
ANEJO N°1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Autor: Francisco Soler Bejarano

Tutor: Álvaro Cuadrado Tarodo

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Fecha: 2023-2024

ÍNDICE

1. OBJETO:	1	4.4.1 Precipitación de diseño con distribución Log-normal:	13
2. SITUACIÓN:	1	4.4.2 Precipitación de diseño con distribución Gumbel:	13
2.1 Localización:	1	4.4.3 Precipitación de diseño con distribución GEV:	14
2.2 Antecedentes:	1	3.4.4 Resultados:	14
3. CLIMATOLOGÍA	2	5. HIDROLOGÍA	14
3.1 Introducción:	2	5.1 Introducción:	14
3.2 Cuenca hidrológica:	2	5.2 Coeficiente de escorrentía	14
3.3 Estaciones meteorológicas:	2	5.3 Tiempo de concentración de la cuenca:	17
3.4 Datos pluviométricos:	3	5.4 Hidrograma unitario:	18
4. ESTADÍSTICA:	4	5.4.1 Curvas Hipsométricas:	18
4.1 Introducción:	4	5.4.2 Curva Área Acumulada-Elevación:	19
4.2 Obtención de los parámetros de las distribuciones:	4	5.4.3 Hidrograma unitario:	20
4.2.1 Función de probabilidad Exponencial:	5	4.5 Intensidad de diseño:	20
4.2.2 Función de probabilidad Normal:	5	5.6 Caudales de diseño	20
4.2.3 Función de probabilidad Log-normal:	6		
4.2.4 Función de probabilidad Gumbel:	7		
4.2.4 Función de probabilidad GEV:	8		
4.3 Pruebas de bondad de ajuste:	8		
4.3.1 Prueba de Pearson:	8		
4.3.1.1 Prueba de Pearson con distribución exponencial:	9		
4.3.1.2 Prueba de Pearson con distribución normal:	9		
4.3.1.3 Prueba de Pearson con distribución log normal:	9		
4.3.1.4 Prueba de Pearson con distribución Gumbel:	10		
4.3.1.4 Prueba de Pearson con distribución GEV:	10		
4.3.2 Prueba de Anderson-Darling:	11		
4.3.2.1 Prueba de Anderson-Darling con distribución Exponencial:	11		
4.3.2.2 Prueba de Anderson-Darling con distribución Normal:	11		
4.3.2.3 Prueba de Anderson-Darling con distribución Log-normal:	12		
4.3.2.4 Prueba de Anderson-Darling con distribución Gumbel:	12		
3.3.2.5 Prueba de Anderson-Darling con distribución GEV:	12		
3.3.3 Conclusiones	13		
4.4 Precipitación de diseño:	13		

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización del puente a nivel regional. Elaboración propia con QGIS.	1
Figura 2. Ubicación del puente a nivel local. Elaboración propia con QGIS.	1
Figura 3. Vista del vado existente desde aguas arriba hacia aguas abajo. Fuente: Politecnico di Torino.	1
Figura 4. Mapa de elevación digital (DEM). Elaboración propia con QGIS.	2
Figura 5. Cuenca hidrográfica del puente. Elaboración propia con QGIS.	2
Figura 6. Mapa de las estaciones pluviométricas. Elaboración propia con QGIS.	2
Figura 7. Mapa de Voronoi y pluviómetros adyacentes. Elaboración propia con QGIS.	3
Figura 8. Gráfica de precipitación máxima diaria de Montenotte Inferiore. Elaboración propia con Matlab. ...	3
Figura 9. Gráfica de precipitación máxima diaria de Pareto. Elaboración propia con Matlab.	3
Figura 10. Gráfica de precipitación máxima diaria combinada (Areal). Elaboración propia con Matlab.	4
Figura 11. Precipitación máxima anual combinada (Areal). Elaboración propia con Matlab.	4
Figura 12. Recta de regresión para probabilidad Exponencial. Elaboración propia con Matlab.	5
Figura 13. Rectas de regresión para probabilidad Normal. Elaboración propia con Matlab.	6
Figura 14. Rectas de regresión para probabilidad Log-Normal. Elaboración propia con Matlab.	7
Figura 15. Rectas de regresión para probabilidad Gumbel. Elaboración propia con Matlab.	7
Figura 16. Cobertura del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	15
Figura 17. Leyenda de la cobertura del suelo. Fuente: Copernicus Land Monitoring Service.	15
Figura 18. Grados de infiltración del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	16
Figura 19. Combinación de la cobertura del suelo con los grados de infiltración del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	16
Figura 20. Canales principales de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	18
Figura 21. Mapa de elevación digital de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	18
Figura 22. Histograma de la frecuencia de elevación de la cuenca.	19
Figura 23. Cueva hipsométrica de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con Matlab.	19
Figura 24. Categorías de curvas hipsométricas. Fuente: Google Fotos.	19
Figura 25. Curva Área acumulada-Elevación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con Matlab.	19
Figura 26. Hidrograma unitario de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.	20
Figura 27. Hidrograma de la cuenca hidrográfica para un periodo de 100 años. Elaboración propia con Matlab.	21
Figura 28. Hidrograma de la cuenca hidrográfica para un periodo de 500 años. Elaboración propia con Matlab.	21

INDICE DE TABLAS:

Tabla 1. Coeficientes para la prueba de Anderson-Darling. Fuente: Politecnico di Torino.	11
Tabla 2. Resultados de las pruebas de Pearson y Anderson-Darling. Elaboración propia.	13
Tabla 3. Asociación de grupo con grado de infiltración del suelo. Fuente: Politecnico di Torino.	16
Tabla 4. Grupo de suelo para cada combinación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia.	17
Tabla 5. Obtención del Curve Number de cada combinación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia.	17

1. OBJETO:

El presente documento aborda la descripción de los trabajos en el ámbito de la climatología, estadística e hidrología para evaluar la influencia de posibles inundaciones en la zona de la reconstrucción del puente ubicado en el ramal principal de la Valla Torrent para un período de retorno dado. Se procederá a la estimación de caudales pico en el puente con el fin último de realizar las comprobaciones necesarias acorde a la normativa vigente.

El último fin de los trabajos a realizar es:

- Estimar la extensión de la cuenca hidrológica que desemboca en la estructura del puente.
- Recabar datos meteorológicos de fuentes oficiales para determinar la mejor distribución que acople con los datos de precipitación, con el fin de calcular una precipitación diaria de diseño y en consecuencia un caudal de diseño en la cuenca.
- Calcular los parámetros hidrológicos de la cuenca, siendo el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración de la cuenca. Todo ello permitirá un cálculo preciso de los caudales producidos en la cuenca, así como el tiempo de respuesta de la cuenca

En referencia al procedimiento, se abordará, en primer lugar, la obtención de las propiedades hidrológicas del suelo y de la cuenca, para posteriormente, estimar los valores de caudales en la cuenca.

Para la realización de este apartado se recurrirá a las siguientes normativas:

- Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial.

2. SITUACIÓN:

2.1 Localización:

La reconstrucción del puente se encuentra ubicado en términos generales al sur de la provincia de Alessandria, perteneciente a la región de Piemonte, Italia.

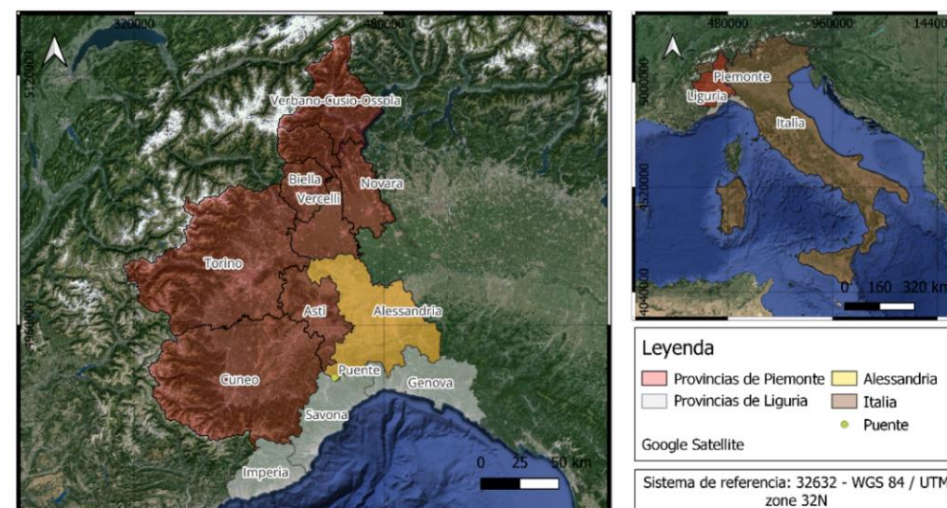


Figura 1. Localización del puente a nivel regional. Elaboración propia con QGIS.

Más concretamente se ubica en la comunidad de Spigno Monferrato, al suroeste de la provincia de Alessandria y siendo colindante con los municipios de Merana y Pareto.

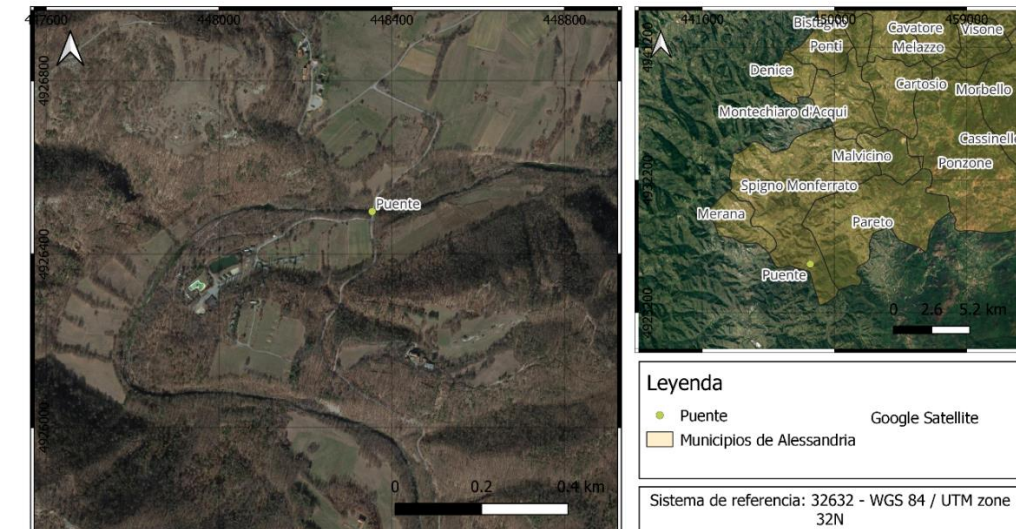


Figura 2. Ubicación del puente a nivel local. Elaboración propia con QGIS.

2.2 Antecedentes:

Las continuas condiciones climatológicas adversas como riadas e inundaciones en la zona, así como las propias características de la estructura, han supuesto el no cumplimiento con las exigencias propias de ella, siendo por ello propuesta la reconstrucción de este. Dicha estructura está compuesta por dos luces rectangulares de 4,50 m cada una, así como una altura igual a 2 m y una anchura de 4 metros, interfiriendo con el curso de agua como es posible observar a continuación:



Figura 3. Vista del vado existente desde aguas arriba hacia aguas abajo. Fuente: Politecnico di Torino.

3. CLIMATOLOGÍA

3.1 Introducción:

En este apartado se pretende recabar información a través de datos meteorológicos para la estimación de precipitaciones máximas diarias, base para un posterior cálculo de los caudales de diseño en la cuenca hidrográfica.

Para su realización será necesario emplear los siguientes elementos:

- Mapa de elevación digital.
- Mapa de las estaciones meteorológicas.
- Datos de precipitación máxima diaria.

3.2 Cuenca hidrográfica:

En este apartado se llevará a cabo la obtención la cuenca hidrográfica del puente, necesaria para un posterior cálculo de caudales de diseño, siendo cualquier superficie dentro de un límite físico definido por pendientes topográficas que desvían toda la escorrentía hacia la misma salida de drenaje.

Para la obtención de la cuenca, se realizará a través de un archivo DEM (mapa de elevación digital) a través de la organización EARTHDATA, siendo uno de los mayores distribuidores públicos de datos DEM y DTM. El archivo en concreto presenta una resolución de 30.87 metros con una extensión de 111.35 kilómetros en ambas direcciones:

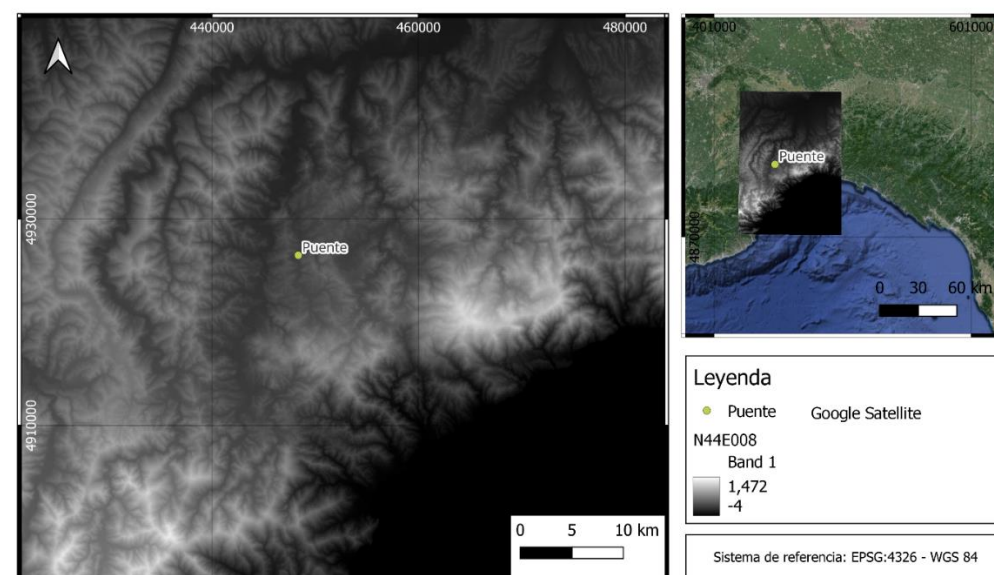


Figura 4. Mapa de elevación digital (DEM). Elaboración propia con QGIS.

La cuenca identificada se encuentra en el tramo cerrado por el vado de la carretera municipal Prato-Ronchi, en la aldea de Squaneto Superiore, municipio de Spigno Monferrato. La cabecera de la cuenca se desarrolla íntegramente en el municipio de Cairo Montenotte en Liguria. Adicionalmente, la cuenca

presenta parte en el municipio de Dego y Giusvalla. Luego, la cuenca entra en territorio de Piemonte, siguiendo la frontera entre los municipios de Pareto al este y Spigno Monferrato al oeste.

La cuenca tiene una extensión total de 35.75 km² cómo es posible observar a continuación:

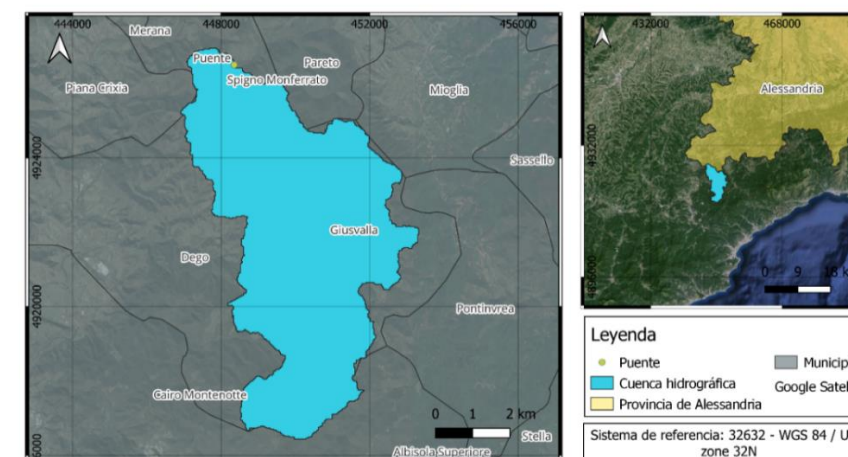


Figura 5. Cuenca hidrográfica del puente. Elaboración propia con QGIS.

3.3 Estaciones meteorológicas:

Para la obtención de datos de precipitación en la zona de estudio, se ha recurrido a la organización italiana “*Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale (ARPA)*” siendo un ente público italiano que tiene como misión principal la protección del medio ambiente en la región del Piemonte. Además, ofrece servicios y apoyo técnico-científico tanto a las autoridades regionales como a los municipios y otras entidades públicas, ayudándoles a cumplir con las leyes y normativas ambientales.

Dicha organización cuenta con estaciones meteorológicas a lo largo de toda la provincia de Piemonte y parte de la región de Liguria. La organización cuenta con un total de 299 estaciones pluviométricas de las 394 estaciones meteorológicas totales que dispone, siendo las estaciones pluviométricas:

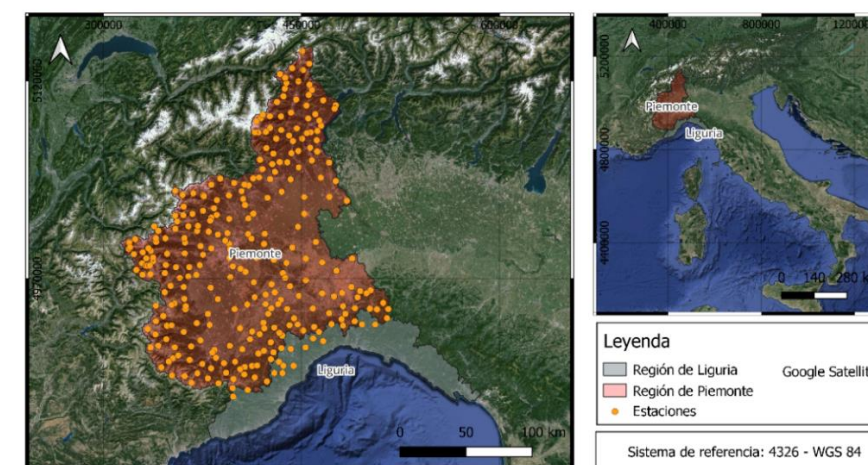


Figura 6. Mapa de las estaciones pluviométricas. Elaboración propia con QGIS.

Para la obtención de las estaciones que presentan influencia en la cuenca hidrográfica del puente, se procederá mediante un diagrama de Voronoi, siendo la división del plano en regiones basadas en la distancia a un conjunto específico de puntos (en este caso las estaciones pluviométricas), estas divisiones se realizan mediante la mediatriz que unen dichos puntos.

A continuación, se muestran las estaciones pluviométricas que circunvalan la cuenca hidrográfica del puente, siendo las estaciones de PARETO, ubicada al norte, SASELLO, ubicada al este, CAIRO MONTENOTTE, ubicada al suroeste y finalmente MONTENOTTE INFERIORE, ubicada al sureste:

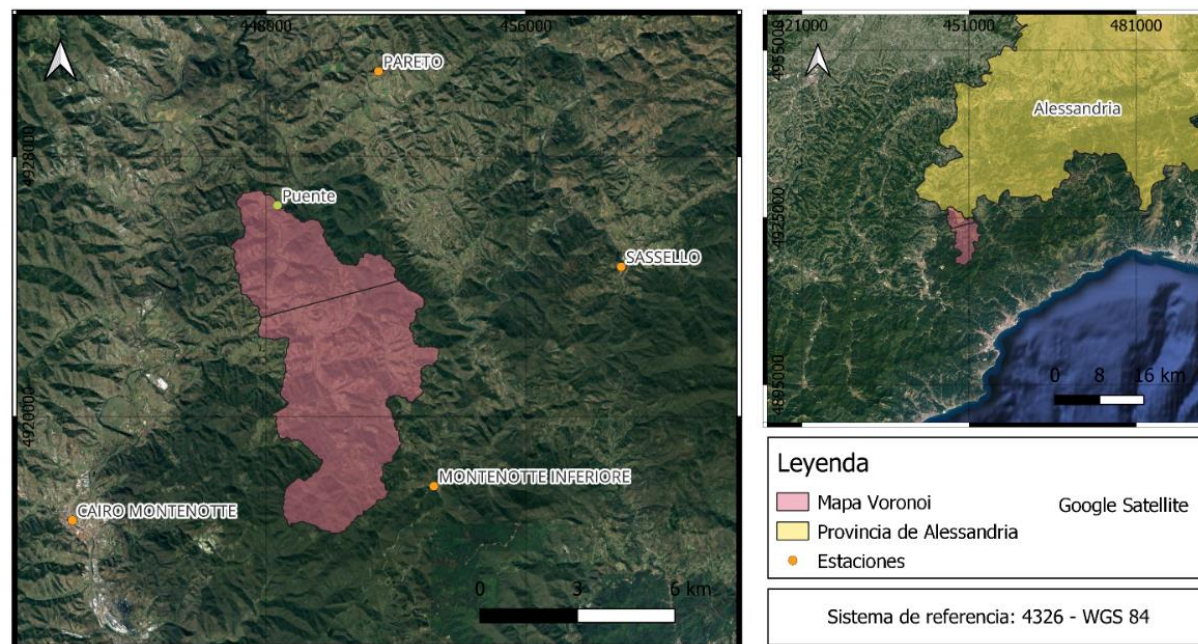


Figura 7. Mapa de Voronoi y pluviómetros adyacentes. Elaboración propia con QGIS.

Es posible observar que las únicas estaciones pluviométricas que verdaderamente tienen influencia en la cuenca resultan ser PARETO y MONTENOTTE INFERIORE. La primera de ellas cuenta con una influencia de 10,4 Km² (29%) mientras que la segunda de ellas cuenta con una influencia de 25,35 Km² (71%).

3.4 Datos pluviométricos:

Mediante la selección de las estaciones pluviométricas de la cuenca mencionadas previamente, se procede a la obtención de los datos pluviométricos de las mismas como datos de precipitación máxima diaria.

Para ello, han sido usados los datos suministrados por la agencia “Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale (ARPA)” durante el período desde el 1 de enero de 2004 hasta el 30 de junio de 2023. La selección del período ha sido escogido acorde a los datos más recientes y tardíos coincidentes en ambas estaciones pluviométricas.

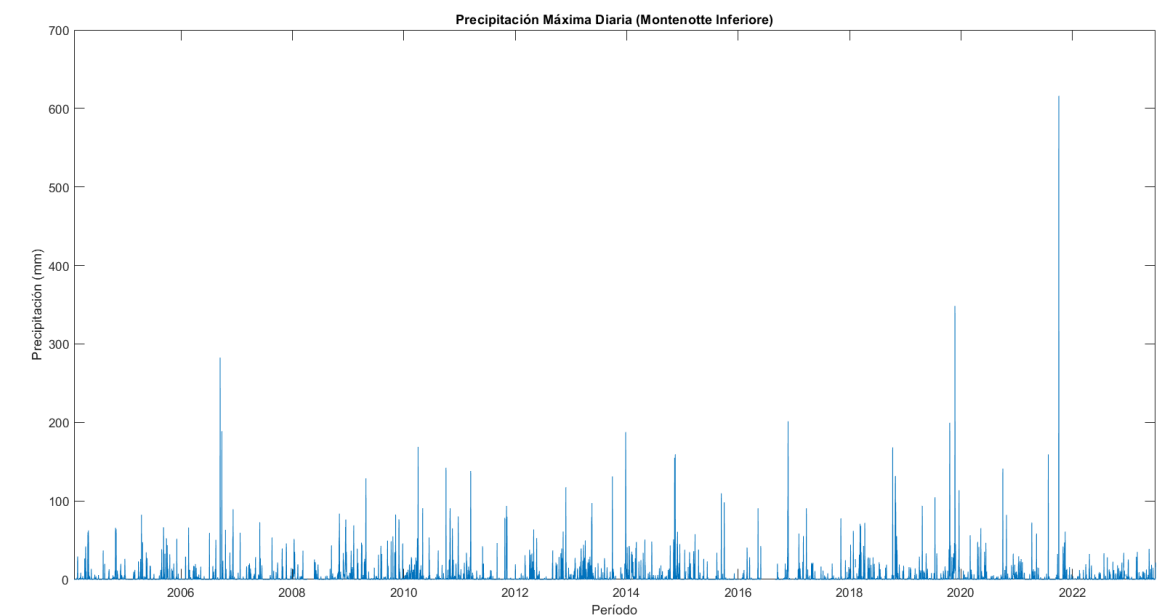


Figura 8. Gráfica de precipitación máxima diaria de Montenotte Inferiore. Elaboración propia con Matlab.

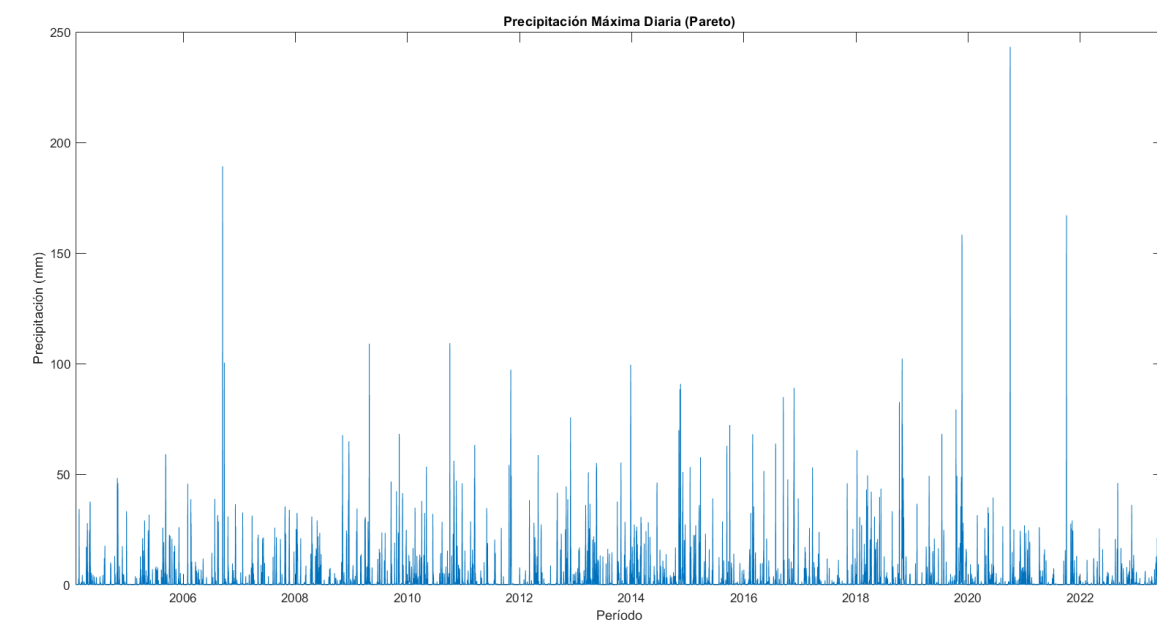


Figura 9. Gráfica de precipitación máxima diaria de Pareto. Elaboración propia con Matlab.

Una vez obtenido los datos pluviométricos, se procede a calcular la precipitación media de las estaciones mediante la influencia de cada una de ellas en la cuenca a través de los coeficientes calculados previamente, siendo:

$$P_{areal} = 0,71 * P_{Montenotte} + 0,29 * P_{Pareto}$$

Siendo:

P_{areal} : precipitación máxima diaria areal de la cuenca hidrográfica

$P_{Montenotte}$: precipitación máxima diaria de la estación Montenotte Inferiore

P_{Pareto} : precipitación máxima diaria de la estación Pareto

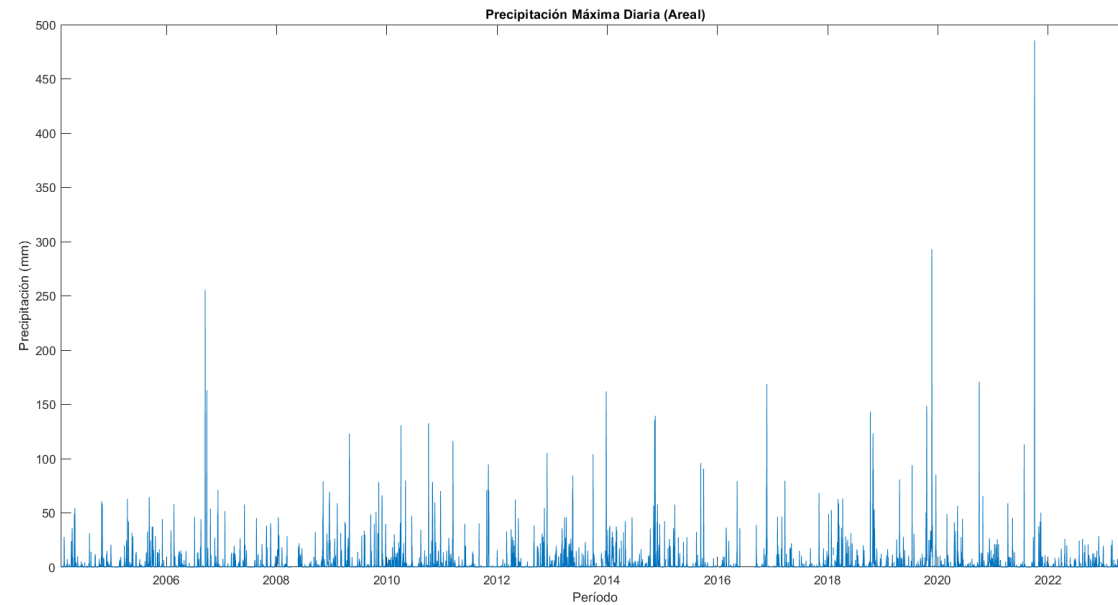


Figura 10. Gráfica de precipitación máxima diaria combinada (Areal). Elaboración propia con Matlab.

Finalmente, y ante la gran cantidad de datos se procede al cálculo de la precipitación máxima anual para realizar los datos más manejables, resultando en una muestra de 20 elementos como se puede observar a continuación:

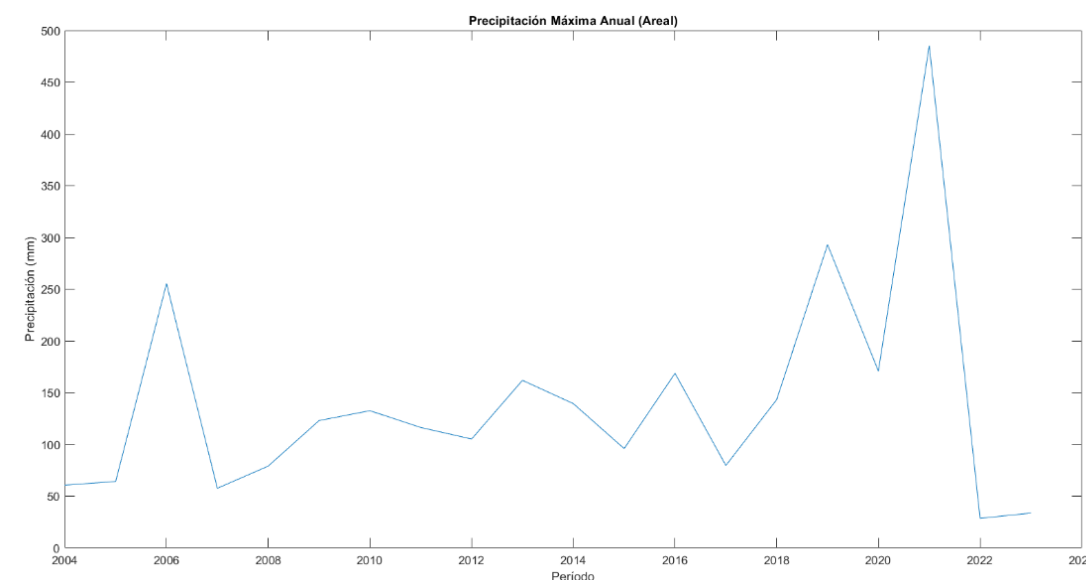


Figura 11. Precipitación máxima anual combinada (Areal). Elaboración propia con Matlab.

Es posible observar que la precipitación máxima diaria suele ubicarse alrededor de una media de 175 mm mientras que, durante el período acotado, resulta en un máximo de alrededor de 500 mm ubicado en 2021.

4. ESTADÍSTICA:

4.1 Introducción:

En este apartado se pretenderá hacer un análisis estadístico a partir de los datos de precipitación máxima anual obtenido en apartado anteriores, para la estimación de una precipitación de diseño para un período de retorno dado.

Para ello, se obtendrán los parámetros de diversas distribuciones de probabilidad, para posteriormente, realizar pruebas de bondad de ajuste para determinar cuán bien un conjunto de datos se ajusta a una distribución teórica específica mediante diversos métodos y realizar un cálculo estimado de precipitación máxima diaria de diseño para un período de retorno dado.

En cuanto a las distribuciones de probabilidad a emplear, serán empleadas las siguientes mencionadas: Exponencial, Normal, Log-normal, Gumbel y finalmente GEV (Valor Extremo Generalizado). Dicha selección es debida a su capacidad para representar diferentes comportamientos y características de los datos del mundo real.

4.2 Obtención de los parámetros de las distribuciones:

Para la realización de las pruebas de bondad de ajuste será necesario la caracterización de las diferentes distribuciones de probabilidad mediante la obtención de los parámetros de las rectas de regresión de estas.

Para ello, será usado dos métodos, siendo el primero el Método de Momentos, donde los parámetros de una distribución de probabilidad se estiman igualando los momentos muestrales (promedio, varianza, skewness, kurtosis, etc.) con los momentos teóricos de la distribución. El segundo método será el Método de L-Momentos donde será utilizado estadísticas llamadas L-coeficientes (l_1 , l_2 , l_3 , etc.) en lugar de los momentos crudos para estimar los parámetros de la distribución.

En cuanto al segundo método citado anteriormente, será necesario realizar pasos previos para el cálculo de los L-coeficientes mencionados previamente, siendo:

$$l_1 = b_0 = \bar{x}$$

$$l_2 = 2b_1 - b_0$$

$$l_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_0$$

Siendo:

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{(i)} = \bar{x}$$

$$b_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(i-1)}{(n-1)} x_{(i)}$$

$$b_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(i-1)(i-2)}{(n-1)(n-2)} x_{(i)}$$

\bar{x} : media de la muestra

n : longitud de la muestra

$x_{(i)}$: muestra ordenada ascendentemente

4.2.1 Función de probabilidad Exponencial:

Para el cálculo de los parámetros de la distribución exponencial será usado la función cuantil siguiente:

$$\text{Función cuantil} = x(F) = -\theta \ln(1 - F)$$

Derivando en la siguiente variable reducida:

$$\text{Variable reducida} = u_i = \frac{x_i}{\theta} = -\ln(1 - F(x_i))$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada ascendentemente

θ : parámetro de la distribución

$$F(x_i) = \frac{i}{n+1} = \text{probabilidad de no excedencia de la muestra}$$

n = longitud de la muestra

Con ello, es calculado los parámetros de la distribución de probabilidad de la siguiente manera:

Parametro M :

$$\theta_M = \bar{x}$$

Parametro L_M :

$$\theta_{LM} = l_1$$

Siendo:

\bar{x} = media de la muestra

Resultando en un valor de θ_M y θ_{ML} de 139,746, siendo representados en la siguiente gráfica:

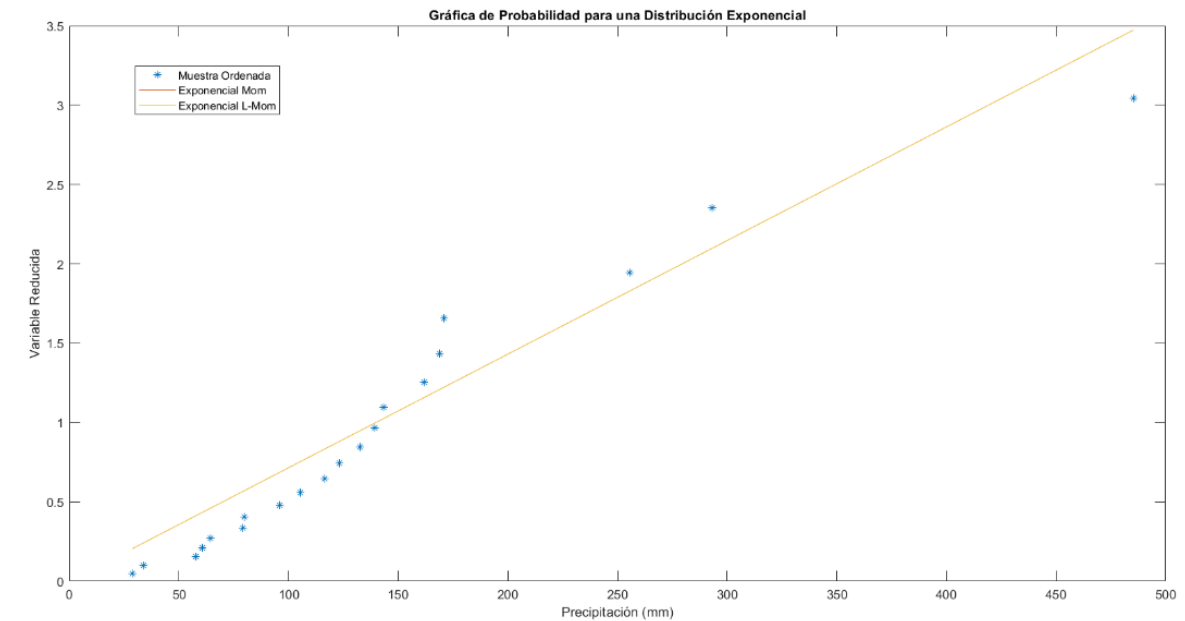


Figura 12. Recta de regresión para probabilidad Exponencial. Elaboración propia con Matlab.

Es posible observar que los parámetros de ambos métodos coinciden, por ello solamente es representada una recta de regresión perteneciente a ambos métodos.

4.2.2 Función de probabilidad Normal:

Para el cálculo de los parámetros de la distribución Normal será usado la función cuantil siguiente:

$$\text{Función cuantil} = x(F) = \theta_1 + \theta_2 \Phi^{-1}(F)$$

Derivando en la siguiente variable reducida:

$$\text{Variable reducida} = u_i = \frac{x_i - \theta_1}{\theta_2} = \Phi^{-1}(F(x_i))$$

Siendo:

x_i : muestra ordenada de manera ascendente

θ_1 y θ_2 : parámetros de la distribución

Φ^{-1} : inversa de la Distribución Normal Estandar ($\mu = 0, \sigma^2 = 1$)

$$F(x_i) = \frac{i}{n+1} = \text{probabilidad de no excedencia de la muestra}$$

n = longitud de la muestra

Con ello, es calculado los parámetros de la distribución de probabilidad de la siguiente manera:

Parametro M :

$$\theta_{M,1} = \bar{x}$$

$$\theta_{M,2} = s$$

Parametro L_M :

$$\theta_{ML,1} = l_1$$

$$\theta_{ML,2} = \pi^{1/2} * l_2$$

Siendo:

\bar{x} : media de la muestra

s : desviación estandar

Resultando en un valor de $\theta_{M,1}$ y $\theta_{M,2}$ de 139,746 y 103,003 respectivamente y un valor de $\theta_{ML,1}$ y $\theta_{ML,2}$ de 139,746 y 93,903 respectivamente, siendo representados en la siguiente gráfica:

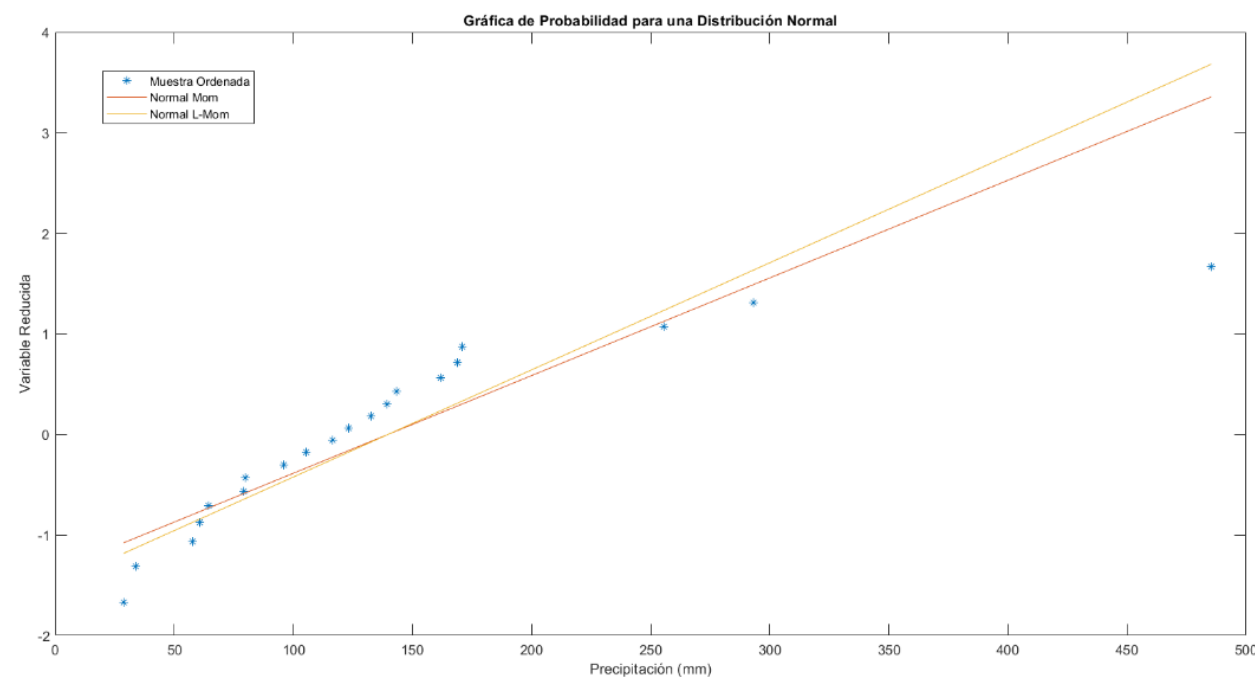


Figura 13. Rectas de regresión para probabilidad Normal. Elaboración propia con Matlab.

4.2.3 Función de probabilidad Log-normal:

Para el cálculo de los parámetros de la distribución Log-normal será usado la función cuantil siguiente:

$$\text{Función cuantil} = x(F) = \theta_1 + \theta_2 \Phi^{-1}(F)$$

Derivando en la siguiente variable reducida:

$$\text{Variable reducida} = u_i = \frac{y_i - \theta_1}{\theta_2} = \Phi^{-1}(F(y_i))$$

Siendo:

y_i = logaritmo neperiano de la muestra ordenada de manera ascendente

θ_1 y θ_2 : parámetros de la distribución

Φ^{-1} : inversa de la Distribución Normal Estandar ($\mu = 0, \sigma^2 = 1$)

$$F(y_i) = \frac{i}{n+1} = \text{probabilidad de no excedencia}$$

n = longitud de la muestra

Con ello, es calculado los parámetros de la distribución de probabilidad de la siguiente manera:

Parametro M :

$$\theta_{M,1} = \bar{y}$$

$$\theta_{M,2} = s(y)$$

Parametro L_M :

$$\theta_{ML,1} = l_1(y)$$

$$\theta_{ML,2} = \pi^{1/2} * l_2(y)$$

Siendo:

\bar{y} : logatimo de la media de la muestra

$s(y)$: desviación estandar de y

Resultando en un valor de $\theta_{M,1}$ y $\theta_{M,2}$ de 4,714 y 0,674 respectivamente y un valor de $\theta_{ML,1}$ y $\theta_{ML,2}$ de 4,714 y 0,395 respectivamente, siendo representados en la siguiente gráfica:

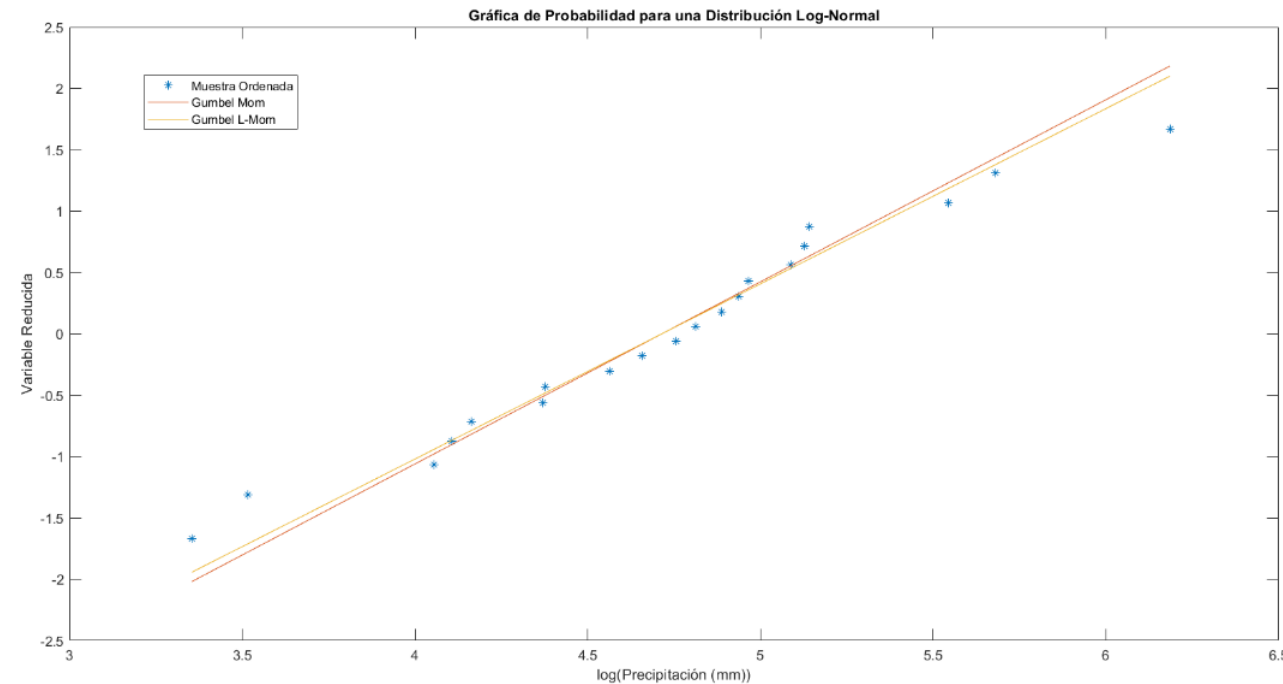


Figura 14. Rectas de regresión para probabilidad Log-Normal. Elaboración propia con Matlab.

4.2.4 Función de probabilidad Gumbel:

Para el cálculo de los parámetros de la distribución Gumbel será usado la función cuantil siguiente:

$$\text{Función cuantil} = x(F) = \theta_1 - \theta_2 \ln(-\ln(F))$$

Derivando en la siguiente variable reducida:

$$\text{Variable reducida} = u_i = \frac{x_i - \theta_1}{\theta_2} = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada de manera ascendente

θ_1 y θ_2 : parámetros de la distribución

$$F(x_i) = \frac{i}{n+1} = \text{probabilidad de no excedencia}$$

n = longitud de la muestra

Con ello, es calculado los parámetros de la distribución de probabilidad de la siguiente manera:

Parametro M :

$$\theta_{M,1} = \bar{x} - 0,5772 * s * (\sqrt{6}/\pi)$$

$$\theta_{M,2} = s * (\sqrt{6}/\pi)$$

Parametro L_M :

$$\theta_{ML,1} = l_1 - 0,5772 * \theta_2$$

$$\theta_{ML,2} = l_2 / \ln 2$$

Siendo:

\bar{x} : media de la muestra

s : desviación estandar

Resultando en un valor de $\theta_{M,1}$ y $\theta_{M,2}$ de 93.390 y 80.311 respectivamente y un valor de $\theta_{ML,1}$ y $\theta_{ML,2}$ de 95.629 y 76.432 respectivamente, siendo representados en la siguiente gráfica:

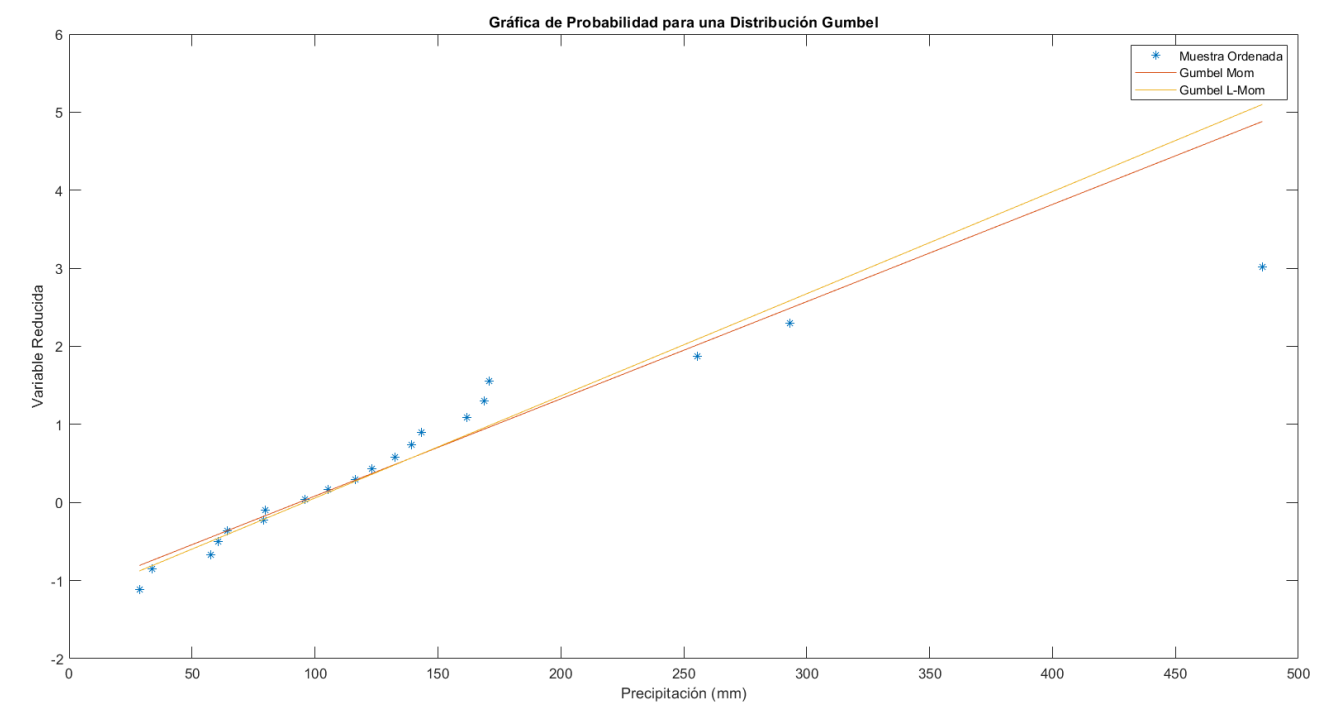


Figura 15. Rectas de regresión para probabilidad Gumbel. Elaboración propia con Matlab.

4.2.4 Función de probabilidad GEV:

Para el cálculo de los parámetros será usado la función cuantil siguiente:

$$\text{Función cuantil} = x(F) \begin{cases} \theta_1 + \theta_2 [1 - (-\ln F)^{\theta_3} / \theta_3], & \theta_3 \neq 0 \\ \theta_1 - \theta_2 \ln(-\ln F), & \theta_3 = 0 \end{cases}$$

Siendo:

θ_1, θ_2 y θ_3 : parámetros de la distribución

F = probabilidad de no excedencia

Con ello, es calculado los parámetros de la distribución de probabilidad de la siguiente manera:

Parametro M :

$\theta_{M,3}$: del coeficiente de asimetría

$$\theta_{M,2} = \sqrt{\frac{s^2 * \theta_3^2}{\Gamma(1 + 2 * \theta_3) - \Gamma^2(1 + \theta_3)}}$$

$$\theta_{M,1} = \bar{x} - \frac{\theta_2 [1 - \Gamma(1 + \theta_3)]}{\theta_3}$$

Siendo:

$$CA = \frac{|\theta_3|}{\theta_3} * \frac{-\Gamma(1+3\theta_3)+3\Gamma(1+\theta_3)\Gamma(1+2\theta_3)-2\Gamma^3(1+\theta_3)}{[\Gamma(1+2\theta_3)-\Gamma^2(1+\theta_3)]^{3/2}}$$

$$m_3 = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$CA = m_3/s^3$$

\bar{x} : media de la muestra

s : desviación estandar

CA = coeficiente de asimetría

Γ : función gamma

Resultando en un valor de $\theta_{M,3}$, $\theta_{M,2}$ y $\theta_{M,1}$ de -0.101, 68.973 y 92.368 respectivamente y un valor de $\theta_{ML,3}$, $\theta_{ML,2}$ y $\theta_{ML,1}$ de -0.264, 55.963 y 87.910 respectivamente.

4.3 Pruebas de bondad de ajuste:

A continuación, se procede a realizar pruebas de bondad de ajuste para la muestra, siendo pruebas de hipótesis para verificar si los datos observados en una muestra aleatoria se ajustan con algún nivel de significancia a determinada distribución de probabilidad.

En cuanto a los métodos para su realización, serán usados tanto la prueba de Pearson, así como la Prueba de Anderson-Darling, ofreciendo una perspectiva más completa sobre la conformidad de un conjunto de datos con una distribución teórica específica debido a las fortalezas y enfoques de cada una de ellas.

Finalmente, serán considerado como distribuciones de probabilidad válidas aquellas que pasen ambas pruebas de bondad de ajuste, siendo usadas las distribuciones de probabilidad mencionadas previamente.

4.3.1 Prueba de Pearson:

La prueba de Pearson se considera como una prueba no paramétrica que mide la discrepancia entre una distribución observada y otra teórica, indicando en qué medida las diferencias existentes entre ambas, de haberlas, se deben al azar en el contraste de hipótesis.

Para ello se procederá usando la fórmula siguiente:

$$X^2_{\text{lim}} \geq X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Siendo:

$$O_i = x_i \in [X_{i-1}, X_i]$$

$$E_i = n/K$$

$$X_i = x(q_i)$$

$$q_i = i/K$$

$$K = 2 * n^{0.4}$$

$$X^2_{\text{lim}} = X^2(k - n_p - 1, \alpha)$$

n : longitud de la muestra

K : número de clases

O_i : número de elementos de la muestra que cae en la

clase i - th

E_i : frecuencia esperada en la clase i – th

X_i = función de cuantil de la distribución

q_i : probabilidad asociada en la clase i – th

α : nivel de significancia

n_p = número de parámetros de la distribución

Para el cálculo del límite de aceptación X^2_{lim} será usado un nivel de significancia del 5%.

4.3.1.1 Prueba de Pearson con distribución exponencial:

Método de Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 21.542 \quad 47.021 \quad 78.204 \quad 118.41 \quad 175.07 \quad 271.93 \quad Inf]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [0 \quad 2 \quad 3 \quad 5 \quad 7 \quad 1 \quad 2]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 12.2 y un valor de X^2_{lim} de 11.07. Como el valor de X^2 es superior a X^2_{lim} la hipótesis es rechazada.

Como se ha podido observar previamente, los valores de los parámetros para el Método de Momentos y el Método de L-Momentos resultan iguales, por ello, se ha procedido solamente mediante un solo método, siendo el resultado del otro método idéntico.

4.3.1.2 Prueba de Pearson con distribución normal:

Método de Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 29.783 \quad 81.452 \quad 121.2 \quad 158.29 \quad 198.04 \quad 249.71 \quad Inf]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [1 \quad 6 \quad 3 \quad 4 \quad 3 \quad 0 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 8 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 39.498 \quad 86.602 \quad 122.84 \quad 156.65 \quad 192.89 \quad 239.99 \quad Inf]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 5 \quad 3 \quad 4 \quad 3 \quad 0 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 5.2 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

4.3.1.3 Prueba de Pearson con distribución log normal:

Método de Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 54.296 \quad 76.138 \quad 98.758 \quad 125.88 \quad 163.28 \quad 228.96 \quad Inf]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 3 \quad 3 \quad 4 \quad 2 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 1 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 52.81 \quad 75.026 \quad 98.297 \quad 126.47 \quad 165.7 \quad 235.4 \quad \text{Inf}]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 3 \quad 3 \quad 4 \quad 2 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 1 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada

4.3.1.4 Prueba de Pearson con distribución Gumbel:

Método de Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 39.925 \quad 75.292 \quad 106.7 \quad 140.01 \quad 180.87 \quad 243.56 \quad \text{Inf}]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 4 \quad 4 \quad 4 \quad 0 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 4.5 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 44.746 \quad 78.405 \quad 108.29 \quad 140 \quad 178.88 \quad 238.54 \quad \text{Inf}]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 4 \quad 4 \quad 4 \quad 0 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 4.5 y un valor de X^2_{lim} de 9.49. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

4.3.1.4 Prueba de Pearson con distribución GEV:

Método de Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 47.96 \quad 77 \quad 103.89 \quad 133.6 \quad 171.78 \quad 234.32 \quad \text{Inf}]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 3 \quad 4 \quad 5 \quad 0 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 5.2 y un valor de X^2_{lim} de 7.81. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Para la obtención de X^2 es calculado los límites de intervalos de cada clase siendo:

$X = [0 \quad 53.744 \quad 75.666 \quad 97.389 \quad 123.02 \quad 158.54 \quad 223.21 \quad \text{Inf}]$

Posteriormente es obtenido el número de elementos en cada intervalo como:

$O = [2 \quad 3 \quad 3 \quad 2 \quad 4 \quad 3 \quad 3]$

Finalmente es obtenido un valor de X^2 de 1 y un valor de X^2_{lim} de 7.81. Como el valor de X^2 es inferior a X^2_{lim} la hipótesis es aceptada.

4.3.2 Prueba de Anderson-Darling:

La prueba de Anderson-Darling es una prueba estadística que evalúa si una muestra de datos proviene de una población con una distribución de probabilidad específica basándose en una comparación entre los valores observados y los esperados bajo la distribución teórica.

Para ello se procederá usando la fórmula siguiente:

$$\omega_{lim} \geq \omega = 0.0403 + 0.116 \left(\frac{A^2 - \xi_p}{\beta_p} \right)^{\frac{\eta_p}{0.861}} \quad \text{si } 1.2\xi_p \leq A^2$$

$$\omega_{lim} \geq \omega = \left[0.0403 + 0.116 \left(\frac{A^2 - \xi_p}{\beta_p} \right)^{\frac{\eta_p}{0.861}} \right] * \frac{A^2 - 0.2\xi_p}{\xi_p} \quad \text{si } 1.2\xi_p > A^2$$

Siendo:

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{ (2i-1) * \ln[P(x_{(i)})] + (2n+1-2i) * \ln[1-P(x_{(i)})] \}$$

n : longitud de la muestra

$P(x_{(i)})$ = distribución de probabilidad acumulada de la muestra

Tabla 1. Coeficientes para la prueba de Anderson-Darling. Fuente: Politecnico di Torino.

Table 3. Coefficients to Be Set in Equation (11) for the Anderson-Darling Statistic, Asymptotic Case^a

Distribution ^b	ξ_p	β_p	η_p
EV1 and EV2	0.169	0.229	1.141
NORM and LN	0.167	0.229	1.147
GEV ^c	$0.147 (1 + 0.13 \hat{\theta}_3 + 0.21 \hat{\theta}_3^2 + 0.09 \hat{\theta}_3^3)$	$0.189 (1 + 0.20 \hat{\theta}_3 + 0.37 \hat{\theta}_3^2 + 0.17 \hat{\theta}_3^3)$	$1.186 (1 - 0.04 \hat{\theta}_3 - 0.04 \hat{\theta}_3^2 - 0.01 \hat{\theta}_3^3)$
GAM and LP3 ^d	$0.145 (1 + 0.17 \hat{\theta}_3^{-1} + 0.33 \hat{\theta}_3^{-2})$	$0.186 (1 + 0.34 \hat{\theta}_3^{-1} + 0.30 \hat{\theta}_3^{-2})$	$1.194 (1 - 0.04 \hat{\theta}_3^{-1} - 0.12 \hat{\theta}_3^{-2})$

^aHere $\hat{\theta}_3$ is an asymptotic efficient estimator (usually maximum likelihood) of the shape parameter of the distribution.

^bFor tests of the EV2, LN, and LP3 distributions the data must be preliminarily log transformed.

^cFor the GEV distribution, if $\hat{\theta}_3 > 0.5$, $\hat{\theta}_3 = 0.5$ must be set in the regressions.

^dFor the GAM and LP3 distributions, if $\hat{\theta}_3 < 2$, $\hat{\theta}_3 = 2$ must be set in the regressions.

El valor de ω_{lim} es obtenido respecto a diferentes niveles de significancia (α), siendo su valor de 0,347 con un valor de significancia del 10%, 0.461 con un valor del 5% y 0.743 con un valor del 1%.

En este caso, será escogido un nivel de significancia del 5%, siendo el valor de ω_{lim} de 0.461.

4.3.2.1 Prueba de Anderson-Darling con distribución Exponencial:

Para el cálculo de A^2 según la distribución Exponencial será usada la siguiente distribución de probabilidad acumulada:

$$P(x_i) = 1 - e^{-\frac{x_i}{\theta}}$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada ascendentemente

θ = parámetro de la distribución

Con ello es obtenido un valor de A^2 de 1.392 y un valor de ω de 1.1085.

Como el valor de ω es superior a ω_{lim} la hipótesis es rechazada.

Como se ha podido observar previamente, los valores de los parámetros para el Método de Momentos y el Método de L-Momentos resultan iguales, por ello, se ha procedido solamente mediante un solo método, siendo el resultado del otro método idéntico.

4.3.2.2 Prueba de Anderson-Darling con distribución Normal:

Para el cálculo de A^2 según la distribución Normal será usada la siguiente distribución de probabilidad acumulada:

$$P(x_i) = \Phi\left(\frac{x_i - \theta_1}{\theta_2}\right)$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada ascendentemente

θ_1, θ_2 = parámetros de la distribución

Método de Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 1.1845 y un valor de ω de 0.88616.

Como el valor de ω es superior a ω_{lim} la hipótesis es rechazada.

Método de L-Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 1.1558 y un valor de ω de 0.85452.

Como el valor de ω es superior a ω_{lim} la hipótesis es rechazada.

4.3.2.3 Prueba de Anderson-Darling con distribución Log-normal:

Para el cálculo de A^2 según la distribución Log-normal será usada la siguiente distribución de probabilidad acumulada:

$$P(x_i) = \Phi\left(\frac{y_i - \theta_1}{\theta_2}\right)$$

Siendo:

y_i = logaritmo neperiano de la muestra ordenada ascendentemente

θ_1, θ_2 = parámetros de la distribución

Método de Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.19211 y un valor de ω de 0.048783.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.19733 y un valor de ω de 0.049062.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

4.3.2.4 Prueba de Anderson-Darling con distribución Gumbel:

Para el cálculo de A^2 según la distribución Gumbel será usada la siguiente distribución de probabilidad acumulada:

$$P(x_i) = e^{-e^{-\frac{x_i - \theta_1}{\theta_2}}}$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada ascendentemente

θ_1, θ_2 = parámetros de la distribución

Método de Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.48989 y un valor de ω de 0.2217.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.42363 y un valor de ω de 0.17381.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

3.3.2.5 Prueba de Anderson-Darling con distribución GEV:

Para el cálculo de A^2 según la distribución Gumbel será usada la siguiente distribución de probabilidad acumulada:

$$P(x_i) = e^{\left[-\left(1 - \frac{\theta_3}{\theta_2}(x - \theta_1)\right)^{\frac{1}{\theta_3}}\right]}$$

Siendo:

x_i = muestra ordenada ascendentemente

$\theta_1, \theta_2, \theta_3 = \text{parámetros de la distribución}$

Método de Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.26751 y un valor de ω de 0.10522.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

Método de L-Momentos:

Es obtenido un valor de A^2 de 0.17876 y un valor de ω de 0.051895.

Como el valor de ω es inferior a ω_{lim} la hipótesis es aceptada.

3.3.3 Conclusiones

Para esclarecer los resultados comentados previamente acerca de las diferentes pruebas de bondad de ajuste, será realizado un resumen, donde las casillas en verde representan aquellas distribuciones donde la hipótesis ha sido aceptada, mientras que aquellas en rojo representan aquellas distribuciones donde la hipótesis ha sido rechazada, siendo representado en la siguiente tabla:

Tabla 2. Resultados de las pruebas de Pearson y Anderson-Darling. Elaboración propia.

	Exponencial	Normal (M)	Normal (L-M)	LogNormal (M)	LogNormal (L-M)	Gumbel (M)	Gumbel (L-M)	GEV (M)	GEV (L-M)
Pearson Test									
Anderson Darling Test									

Es posible observar que las distribuciones de probabilidad que pasan ambas pruebas de bondad de ajuste son Log-normal, Gumbel y GEV tanto con el método de momentos como el método de l-momentos, siendo consideradas como distribuciones de probabilidad válidas.

Por ello, las mencionadas distribuciones de probabilidad consideradas como válidas serán utilizadas para los cálculos posteriores.

4.4 Precipitación de diseño:

Para el cálculo de la precipitación de diseño, fundamental para un posterior cálculo de caudales de diseño, serán usadas las distribuciones de probabilidad válidas mencionadas anteriormente mediante un período de retorno de 100 y 500 años, según indica el artículo 4.3.2 de la “Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial” para, en posteriores apartados, proceder con el cálculo de los resguardos del tablero del puente a proyectar.

4.4.1 Precipitación de diseño con distribución Log-normal:

Para su cálculo será usada la fórmula siguiente con los parámetros calculados previamente:

$$\text{Función cuantil} = x(T) = e^{\theta_1 + \theta_2 \Phi^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right)}$$

Siendo:

θ_1, θ_2 : parámetros de la distribución

Φ^{-1} : inversa de la Distribución Normal Estandar ($\mu = 0, \sigma^2 = 1$)

T : período de retorno en años

Método de Momentos:

Pd_T100 = 534.83 mm

Pd_T500 = 775.78 mm

Método de L-Momentos

Pd_T100 = 568.183 mm

Pd_T500 = 836.07 mm

4.4.2 Precipitación de diseño con distribución Gumbel:

Para su cálculo será usada la fórmula siguiente con los parámetros calculados previamente:

$$\text{Función cuantil} = x(T) = \theta_1 - \theta_2 \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right)$$

Siendo:

θ_1, θ_2 : parámetros de la distribución

T : período de retorno en años

Método de Momentos:

$Pd_{T100} = 462.833 \text{ mm}$

$Pd_{T500} = 592.41 \text{ mm}$

Método de L-Momentos

$Pd_{T100} = 447.228 \text{ mm}$

$Pd_{T500} = 570.54 \text{ mm}$

4.4.3 Precipitación de diseño con distribución GEV:

Para su cálculo será usada la fórmula siguiente con los parámetros calculados previamente:

$$\text{Función cuantil} = x(T) \begin{cases} \theta_1 + \theta_2 \left[1 - \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)^{\theta_3} \right] / \theta_3, & \theta_3 \neq 0 \\ \theta_1 - \theta_2 \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right), & \theta_3 = 0 \end{cases}$$

Siendo:

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$: parámetros de la distribución

T : período de retorno en años

Método de Momentos:

$Pd_{T100} = 496.237 \text{ mm}$

$Pd_{T500} = 688.583 \text{ mm}$

Método de L-Momentos

$Pd_{T100} = 589.967 \text{ mm}$

$Pd_{T500} = 969.15 \text{ mm}$

3.4.4 Resultados:

Debido a que cada una de estas distribuciones presenta sus propias características únicas que pueden capturar diferentes aspectos de un fenómeno o proceso, se ha optado por hacer una media con todos los resultados presentados, obteniendo una estimación más robusta y completa de la variable en cuestión, ya que se están considerando diferentes perspectivas y comportamientos posibles.

Por ende, la precipitación de diseño resultante de la media de las distribuciones de probabilidad calculadas previamente para un período de retorno de 100 y 500 años resulta en 516.55 mm y 738.76 mm respectivamente.

5. HIDROLOGÍA

5.1 Introducción:

El estudio que a continuación se va a realizar tiene como finalidad la caracterización y obtención de las diferentes parámetros y propiedades del suelo que engloba la cuenca hidrográfica del puente, necesarios para un posterior cálculo de los caudales de diseño.

La caracterización hidrológica del ámbito de la actuación en la que se enmarcan las consideraciones anteriores se establecerá a partir las siguientes elementos y fuentes:

- Información provista por la Universidad Politécnica de Turín.
- Mapa de elevación digital realizada por Earthdata
- Mapa de usos del suelo provisto por Copernicus Land Monitoring Service
- Mapa de tipos de suelo provisto por European Sol Data Center

5.2 Coeficiente de escorrentía

En este apartado se procederá al cálculo del coeficiente de escorrentía, siendo la proporción de precipitación que se convierte en escorrentía superficial en lugar de infiltrarse en el suelo. Para su determinación, se realizará a partir de diversos mapas ráster provistos a través de diferentes proyectos y organizaciones.

Para ello, se usará primeramente el mapa ráster “CORINE Land Cover 2018” provisto por la organización “Copernicus Land Monitoring Service” siendo un proyecto europeo que representa la cobertura del suelo y el uso del suelo en una región específica, siendo la perteneciente a la cuenca hidrológica la mostrada a continuación:

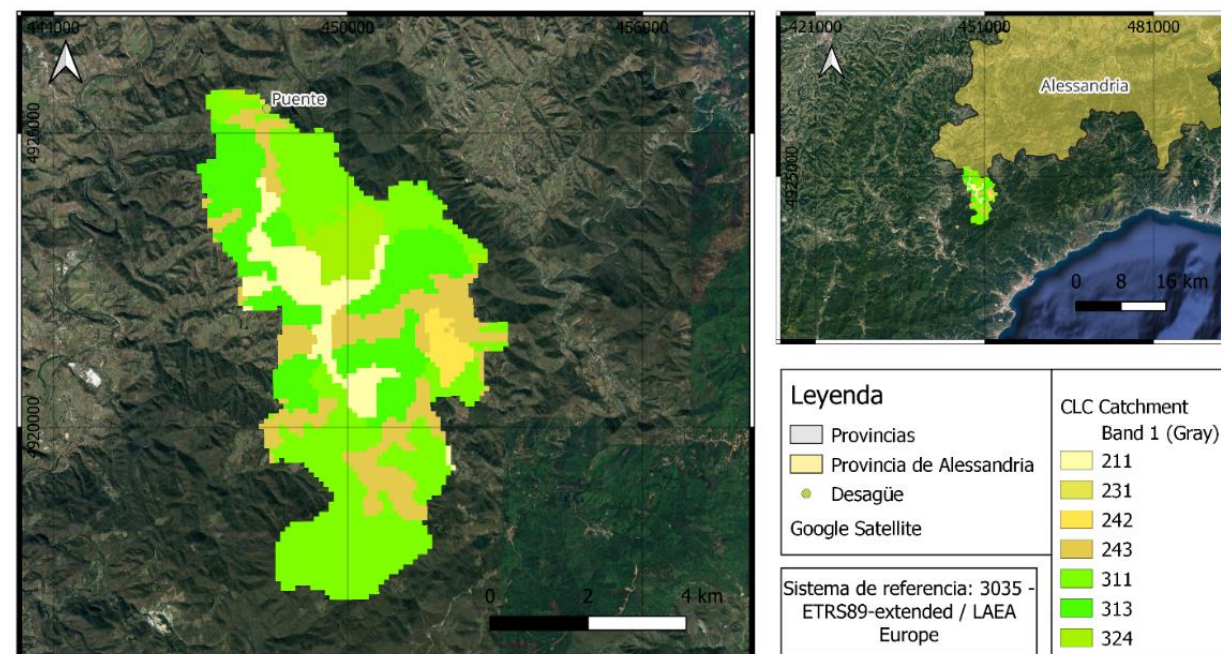


Figura 16. Cobertura del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

Los valores de los diferentes usos de suelo vienen representados como:

CLC Code
111: Continuous urban fabric
112: Discontinuous urban fabric
121: Industrial or commercial units
122: Road and rail networks and associated land
123: Port areas
124: Airports
131: Mineral extraction sites
132: Dump sites
133: Construction sites
141: Green urban areas
142: Sport and leisure facilities
211: Non-irrigated arable land
212: Permanently irrigated land
213: Rice fields
221: Vineyards

222: Fruit trees and berry plantations
223: Olive groves
231: Pastures
241: Annual crops associated with permanent crops
242: Complex cultivation patterns
243: Land principally occupied by agriculture, with significant areas of natural vegetation
244: Agro-forestry areas
311: Broad-leaved forest
312: Coniferous forest
313: Mixed forest
321: Natural grasslands
322: Moors and heathland
323: Sclerophyllous vegetation
324: Transitional woodland-shrub
331: Beaches, dunes, sands
332: Bare rocks
333: Sparsely vegetated areas
334: Burnt areas
335: Glaciers and perpetual snow
411: Inland marshes
412: Peat bogs
421: Salt marshes
422: Salines
423: Intertidal flats
511: Water courses
512: Water bodies
521: Coastal lagoons
522: Estuaries
523: Sea and ocean

Figura 17. Leyenda de la cobertura del suelo. Fuente: Copernicus Land Monitoring Service.

En ella se observa que la cuenca hidrológica presenta 4 principales usos del suelo, siendo “Broad-leaved forest” la principal representando el 38,83% de la superficie de la cuenta, “Mixed forest” representado el 24,36% de la cuenca, “Land principally occupied by agriculture, with significant areas of natural vegetation” representado el 18,51% y finalmente “Non-irrigated arable land” representando el 10,16% de la superficie de la cuenca.

Con ello es posible observar que el terreno es diverso y sustancialmente verde con abundante vegetación y presencia de zonas agrícolas.

En segundo lugar, será usado el mapa ráster “Maps of indicators of soil hydraulic properties for Europe” siendo una iniciativa de la Comisión Europea que representa los diferentes grados de infiltración en el suelo, siendo la perteneciente a la cuenca hidrográfica como:

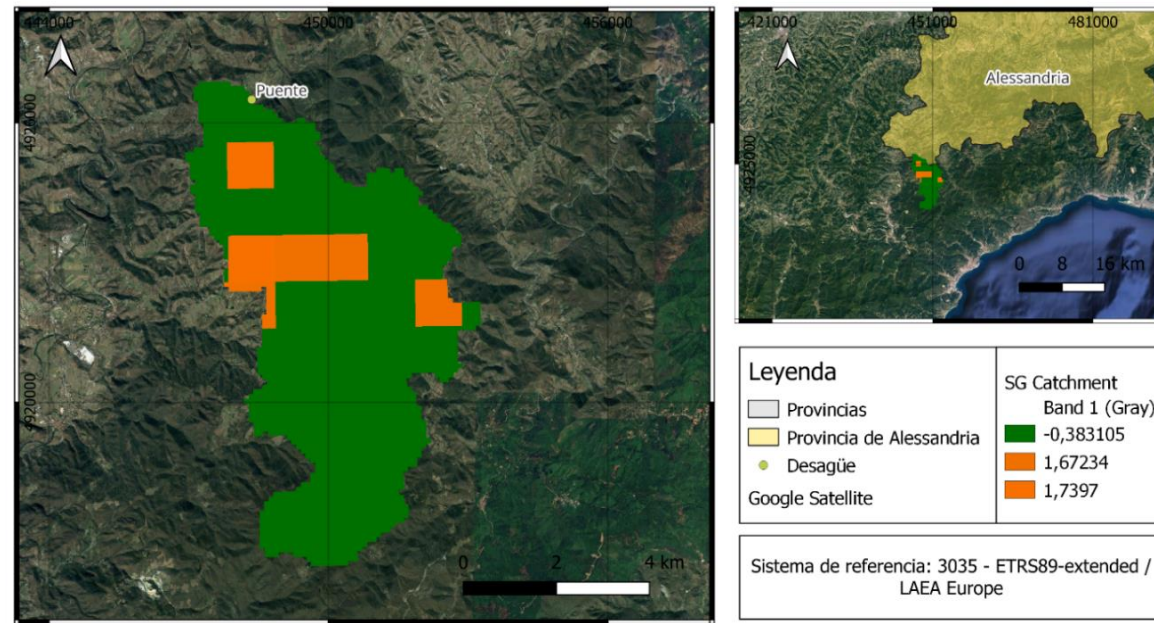


Figura 18. Grados de infiltración del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

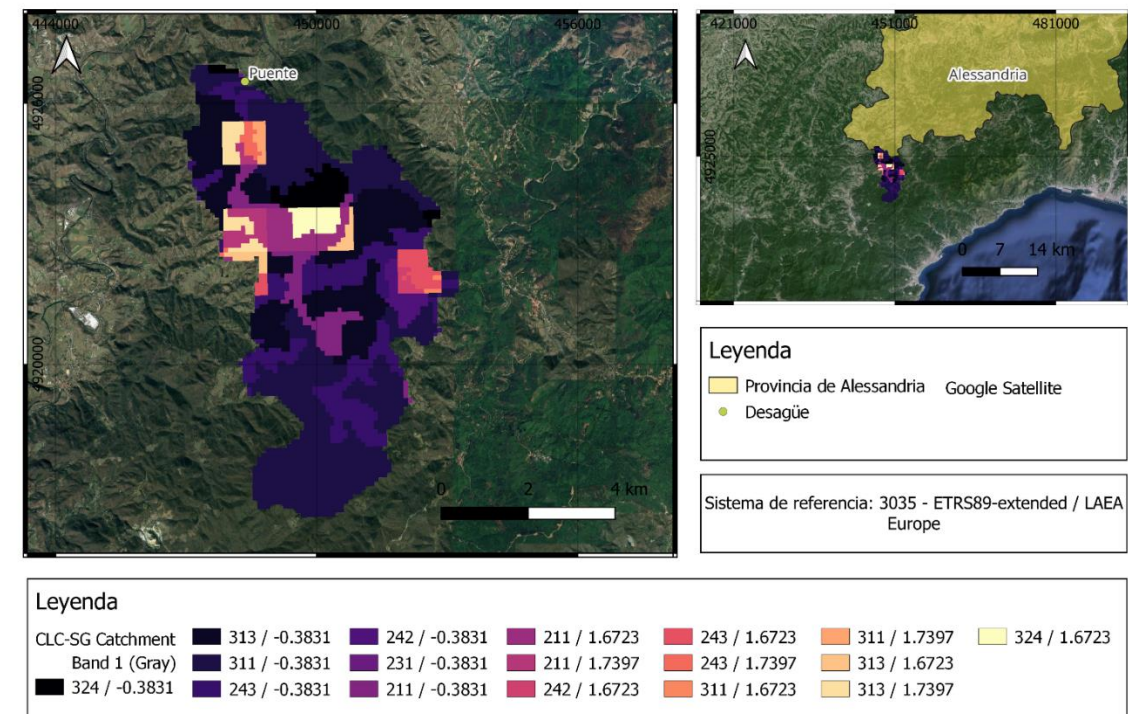


Figura 19. Combinación de la cobertura del suelo con los grados de infiltración del suelo de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

Los diferentes valores del mapa ráster representan la infiltración del suelo en log10 centímetros/día. Es posible observar que la cuenca presenta principalmente 3 valores de infiltración, siendo: “-0,3831” representando el 85,3% de la superficie de la cuenca, “1,67234” representado el 9,07% de la superficie de la cuenca y finalmente “1,7397” representando el 5,63% de la superficie de la cuenca.

Para el cálculo del tipo de suelo será necesario realizar una conversión siendo:

$$K_s \left(\frac{\text{inch}}{\text{hour}} \right) = 10^x * \frac{\text{cm}}{d} * \frac{0.0245m}{1\text{inch}} * \frac{1h}{3600s}$$

Siendo:

x: valor del mapa ráster en log10 centímetros/día

A continuación, se procede a determinar los diferentes valores de la infiltración del suelo para cada uno de los usos del suelo, mediante la superposición del mapa ráster de la cobertura del suelo y el mapa ráster de los grados de infiltración del suelo:

Posteriormente es determinado los grupos de suelo (Soil Group (SG)) pertenecientes a cada valor de infiltración mediante la tabla mostrada a continuación:

Tabla 3. Asociación de grupo con grado de infiltración del suelo. Fuente: Politecnico di Torino.

Group	Minimum Infiltration Rate (in/hr)	Hydrologic Soil Group
A	0.3 – 0.45	High infiltration rates. Deep, well drained sands and gravels
B	0.15 – 0.30	Moderate infiltration rates. Moderately deep, moderately well drained soils with moderately coarse textures (silt, silt loam)
C	0.05 – 0.15	Slow infiltration rates. Soils with layers, or soils with moderately fine textures (clay loams)
D	0.00 – 0.05	Very slow infiltration rates. Clayey soils, high water table, or shallow impervious layer

Resultando en la tabla mostrada a continuación, que refleja el grupo de suelo de cada uno de los usos del suelo:

Tabla 4. Grupo de suelo para cada combinación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia.

Leyenda	SG Value	Ks (inch/hour)	SG
324 / -0.3831	-0.38310	0.00679	D
313 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
311 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
243 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
242 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
231 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
211 / -0.3831	-0.38311	0.00679	D
211 / 1.6723	1.67234	0.77143	A
211 / 1.7397	1.73969	0.90084	A
242 / 1.6723	1.67234	0.77143	A
243 / 1.6723	1.67234	0.77143	A
243 / 1.7397	1.73970	0.90085	A
311 / 1.6723	1.67234	0.77143	A
311 / 1.7397	1.73970	0.90085	A
313 / 1.6723	1.67234	0.77143	A
313 / 1.7397	1.73970	0.90085	A
324 / 1.6723	1.67234	0.77143	A

A continuación, mediante el grupo de suelo de cada uso del suelo, es obtenido el valor de coeficiente de escorrentía de cada uno de los usos del suelo como:

$$CN_i = CN_{TSi} * \frac{A_i}{A_{tot}}$$

Siendo:

CN_i = peso de los coeficientes de escorrentía en cada uso del suelo

CN_{TSi} = valor de los coeficientes de escorrentia de cada tipo de suelo según grupo (A, B, C, D)

A_i = área de cada uso del suelo y tipo de suelo

A_{tot} = área total de la cuenca

Tabla 5. Obtención del Curve Number de cada combinación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia.

Leyenda	SG	Area (m²)	CLC Code	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D	CNi
324 / -0.3831	D	1360000	324	35	56	70	77	2.93
313 / -0.3831	D	7440000	313	36	60	73	79	16.45
311 / -0.3831	D	13580000	311	36	60	73	79	30.03
243 / -0.3831	D	5620000	243	49	69	79	84	13.22
242 / -0.3831	D	680000	242	59	74	82	86	1.64
231 / -0.3831	D	10000	231	49	69	79	84	0.02
211 / -0.3831	D	1780000	211	49	69	79	84	4.19
211 / 1.6723	A	1130000	211	49	69	79	84	1.55
211 / 1.7397	A	720000	211	49	69	79	84	0.99
242 / 1.6723	A	200000	242	59	74	82	86	0.33
243 / 1.6723	A	730000	243	49	69	79	84	1
243 / 1.7397	A	260000	243	49	69	79	84	0.36
311 / 1.6723	A	60000	311	36	60	73	79	0.06
311 / 1.7397	A	230000	311	36	60	73	79	0.23
313 / 1.6723	A	460000	313	36	60	73	79	0.46
313 / 1.7397	A	800000	313	36	60	73	79	0.81
324 / 1.6723	A	660000	324	35	56	70	77	0.65

Finalmente, el valor del coeficiente de escorrentía de la cuenca resulta en 74,92, siendo calculado como:

$$CN = \sum CN_i$$

Siendo:

CN = valor del coeficiente de escorrentia de la cuenca

CN_i = peso de los coeficientes de escorrentia de cada uso del suelo

5.3 Tiempo de concentración de la cuenca:

Para el cálculo del tiempo de concentración, siendo el tiempo de viaje de una gota de lluvia que cae en el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca y escurre superficialmente hasta su salida, se ha empleado la ecuación perteneciente al artículo 2.2.2.5 de la normativa “Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial”, siendo la mostrada a continuación:

$$t_{cb} = 0,3 * L_c^{0.76} * J_c^{-0.19}$$

Siendo:

$t_{cb} [h] = \text{tiempo de concentración de la cuenca}$

$L_c [Km] = \text{longitud del cacuce}$

$J_c [\text{adimensional}] = \text{Pendiente medio del cauce}$

A continuación, se muestra los canales principales de la cuenca hidrográfica, siendo la longitud del canal principal mostrado en rojo de 13,9 kilómetros.

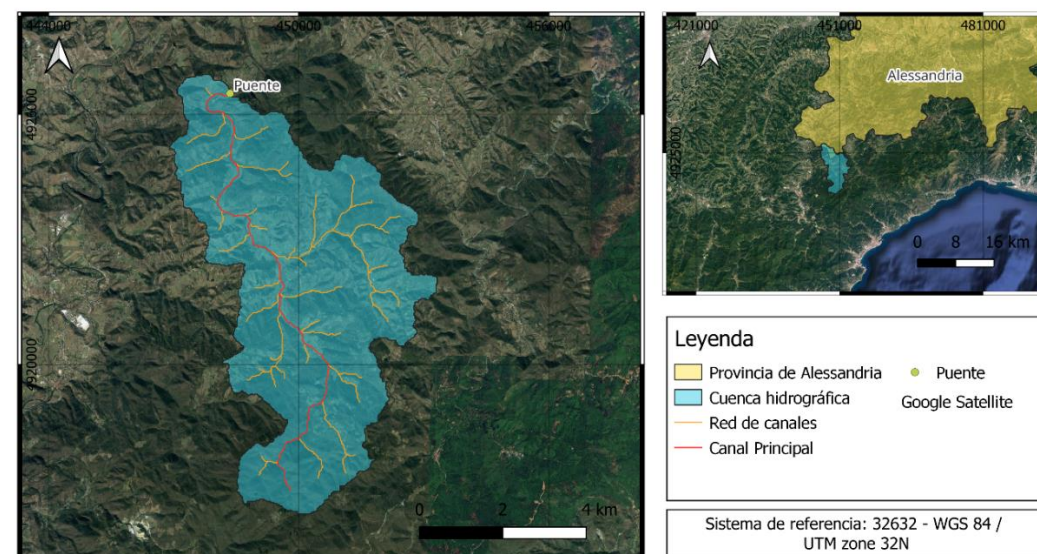


Figura 20. Canales principales de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

Posteriormente, se muestra la pendiente del cauce principal de la cuenca a lo largo de todo su recorrido que transcurre por la cuenca, siendo de una pendiente media de 2.8 %.

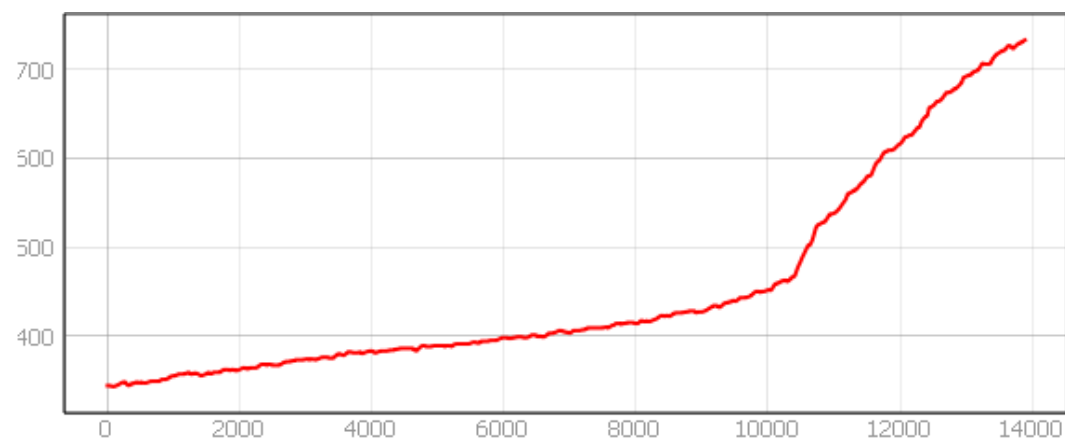


Figura 21. Pendiente del cauce principal de la cuenca. Elaboración propia con QGIS.

Finalmente se obtiene un tiempo de concentración de la cuenca de 4,37 horas, siendo reducido a 4 horas por simplificación del proceso como se verá en pasos posteriores.

5.4 Hidrograma unitario:

En este apartado se realizarán los pasos pertinentes para llevar a cabo un hidrograma unitario, siendo la reacción de la cuenca hidrográfica ante la precipitación de 10 mm durante un período de tiempo Δt , necesario para un posterior cálculo de los caudales de diseño de la cuenca hidrográfica.

5.4.1 Curvas Hipsométricas:

Las curvas hipsométricas de la cuenca son una representación gráfica que muestra la distribución de alturas o elevaciones en relación con el área o la cantidad de tierra o agua en un determinado terreno o cuenca.

Para su obtención, se ha requerido de datos topográficos que han sido obtenidos a partir del mapa ráster descrito previamente, siendo el perteneciente a la cuenta hidrográfica del puente el mostrado a continuación:

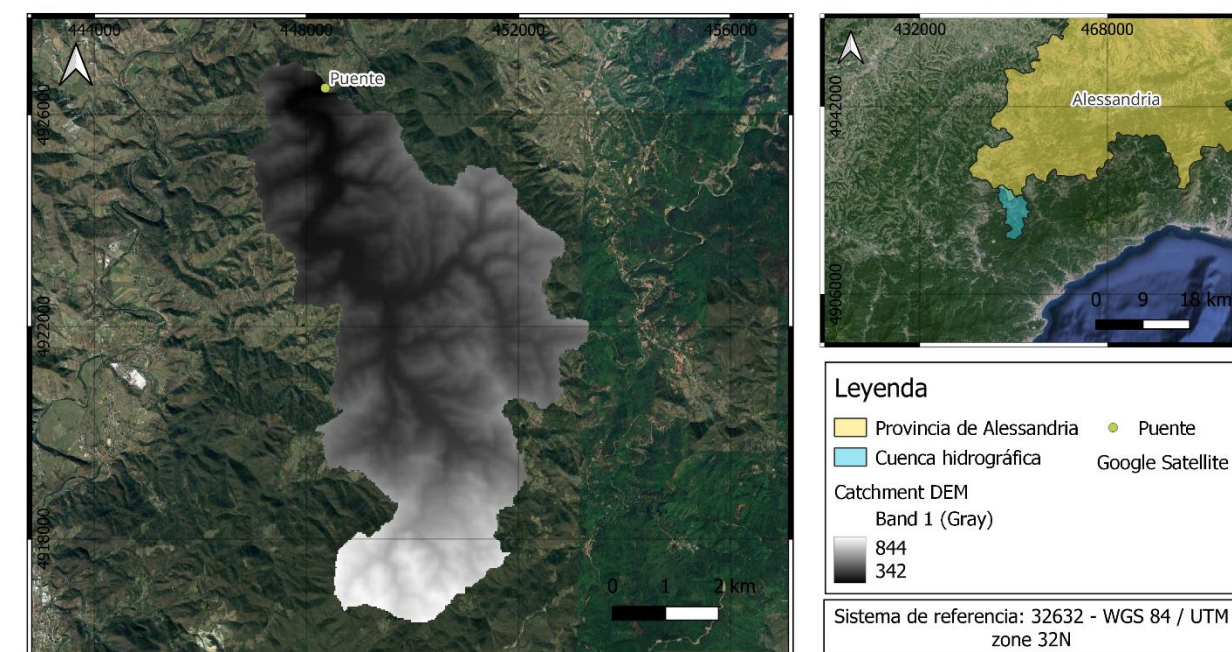


Figura 21. Mapa de elevación digital de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

La cuenca hidrográfica cuenta con un desnivel de 502 metros, siendo la altura máxima de la cuenca 844 m.s.n.m. y una altura mínima de 342 m.s.n.m., siendo la distribución de las diferentes elevaciones de la cuenca la siguiente:

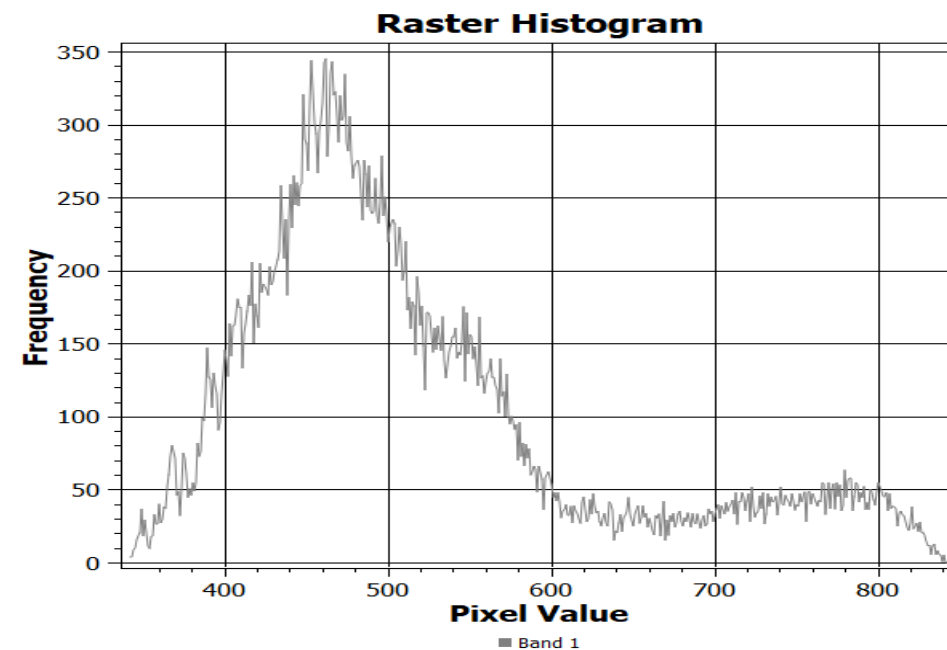


Figura 22. Histograma de la frecuencia de elevación de la cuenca.

Con ello, es obtenido las curvas hipsométricas de cuenca a través de la figura representada a continuación:

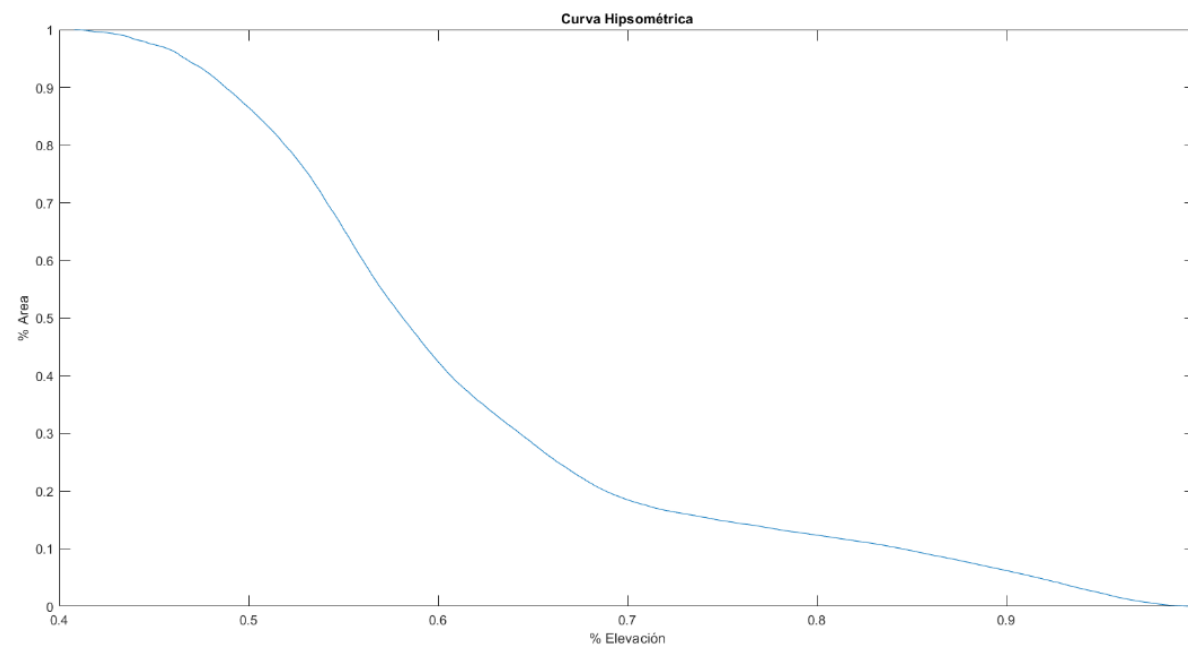


Figura 23. Cueva hipsométrica de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con Matlab.

Como se puede apreciar en la siguiente imagen, la cuenca hidrográfica pertenece a una cuenca que se encuentra entre una en fase de madurez y una en fase de vejez, significando que la cuenca ha experimentado un largo proceso de erosión y modificación de su paisaje a lo largo del tiempo geológico.

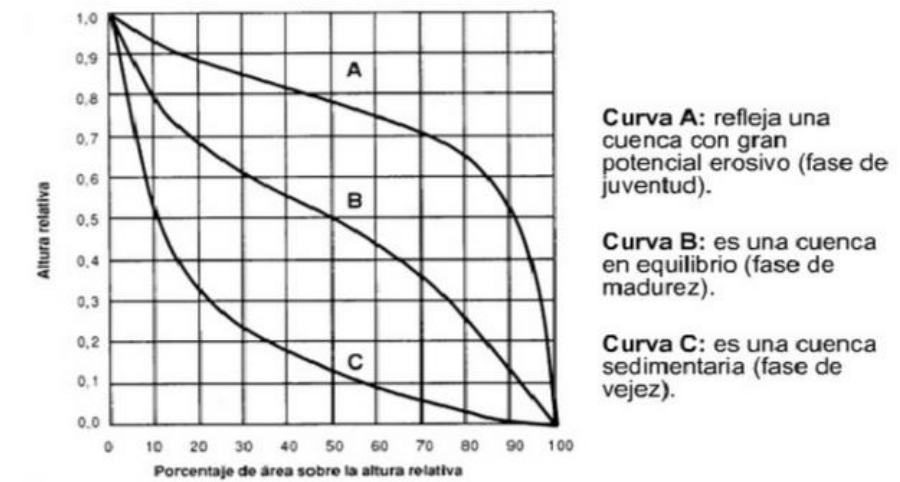


Figura 24. Categorías de curvas hipsométricas. Fuente: Google Fotos.

5.4.2 Curva Área Acumulada-Elevación:

Mediante la curva hipsométrica de la cuenca, se ha procedido a realizar la curva área acumulada-elevación donde se muestra cuanta área se encuentra a una elevación particular o inferior en comparación con la elevación más baja a lo largo de una trayectoria determinada.

En ella, se ha dividido la elevación entre el tiempo de concentración para obtener intervalos en el eje vertical del área en una curva de área acumulada-elevación. Este proceso se realiza para convertir la variable de elevación en una medida de tiempo, lo que permite evaluar cómo varía el área acumulada en función del tiempo de recorrido del flujo de agua a lo largo del terreno:

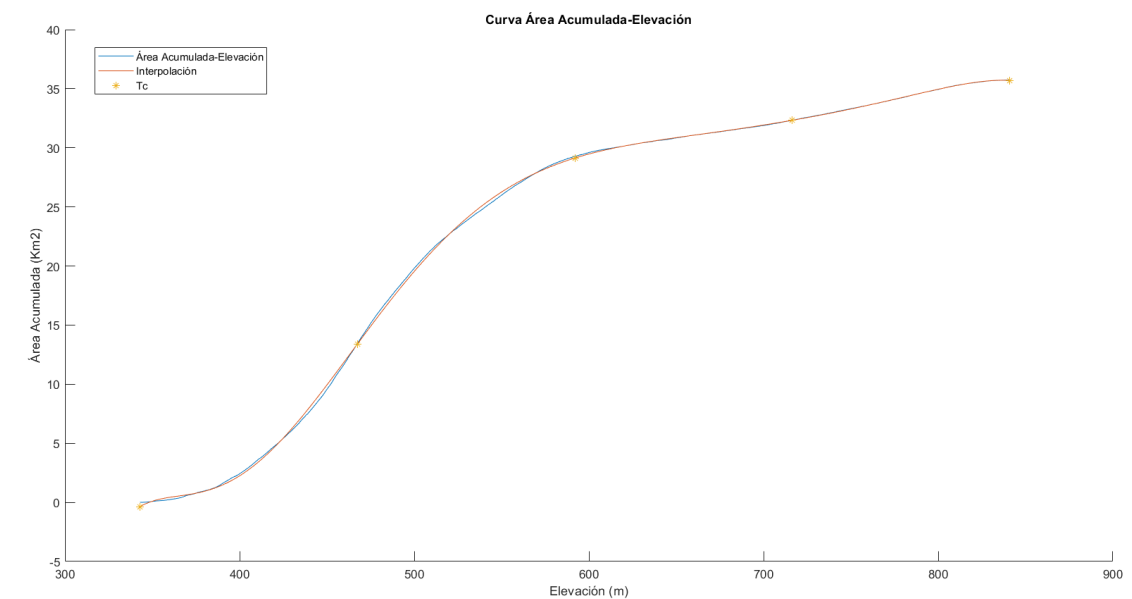


Figura 25. Curva Área acumulada-Elevación de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con Matlab.

Esta división supone un primer intervalo correspondiente a 13,77 Km², siguiendo con un intervalo de 15,72 Km², 3,2 Km² y 3,38 Km² respectivamente.

5.4.3 Hidrograma unitario:

Una vez procedido con los pasos previos, se procede con la realización del hidrograma unitario, siendo el resultado de una precipitación neta de 10 mm de profundidad durante un tiempo $\Delta t=1$ h distribuido uniformemente sobre la cuenca.

Para ello será usada la fórmula que se presenta a continuación:

$$Q(t) \left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{1}{3.6} * i \left[\frac{mm}{h} \right] * A(t) [km^2]$$

Siendo:

$Q(t)$: caudal en un instante de tiempo dado

i : intensidad de precipitación de 10 mm/h

$A(t)$: area contributiva en un instante de tiempo dado

Con ello, se obtiene el siguiente hidrograma unitario:

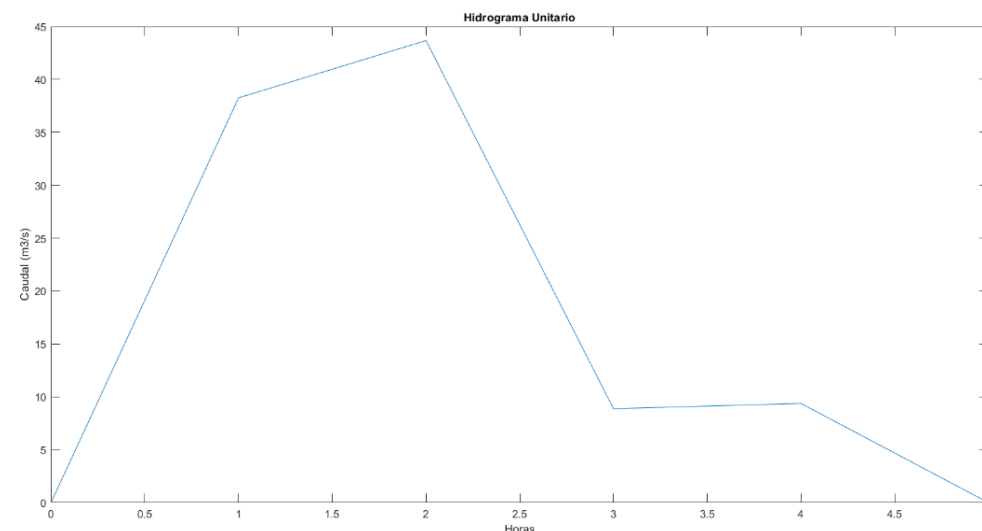


Figura 26. Hidrograma unitario de la cuenca hidrográfica. Elaboración propia con QGIS.

Es posible observar un caudal pico de alrededor de 45 metros cúbicos por segundo a las dos horas del comienzo de la precipitación y una duración total de 5 horas.

4.5 Intensidad de diseño:

En este apartado, se procederá al diseño de una intensidad de diseño para un período de 24 horas para el período de retorno de 100 años y 500 años, paso previo necesario para un posterior cálculo de la precipitación e intensidad neta.

Para su cálculo se procederá con la ecuación siguiente a través del artículo 2.2.2.2 de la normativa “Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial”:

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

Siendo:

$I_d \left[\frac{mm}{h} \right]$ = 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 = factor reductor de la precipitación por area de la cuenca

$$K_a = 1 \quad \text{Si } A < 1Km^2$$

$$K_a = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \quad \text{Si } A > 1Km^2$$

$A [Km^2]$ = Área de la cuenca

Con un factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (k_a) de 0.896, es obtenido una intensidad de diseño para ambos períodos de retorno de 19.29 mm/h y 27.59 mm/h respectivamente.

5.6 Caudales de diseño

Para el cálculo de los caudales de diseño, será empleado el método de convolución, utilizado para predecir el caudal de un río o arroyo en respuesta a la precipitación efectiva sobre una cuenca. Se basa en la aplicación de la operación de convolución entre la serie temporal de la precipitación y el hidrograma unitario de la cuenca, permitiendo calcular cómo se traduce la lluvia en escurrimiento superficial.

Cada hidrograma será calculado como:

$$Q(t) \left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{1}{3.6} * C * K_t * \sum_{j=1}^t A(t-j+1) * I_d(j)$$

Siendo:

$$I_d \left[\frac{mm}{h} \right] = \text{intensidad media diaria de precipitación corregida}$$

C = coeficiente de escorrentía de la cuenca

$A(t)$: área contributiva en un instante de tiempo dado

K_t = coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

t_c = tiempo de concentración de la cuenca

Finalmente es obtenido los siguientes hidrogramas para ambos períodos de retorno, en los cuales se puede observar que se ha representado un aguacero de 24 horas de duración con intensidad constante, que en consecuencia cuenta con una duración total de 28 horas (duración del agua cero más el tiempo de concentración de la cuenca).

Además, se alcanza el caudal pico tras 5 horas del comiendo del aguacero y con una duración de 20 horas hasta la hora 24, que una vez alcanzado, se va reduciendo hasta la finalización del aguacero.

Siendo el caudal máximo producido sobre la cuenca con la intensidad de diseño descrita anteriormente para un período de retorno de 100 años de 186.5 metros cúbicos por segundo.

Y siendo el caudal máximo producido sobre la cuenca con la intensidad de diseño descrita anteriormente para un período de retorno de 500 años de 266.72 metros cúbicos por segundo.

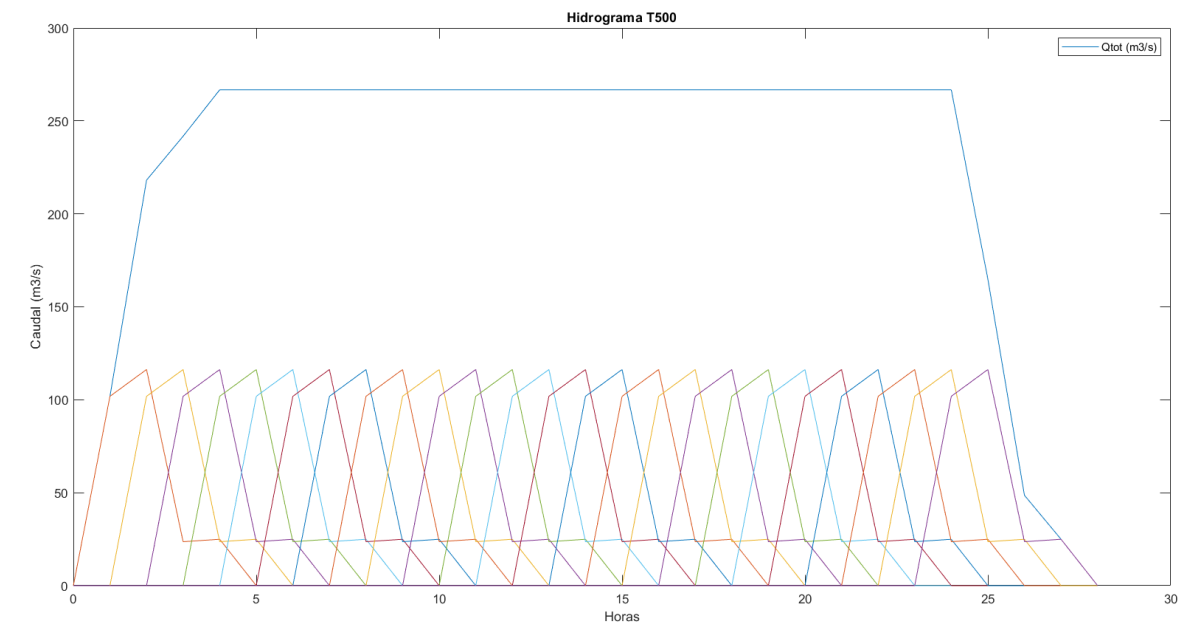


Figura 28. Hidrograma de la cuenca hidrográfica para un periodo de 500 años. Elaboración propia con Matlab.

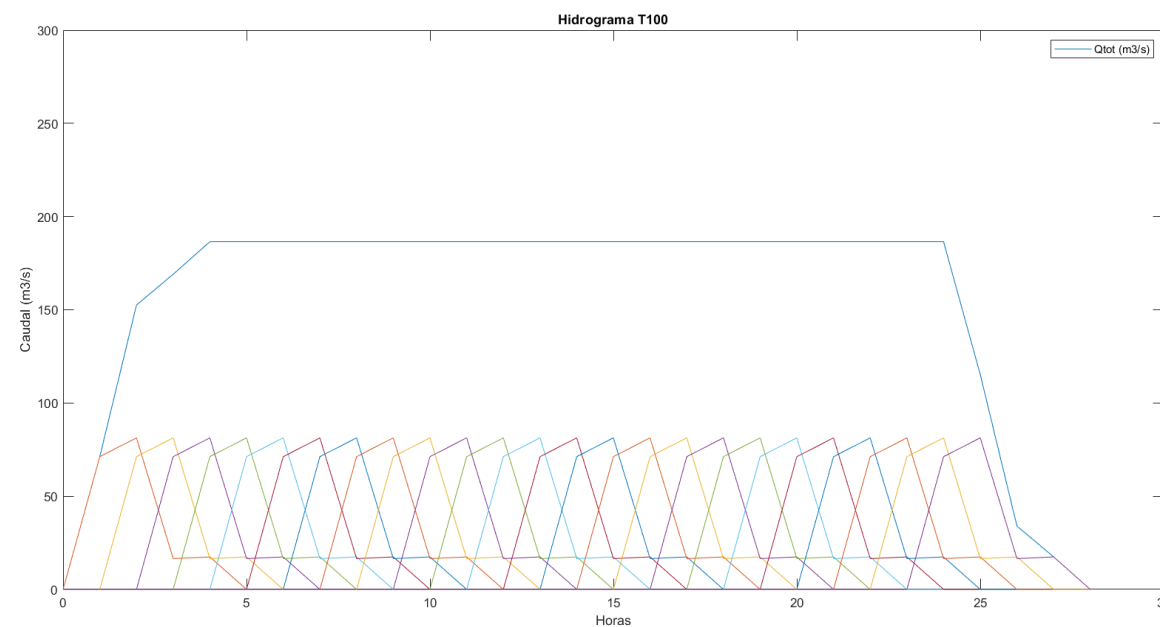


Figura 27. Hidrograma de la cuenca hidrográfica para un periodo de 100 años. Elaboración propia con Matlab.