m de ancho y talud exterior de 4/1 de 0,4 metros de ancho.