



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ANEJO Nº4

HIDROLOGÍA Y DRENAJE

Autor:

Victor Manuel Ramos Melendez

Tutor:

Francisco Javier Camacho Torregrosa

Cotutor:

David Llopis Castelló

ESTUDIO DE ACONDICIONAMIENTO DE LA CARRETERA CV-790 ENTRE LOS MUNICIPIOS BENILLOBA (PK 0+000)
Y COCENTAINA (PK 6+500), PROVINCIA DE ALICANTE.

ANEJO Nº4

HIDROLOGÍA Y DRENAJE



**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS**



**UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA**



ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. Introducción..... | 4 |
| 2. Precipitaciones y climatología | 4 |
| 3. Hidrología..... | 5 |
| 4. Riesgo de inundación | 6 |
| 5. Drenajes | 7 |
| 5.1. Drenaje transversal | 15 |
| 5.2. Drenaje longitudinal..... | 15 |
| 6. Bibliografía..... | 16 |

1. Introducción

En el presente anejo se pretende estudiar las condiciones hidrológicas de la zona afectada por el condicionamiento de la CV-790. Se estudiarán las zonas inundables, las precipitaciones históricas y las obras de drenaje que se disponen en la carretera actual, definiendo si se debe mejorar o mantenerlo tal como está.

2. Precipitaciones y climatología

Se ha recurrido al sitio web de AEMet (Agencia estatal de Meteorología) para poder así caracterizar la zona en cuanto a su climatología y nivel de precipitaciones.

Se han obtenido datos medios anuales correspondiente al periodo de 1981- 2010 en donde, tal y como se puede ver en la Imagen 1, la zona donde se sitúan los términos municipales de Benilloba y Cocentaina presentan una media de entre 600 y 500 mm al año, lo que, si bien corresponde a un lugar no extremadamente lluvioso, tampoco podría calificarse como árido.

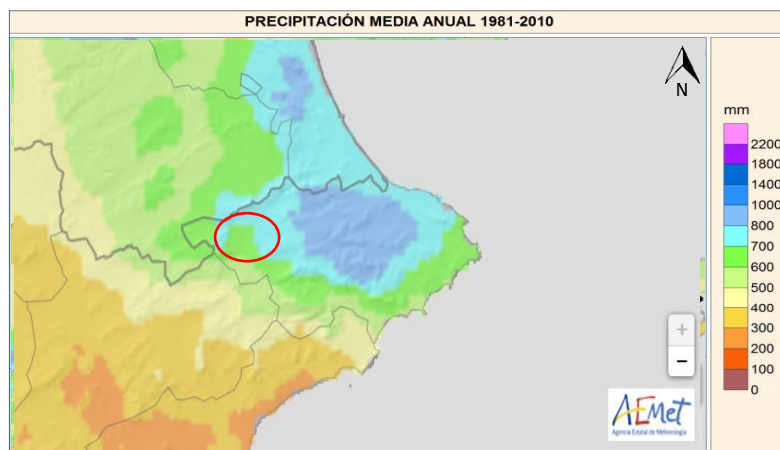


Imagen 1: Precipitación media anual 1981-2010. Fuente: AEMET

Además, se ha obtenido la precipitación máxima diaria media en el periodo anteriormente mencionado (ver Imagen 2), obteniendo valores entre 100 y 80 mm en el día con mayores lluvias.

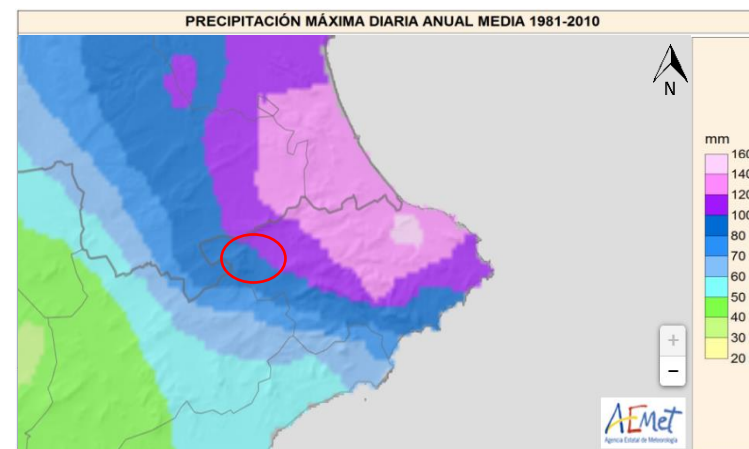


Imagen 2: Precipitación máxima diaria anual media 1981-2010. Fuente: AEMet

En ambas imágenes (Imágenes 1 y 2), se puede apreciar cómo la zona de estudio está situada en un área que presenta precipitaciones mayores a la media, tanto en el caso de la media anual como en la precipitación máxima diaria anual.

Debido a que los datos obtenidos pueden estar a día de hoy un poco obsoletos, se recurrió igualmente a AEMet. Esta vez a los resúmenes de precipitaciones históricos mensuales de la Comunidad Valenciana. De esta forma se ha obtenido el Gráfico 1, resumen de todos estos archivos recopilados, teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente sobre que los términos municipales de Benilloba y Cocentaina se encuentran en la zona más lluviosa de la Provincia de Alicante. Así, las precipitaciones en los últimos 10 años han sido mayores a la media marcada en 530 mm al año.

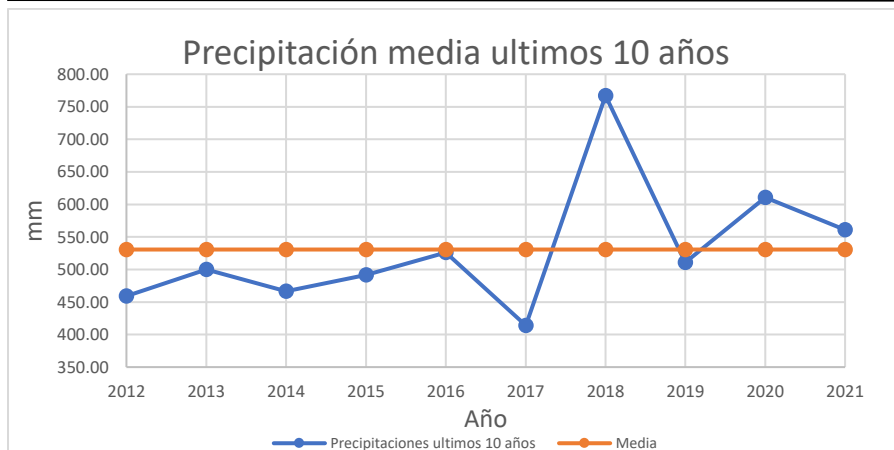


Gráfico 1: Precipitación media anual últimos 10 años. Fuente: Elaboración propia a partir de AEMET

Por último, en el mismo portal web, se obtuvo la clasificación climática de Köppen entre los mismos años 1981 – 2010. Esta clasificación consiste en dividir el terreno e indicar el comportamiento de las temperaturas y precipitaciones que caracterizan cada clima. Se puede observar que la zona de estudio está clasificada como Csa, lo que quiere decir que corresponde a un clima mediterráneo típico, en donde las temperaturas medias superan los 22º y las lluvias son estacionales.

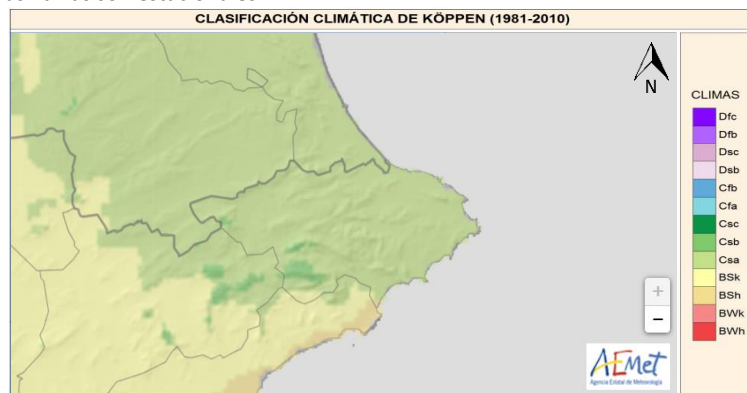


Imagen 3: Clasificación climática de Köppen 1981-2010. Fuente: AEMET

3. Hidrología

El terreno objeto de estudio atraviesa zonas con una gran cantidad de montañas y taludes fuertemente inclinados, es por esto que, a lo largo de todo su recorrido, necesita una gran cantidad de obras de drenaje, tanto transversal como longitudinal, ya que, al encontrarse en un punto más bajo, toda el agua proveniente de precipitaciones termina confluyendo en su calzada.

Utilizando la herramienta Autodesk Civil 3D, se ha estudiado el terreno y analizado el recorrido de las aguas en los momentos de precipitaciones, pudiendo así trazar una envolvente que marca las zonas a partir de donde el agua, por gravedad, toman rumbo a la carretera o se aleja de esta.

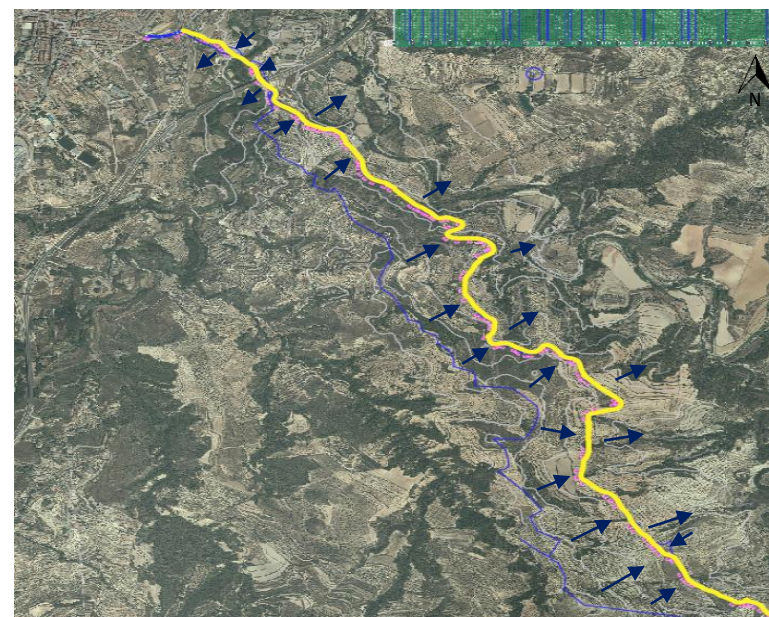


Imagen 4: Vertiente del agua. Fuente: Elaboración propia

Tal y como se puede ver en la imagen 4, el agua tiene en casi la totalidad del trazado un rumbo de suroeste a noreste ya que la cordillera montañosa se presenta, en sentido

creciente de PKs, al margen izquierdo del trazado. Es por esto que casi la totalidad del drenaje longitudinal se situará en la mencionada margen izquierda, recogiendo así y encauzando el agua. Para que el sistema de drenaje funcione con éxito todas estas aguas, a través del drenaje longitudinal, se conducirán a los drenajes transversales los cuales superarán la carretera haciendo que el agua fluya por debajo de esta en el sentido natural que llevaría, es decir, de suroeste a noreste.

4. Riesgo de inundación

Para estudiar las zonas con riesgo de inundación se ha hecho uso del PATRICOVA (Plan de Acción Territorial sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana) el cual indica la envolvente de peligrosidad por inundación. En la imagen 5 se puede ver que la CV-790 atraviesa esta envolvente únicamente en un punto específico al final de su trazado, sin embargo, hay varios tramos en los que su trazado discurre prácticamente bordeando esta envolvente, por lo que son puntos en los que también se deberá de tener cierta cautela.

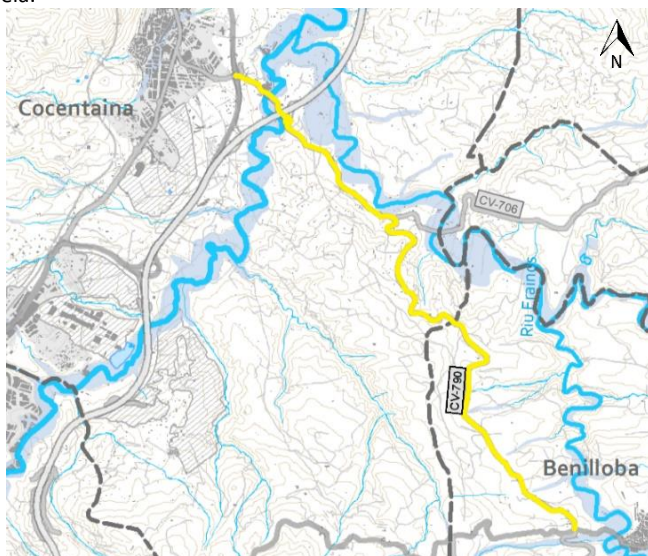


Imagen 5: Envolvente peligrosidad por inundación. Fuente: PATRICOVA

Viendo más en detalle la envolvente de peligrosidad y analizando los mapas de peligrosidad de inundación obtenidos del visor cartográfico de la Comunidad Valenciana GVA, el territorio presenta zonas con peligrosidad 1, esto es, zonas con una frecuencia de inundaciones alta de aproximadamente 25 años y con un calado alto de más de 0.8 metros de altura del agua (en rosa en Imagen 6).

Además, se puede observar que el resto de la envolvente de peligrosidad está compuesta por el catalogado “peligro geomorfológico”. Este peligro se asocia a diferentes procesos morfológicos del territorio, que, por sus características, actúan como un indicador de la presencia de inundaciones pasadas, no necesariamente catalogadas, cuyos procesos pueden ser reactivados en el futuro con distintas frecuencias y/o magnitudes (en naranja en Imagen 6).

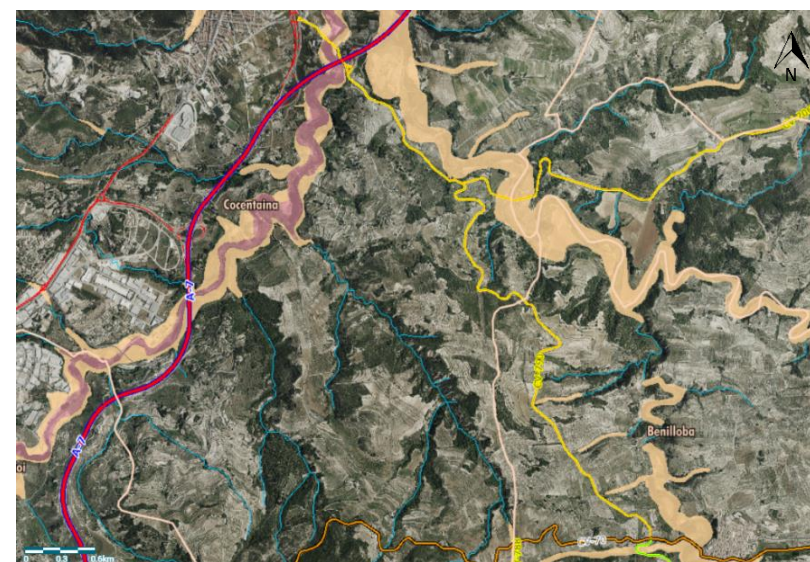


Imagen 6: Descompuesto envolvente de peligrosidad (peligrosidad 1 y geomorfológica)
Fuente: PATRICOVA

5. Estudio Hidráulico

El objetivo del estudio hidráulico es poder conocer las condiciones de la zona a acondicionar para así poder dimensionar adecuadamente las obras de drenaje que se dispondrá a lo largo de todo el trazado.

El drenaje longitudinal recoge las aguas y las conduce hasta los drenajes transversales para que así puedan pasar de un lado a otro de la carretera sin inundarla o crear zonas encharcadas.

5.2 Definición de cuencas

Para delimitar las cuencas se ha hecho uso de la herramienta informática Autodesk Civil 3D y las líneas de nivel de la cartografía del terreno.

Se ha obtenido un total de seis cuencas vertientes delimitadas por la divisoria de aguas. La totalidad de estas cuencas se encuentran en el margen izquierdo de la carretera en el sentido creciente de los PKs. Se pueden encontrar pequeñas cuencas de escasos m² en la margen izquierda, sin embargo, debido a su reducido tamaño, no se tomarán en cuenta para el drenaje transversal ya que se conducirán longitudinalmente por dicha margen hasta la zona en donde pueda desaguar naturalmente por las inclinaciones del terreno.

Las cuencas delimitadas y su zona afectada de la carretera son las mostradas en la Tabla 1 y mostrada gráficamente en la Imagen 7

| Cuenca | Área (km ²) | Long. Max (km) | Pendiente |
|--------|-------------------------|----------------|-----------|
| C-1 | 0,2667 | 0.58264 | 0.2875 |
| C-2 | 0.2562 | 0.64816 | 0.1628 |
| C-3 | 0,2098 | 0.50312 | 0.1949 |
| C-4 | 0,605 | 0.46042 | 0.2038 |
| C-5 | 0,2254 | 0.42434 | 0.3186 |
| C-6 | 0,1841 | 0.72716 | 0.1987 |

Tabla 1: Cuencas y características. Fuente: Elaboración propia

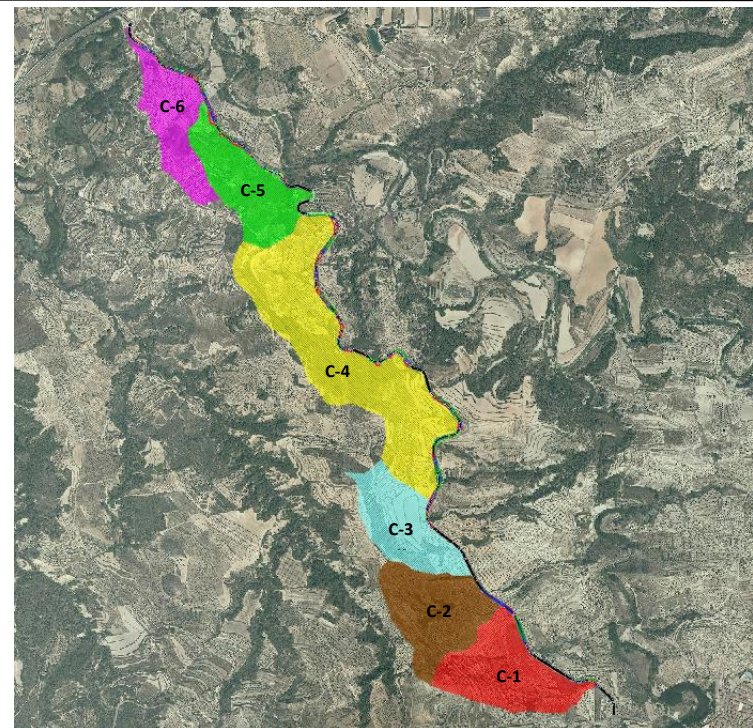


Imagen 7: Representación cuencas vertientes. Fuente: Elaboración propia.

5.3 Definición de periodo de retorno

Según la normativa vigente de la Instrucción de Carreteras 5.2-I.C de Drenaje Superficial (Ministerio de Fomento, 2016) para el cálculo de las obras de drenaje el periodo de retorno viene definido como:

- Drenaje longitudinal: 25 años menos en casos excepcionales en los que será de 50 años.
- Drenaje transversal: 100 años o más, siendo compatible con los criterios de la Administración Hidráulica correspondiente.



5.3 Método de Calculo

Para el cálculo del caudal de agua y la capacidad de desagüe se tendrá en cuenta la Norma 5.2 I.C de la Instrucción de Carreteras. En donde el caudal de proyecto como el caudal que debe de tenerse en cuenta para realizar el dimensionamiento hidráulico de los drenajes superficiales de la carretera, en base a los periodos de retornos proporcionados por la misma normal dependiendo del caso (longitudinal o transversal).

En el caso en el que el periodo de retorno es ≤ 25 el caudal se calculara mediante el modelo racional. El cual tiene la siguiente expresión.

$$Qt = \frac{I(T, t_c) * C * A * K_t}{3.6}$$

En 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 T, para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca.
- C: coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.
- K_t : coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

En el caso en donde el periodo retorno es mayor a 25 años, pero no se ha realizado un estudio específico en donde se tenga en cuenta la información acerca avenidas históricas o grandes precipitaciones, el caudal máximo se obtendrá con la siguiente expresión:

$$Qt = \varphi * Q_{10}^\lambda$$

En donde:

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

- Q_{10} (m³/s): caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca, calculado mediante método racional.

- φ : coeficiente propio de la región y del periodo de retorno considerado.

- λ : exponente propio de la región y del periodo de retorno considerado.

5.4 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación $I(T, t)$ correspondiente a un periodo de retorno T y una duración de aguacero t, para estimar los caudales por el método racional se obtiene con la siguiente expresión:

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

En donde:

- $I(T, t)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente a un periodo T y a una duración de aguacero t.
- I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T.
- F_{int} (Adimensional): Factor de intensidad.

5.4.1 Intensidad media diaria de precipitación corregida

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

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

En donde:

- I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T.
- P_d (mm): Precipitación diaria correspondiente al periodo retorno T.
- K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.



5.4.1.1 Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

Este factor reductor tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda la superficie de la cuenca. Debido a que el área de todas las cuencas vertientes son menores a 1 km² este valor de considera como 1.

$$K_A = 1$$

5.4.1.2 Precipitación diaria

La precipitación diaria es la correspondiente al valor medio de la superficie de la cuenca procedente de la interpolación de los valores obtenidos de los pluviómetros. En este caso, se hará uso de la Hoja 4-4 de las “máximas lluvias diarias en la España peninsular” en donde se obtendrá el coeficiente de variación C_v y el valor de precipitación diaria de estudio.

La imagen 8 muestra las isóneas del coeficiente C_v en rojo y de las precipitaciones morado.

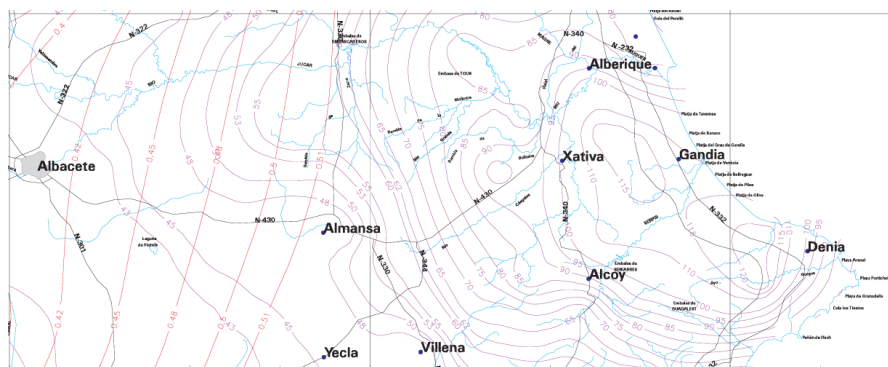


Imagen 8: Mapa de lluvias de España para obtención de C_v y P_m . Fuente: Máximas lluvias diarias en la España peninsular

Se obtiene que el coeficiente $C_v = 0.51$ y $P_m = 95$

Finalmente, para la obtención de P_d , se debe de multiplicar el valor de las precipitaciones diarias (P_m) por el amplificador K_t obtenido a partir del coeficiente C_v y el periodo retorno T a partir de la tabla mostrada en la Imagen 9.

| | PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T) | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| C _v | 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 |

Imagen 9: Tabla obtención de K_t . Fuente: Máximas lluvias diarias en la España peninsular

Para un periodo de retorno de 10 y 25 años el valor de K_t será 1,625 y 2,068 correspondientemente.

Finalmente, se obtiene el valor de P_d con la siguiente expresión:

$$P_d = P_m * K_t$$

$$\text{Periodo retorno 25 años: } P_{d25} = 95 * 2,068 = \mathbf{196,65}$$

$$\text{Periodo retorno 10 años: } P_{d10} = 95 * 1,625 = \mathbf{153,9}$$



Obtenidos todos los valores necesarios, se puede realizar el cálculo de la intensidad de precipitación corregida para cada uno de los periodos de retorno considerados.

$$\text{Periodo retorno 25 años: } I_{d25} = \frac{196,65 \cdot 1}{24} \Rightarrow I_{d25} = 8,19$$

$$\text{Periodo retorno 10 años: } I_{d10} = \frac{153,9 \cdot 1}{24} \Rightarrow I_{d10} = 6,41$$

5.4.2 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración t_c es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca este aportando escorrentía en el punto de desagüe. Obtenido como el tiempo de recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe mediante la siguiente formulación:

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

En donde:

- T_c (horas): Tiempo de concentración.
- L_c (km): Longitud del cauce.
- J_c (adimensional) Pendiente media del cauce.

En la Tabla 2 se puede ver el cálculo del tiempo de concentración para cada una de las cuencas existentes.

| Cuenca | Long. Max (km) | Pendiente | t_c (h) |
|--------|----------------|-----------|-----------|
| C-1 | 0,58264 | 0,2875 | 0,25 |
| C-2 | 0,64816 | 0,1628 | 0,30 |
| C-3 | 0,50312 | 0,1949 | 0,24 |
| C-4 | 0,46042 | 0,2038 | 0,23 |
| C-5 | 0,42434 | 0,3186 | 0,19 |
| C-6 | 0,72716 | 0,1987 | 0,32 |

Tabla 2: Cálculo por cuencas de tiempo de concentración. Fuente: Elaboración propia

5.4.3 Factor de intensidad F_{int}

Este factor introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de la duración del aguacero (t_c) y las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF).

Se tomará el mayor valor de los indicados a continuación:

$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

En donde:

- F_{int} (adimensional): Factor de intensidad.
- F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_l/I_d).

5.4.3.1 Obtención de F_a

Para la obtención del factor F_a se utiliza la expresión:

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

En donde:

- F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_l/I_d)
- (I_l/I_d) (adimensional): Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida (Imagen 8).
- t (horas): Duración del aguacero (Igual a tiempo de concentración t_c)

La imagen 10 muestra el mapa de España en donde se señala el índice de torrencialidad I_l/I_d dependiendo de en qué zona geográfica se encuentre la carretera. En el caso de la CV-790, esta se encuentra en Alicante, zona que está catalogada con un 11 de índice de torrencialidad.

$$\frac{I_l}{I_d} = 11$$

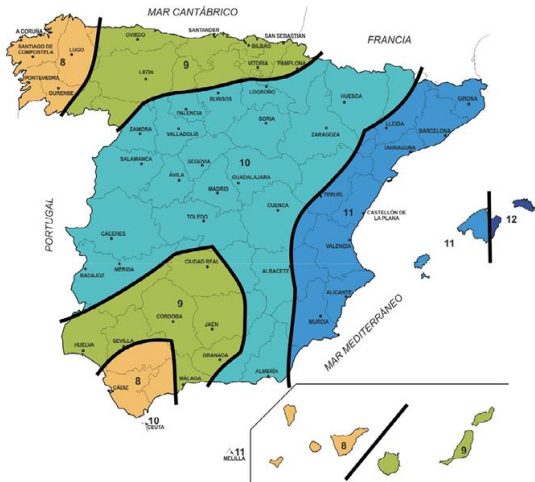


Imagen 10: Mapa del índice de torrencialidad. Fuente: Norma 5.2 I.C Instrucción de Carreteras

Una vez obtenido el índice de torrencialidad se calcula el F_a utilizando el apoyo del gráfico mostrado en la Imagen 11.

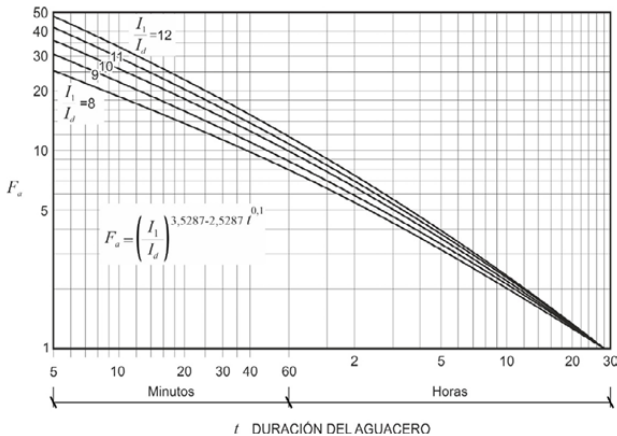


Imagen 11: Factor F_a . Fuente: Norma 5.2 I.C Instrucción de Carreteras

En la Tabla 3 se resumen los valores obtenidos de F_a para cada una de las cuencas estudiadas.

| Cuenca | t_c (h) | I_1/I_2 | f_a |
|--------|-----------|-----------|-------|
| C-1 | 0,25 | 11 | 24,01 |
| C-2 | 0,30 | 11 | 21,70 |
| C-3 | 0,24 | 11 | 24,49 |
| C-4 | 0,23 | 11 | 25,48 |
| C-5 | 0,19 | 11 | 27,50 |
| C-6 | 0,32 | 11 | 21,13 |

Tabla 3: Resumen valor de F_a según cuenca. Fuente: Elaboración propia

5.4.3.2 Factor F_b

Debido a la falta de datos concretos de las curvas IDF a partir de pluviógrafos, este valor no se tendrá en cuenta por lo que el valor de F_{int} corresponderá al valor de F_a .

$F_{int} = F_a = \text{Ver Tabla 3}$

Finalmente, se procede al cálculo de la intensidad de precipitación $I(T,t)$ en función del periodo de retorno y el tiempo de aguacero. Dicho cálculo se muestra en la Tabla 4 a continuación.

| Cuenca | Periodo retorno | I_d | F_{int} | $I(T,t)$ |
|--------|-----------------|-------|-----------|----------|
| C-1 | 10 | 6.413 | 24.01 | 153.9 |
| | 25 | 8.194 | | 196.7 |
| C-2 | 10 | 6.413 | 21.70 | 139.2 |
| | 25 | 8.194 | | 177.8 |
| C-3 | 10 | 6.413 | 24.49 | 157 |
| | 25 | 8.194 | | 200.6 |
| C-4 | 10 | 6.413 | 25.48 | 163.4 |
| | 25 | 8.194 | | 208.8 |
| C-5 | 10 | 6.413 | 27.50 | 176.3 |
| | 25 | 8.194 | | 225.3 |
| C-6 | 10 | 6.413 | 21.13 | 135.5 |
| | 25 | 8.194 | | 173.1 |

Tabla 4: Cálculo de intensidad de precipitación. Fuente: elaboración propia



5.5 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C define la parte de la precipitación de intensidad $I(T,tc)$ que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca. Este se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1 \right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11 \right)^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 \quad C = 0$$

En donde:

- C (adimensional): Coeficiente de escorrentía.
- P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al periodo retorno.
- K_A (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca = 1.
- P_0 (mm) Umbral de escorrentía.

5.5.1 Umbral de escorrentía

El umbral de escorrentía P_0 representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que inicie la generación de escorrentía. Determinada por la expresión:

$$P_0 = P_0^i * B$$

En donde:

- P_0 (mm) Umbral de escorrentía.
- P_0^i (mm): Valor inicial de escorrentía
- B : Coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

5.5.1.1 Valor inicial del umbral de escorrentía

El valor inicial del umbral de escorrentía se determina a partir de los usos del suelo y la pendiente natural del terreno, haciendo uso de las tablas 2.3 de la Normal 5.2 I.C de la Instrucción de Carreteras.

Primero se debe de obtener el grupo hidrológico al que pertenece el suelo de la siguiente imagen 12. Obteniendo que por donde transcurre la carretera pertenece al grupo hidrológico C. Dicho grupo presenta un drenaje imperfecto con una infiltración lenta.

Teniendo el grupo hidrológico y los usos del suelo provenientes de los mapas cartográficos de la Comunidad Valenciana GVA se hace uso de la comentada Tabla 2.3 de la Normal 5.2 I.C de la Instrucción de Carreteras. Obteniendo así un valor de 21.5

$$P_0^i = 21.5$$

5.5.1.2 Coeficiente corrector del umbral de escorrentía

Para dicho coeficiente en el caso de drenaje transversales de vías de servicio, ramales, caminos accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y drenaje de plataforma y márgenes (longitudinal) se debe de aplicar la siguiente expresión:

$$B^{PM} = B_m * F_T$$

En donde:

- B_m : Valor medio en la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía.
- F_T : Factor función del periodo de retorno T .

Para estimar dicho valor se hace uso del mapa mostrado en la imagen 12.



Imagen 12: Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2 I.C Instrucciones de Carreteras

Como se puede ver en la imagen 12, la zona en donde se ubica la carretera está catalogada como 822, con este valor se procede a la imagen 13 la cual muestra la tabla de coeficientes correctores en función al periodo retorno.

| 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 |
| 42 | 2,25 | 0,20 | 0,35 | 0,55 | 0,67 | 0,86 | 1,18 | 1,46 | 1,78 |
| 511 | 2,15 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,81 | 0,91 | 1,12 | 1,30 | 1,50 |
| 512 | 0,70 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 52 | 0,95 | 0,20 | 0,25 | 0,45 | 0,89 | 0,94 | 1,09 | 1,22 | 1,36 |
| 53 | 2,10 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,68 | 0,87 | 1,16 | 1,38 | 1,56 |
| 61 | 2,00 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,77 | 0,91 | 1,10 | 1,18 | 1,17 |
| 71 | 1,20 | 0,15 | 0,20 | 0,35 | 0,82 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 72 | 2,10 | 0,30 | 0,45 | 0,70 | 0,67 | 0,86 | 1,00 | - | - |
| 81 | 1,30 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,76 | 0,90 | 1,14 | 1,34 | 1,58 |
| 821 | 1,30 | 0,35 | 0,50 | 0,85 | 0,82 | 0,91 | 1,07 | - | - |
| 822 | 2,40 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,70 | 0,86 | 1,16 | - | - |

Imagen 13: Tabla de coeficientes correctores en función al periodo retorno. Fuente: Norma 5.2 I.C Instrucciones de Carreteras

La imagen 13 muestra que:

- $B_M = 2,4$
- $F_T 10 \text{ años} = 1$
- $F_T 25 \text{ años} = 1,16$

Por lo que se puede obtener el Coeficiente corrector del umbral de escorrentía:

$$B_{10}^{PM} = 2,4 * 1 = 2,4$$

$$B_{25}^{PM} = 2,4 * 1,16 = 2,784$$



Por último, se puede obtener el umbral de escorrentía P_0 :

$$P_{0,10} = 21,5 * 2,4 = 51,6$$

$$P_{0,25} = 21,5 * 2,784 = 59,856$$

Con todos los datos disponibles, se procede a calcular la escorrentía en la Tabla 5

| Periodo retorno | Pd | Ka | P0 | C |
|-----------------|-------|----|-------|-------|
| 10 | 153,9 | 1 | 51,60 | 0,283 |
| 25 | 196,7 | | 59,86 | 0,316 |

Tabla 5: Calculo de escorrentía. Fuente: Elaboración propia

5.6 Coeficiente de uniformidad

El coeficiente K_T tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$K_T = 1 + \frac{tc^{1.25}}{tc^{1.25}}$$

Dichos cálculos se realizan en la Tabla 6.

| Cuenca | tc (h) | KT |
|--------|--------|-------|
| C-1 | 0.25 | 1.013 |
| C-2 | 0.30 | 1.016 |
| C-3 | 0.24 | 1.012 |
| C-4 | 0.23 | 1.011 |
| C-5 | 0.19 | 1.009 |
| C-6 | 0.32 | 1.017 |

Tabla 6: Calculo de coeficiente de uniformidad. Fuente: Elaboración propia

5.7 Caudales

Una vez obtenidos todos los datos necesarios, se procede a la obtención de los caudales máximos. Todos estos cálculos se pueden observar en la Tabla 7.

| Cuenca | Periodo retorno | I(T,t) | C | Área (km) | Kt | Qt (m³/s) |
|--------|-----------------|--------|-------|------------|-------|-----------|
| C-1 | 10 | 153,93 | 0,284 | 0,26676193 | 1,013 | 3,28 |
| | 25 | 196,69 | 0,317 | | | 4,68 |
| C-2 | 10 | 139,16 | 0,284 | 0,25623279 | 1,016 | 2,86 |
| | 25 | 177,82 | 0,317 | | | 4,07 |
| C-3 | 10 | 157,01 | 0,284 | 0,20982364 | 1,012 | 2,63 |
| | 25 | 200,63 | 0,317 | | | 3,75 |
| C-4 | 10 | 163,39 | 0,284 | 0,60584885 | 1,011 | 7,89 |
| | 25 | 208,77 | 0,317 | | | 11,25 |
| C-5 | 10 | 176,32 | 0,284 | 0,22543212 | 1,009 | 3,16 |
| | 25 | 225,30 | 0,317 | | | 4,51 |
| C-6 | 10 | 135,50 | 0,284 | 0,18417166 | 1,017 | 2,00 |
| | 25 | 173,13 | 0,317 | | | 2,85 |

Tabla 7: Calculo de caudales según periodo retorno. Fuente: Elaboración propia

Por último, como se comentó anteriormente, debido a que para el drenaje transversal se debe de diseñar tomando en cuenta un periodo de retorno de 100 años, se debe utilizar la expresión indicada en el punto 5.2.

$$Qt = \varphi * Q_{10}^{\lambda}$$

De la tabla 2.6 de la Norma 5.2 I.C de la Instrucciones de carreteras se obtiene que los valores para la zona correspondiente de φ y λ para 100 años, son de 51,6297 y 0,6065 correspondientemente. La Tabla 8 muestra los cálculos realizados.

| Cuenca | Q_{T10} | Q_{T100} |
|--------|-----------|------------|
| C-1 | 3.2774603 | 106.045 |
| C-2 | 2.8553844 | 97.539 |
| C-3 | 2.6280473 | 92.752 |
| C-4 | 7.8879441 | 180.645 |
| C-5 | 3.1617289 | 103.758 |
| C-6 | 2.0002368 | 78.600 |

Tabla 7: Cálculo de caudal para periodo retorno de 100 años. Fuente: Elaboración propia

6. Drenajes

Los drenajes a lo largo de toda la carretera son de gran necesidad debido a que como se vio en los puntos anteriores, aunque se encuentre en la provincia de Alicante la cual es bastante árida, los municipios de Benilloba y Cocentaina se encuentran en una zona con precipitaciones por encima de la media y son catalogadas como zonas húmedas. Además, a causa de que se encuentra entre zonas montañosas, todas las aguas terminan confluyendo en la carretera, por lo que es de vital importancia tener buenos sistemas que lleven el agua fuera de la carretera de forma eficiente y eficaz, garantizando así en todo momento la comodidad, confort y seguridad de los usuarios.

6.1. Drenaje transversal

La CV-790 cuenta a lo largo de todo su trazado con un total de 21 Obras de Drenaje Transversal (ODT). Estas se disponen con el fin de recolectar las aguas provenientes de las precipitaciones y llevarlas de un lado de la carretera al otro sin que se produzca inundación en la calzada. El inicio de la totalidad de estas obras de drenaje se encuentra al margen izquierdo de la calzada en sentido creciente de los PK, para desaguar del lado derecho siguiendo las líneas de nivel.

Entre estos drenajes, los más delicados por su posición, cotas del terreno y condiciones de la carreta son tres, situados en los PK 2+920, 3+000 y 4+600. Como se puede ver en la

imagen 14, estos drenajes se encuentran en lugares en donde el terreno tiene fuertes pendientes.

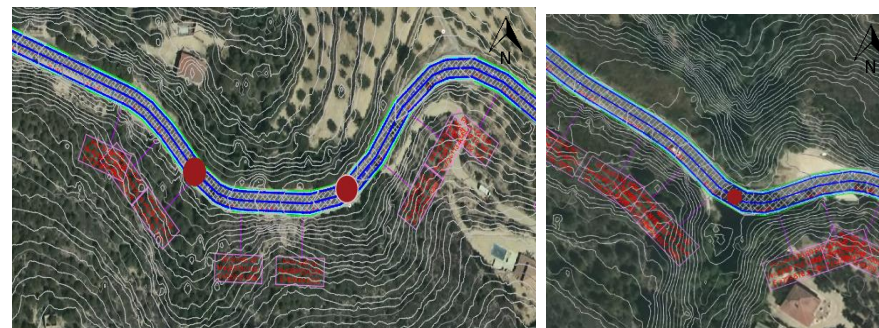


Imagen 14: Drenaje transversales de importancia. Fuente: Elaboración propia

Por último, al final de su trazado llegando al municipio de Cocentaina, se encuentra un puente con una longitud de aproximadamente 150 metros, si bien esto no es una obra de drenaje propiamente dicha, es una de las infraestructuras construidas para el paso del agua, concretamente la que lleva el río Serpis en los momentos de crecidas.

Los drenajes transversales anteriormente citados, debido a las condiciones expresadas, se intentarán mantener, siguiendo el trazado de cada una de las alternativas por estos mismos puntos, reduciendo así grandes actuaciones que no corresponden a un acondicionamiento. Sin embargo, si no se consiguen alternativas satisfactorias que mantengan estos drenajes, se planteará desplazarlos a otros puntos del trazado.

Por otro lado, el puente se mantendrá en su lugar sin verse afectado, debido a la gran envergadura que sería realizar un nuevo puente, el cual podría ser objeto de un estudio aparte.

6.2. Drenaje longitudinal

El drenaje longitudinal cumple la función de recolectar el agua que cae en la calzada y conducirla a los puntos de desagüe, estas se disponen en su mayoría en las zonas en donde por necesidades del trazado y las condiciones del terreno se han producido desmontes, por lo que están al final del talud entre el terreno y la calzada a una cota más baja que ésta última. Al igual que sucede con el drenaje transversal, el drenaje longitudinal está presente

a lo largo de todo el trazado en forma de cuneta de hormigón convencional como se puede ver en la Imagen 15.



Imagen 15: Drenaje longitudinal sentido decreciente de PKs. Fuente: Google Earth

Sin embargo, ciertos puntos en donde la traza de la carretera va por encima del terreno natural, no se dispone de ninguna obra de drenaje longitudinal, ya que, el propio bombeo de la calzada hace que el agua desagüe directamente al terreno adyacente sin necesidad de ser llevada longitudinalmente a algún punto específico (Imagen 16).



Imagen 16: Trazado sin drenaje longitudinal. Fuente: Google Earth

Viendo el drenaje de la carretera actual, se concluye que, en las alternativas, tal y como indica la normativa, se dispondrá un sistema de drenaje longitudinal que recoja la escorrentía superficial procedente tanto de la calzada como de las márgenes que viertan a ella, conduciéndola a los puntos de desagües también proyectados.

El drenaje longitudinal dispuesto en el nuevo diseño será constante a lo largo de la totalidad de la carretera, disponiendo una sección tipo de hormigón en forma trapezoidal de base 20cm y altura 20cm, constando con una inclinación 1:1 tal y como se muestra en la imagen 17.

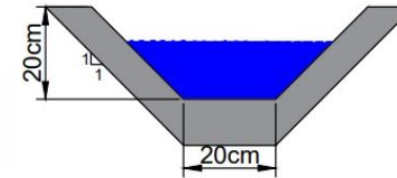


Imagen 17: Sección tipo drenaje longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

7. Bibliografía

MAPAS CLIMÁTICOS DE ESPAÑA (1981-2010), Aemet, Consultado en mayo de 2022 de:
https://www.aemet.es/documentos/es/conocermas/recursos_en_linea/publicaciones_y_estudios/publicaciones/MapasclimaticosdeEspana19812010/MapasclimaticosdeEspana19812010.pdf

Generalitat Valenciana, Política Territorial, PATRICOVA, Envolvente de peligrosidad por inundación, Consultado en mayo del 2022 de:
<https://politicaterritorial.gva.es/documents/20551069/162377877/Hojas+819+a+935.pdf/c5012606-5bdd-41eb-81f3-6c32b3b0da66?t=1446539628142>

Guía de aplicación del Plan Acción Territorial Sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana (PATRICOVA), consultado en mayo del 2022 de:
<https://politicaterritorial.gva.es/documents/20551069/167206402/Gu%C3%ADa+PATRICOVA+%28castellano%29/e1a0b83a-8846-45fa-aff7-0d98b5b4fcc0>