

DOI: 10.24850/j-tyca-13-06-07

Artículos

Metodología para la parametrización y modelación hidrológica semidistribuida de gastos máximos horarios y su traslado a sitios de aprovechamiento hidráulico

Methodology for the parametrization and semi-distributed hydrological modeling of instantaneous peak flow and their translation to hydraulic exploitation sites

Victor Morales-Méndez¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3971-1857>

Carlos Jesahel Vega-Gómez², ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2561-7763>

Álvaro Alberto Aldama-Rodríguez³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4636-8620>

Beatriz Castillo-Téllez⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3747-6320>

¹Universidad de Guadalajara, Tonalá, Jalisco, México, ssvicmo@gmail.com



²Universidad de Guadalajara, Tonalá, Jalisco, México,
carlos.vega@cutonala.udg.mx

³Consultor independiente, Cuernavaca, Morelos, México,
alvaro.aldama@gmail.com

⁴Universidad de Guadalajara, Tonalá, Jalisco, México,
beatriz.castillo@academicos.udg.mx

Autor para correspondencia: Carlos Jesahel Vega-Gómez,
carlos.vega@cutonala.udg.mx

Resumen

La determinación de la avenida de diseño de un aprovechamiento hidráulico está condicionada tanto por la información hidrométrica y pluviográfica disponible como por las características fisiográficas de la cuenca en estudio. La utilización de modelos hidrológicos empíricos implica una incertidumbre importante si se considera que el periodo de retorno de la tormenta de diseño difiere del periodo de retorno de la creciente de diseño. Cuando se cuenta con datos hidrométricos aguas abajo es necesario trasladar los escurrimientos máximos hacia el sitio del proyecto. Para este procedimiento, por lo común se emplean factores de áreas, volúmenes llovidos o coeficientes de escurrimiento; sin embargo, tales procedimientos carecen de validez si entre los sitios de estudio se incorporan afluentes importantes. En el presente trabajo se propone una



metodología conceptual semidistribuida para la modelación de hidrogramas medios diarios máximos. El modelo, complementado con una parametrización de gastos máximos horarios a partir de gastos medios diarios, permite la traslación de avenidas máximas anuales de una estación hidrométrica al sitio de un proyecto hidráulico. Para la modelación hidrológica y traslación de hidrogramas medios diarios máximos se conceptualizó la determinación de un gasto potencial asociado con cada polígono de Thiessen. El gasto potencial se determinó a partir del volumen llovido y el tiempo de retraso medio ponderado de las subcuencas que coinciden en cada polígono. Lo anterior permitió relacionar la influencia geoespacial que tienen los registros de precipitación en la producción de volúmenes escurridos con la estimación del tiempo de conducción hidráulica de los diferentes cauces coincidentes.

Palabras clave: modelo lluvia-escurrencimiento del NRCS, avenidas de diseño, traslación de hidrogramas, parametrización de gastos máximos instantáneos.

Abstract

The design peak flow determination of a hydraulic work is conditioned by the hydrometric and pluviographic information available and the physiographic characteristics of the basin under study. The use of empirical hydrological models implies significant uncertainty if it is considered that the design storm's return period differs from the design



flood's return period. When downstream hydrometric data is available, transferring the maximum runoff to the project site is necessary. For this procedure, areas, rainfall volumes, or runoff coefficients are commonly used; however, these procedures are invalid when important tributaries are incorporated between the study sites. Therefore, a semi-distributed conceptual methodology is proposed to simulate maximum average daily hydrographs in the present work. The model, complemented with a parameterization of peak flows from average daily flows, allows the transfer of maximum annual floods from a hydrometric station to the site of a hydraulic project. The determination of a potential flow associated with each Thiessen polygon was conceptualized. For the hydrological modeling and translation of the maximum daily mean hydrographs. The potential flow was defined from the rainfall volume and the weighted average delay time of the sub-basins that coincide in each polygon. The preceding made it possible to relate the geospatial influence that precipitation records have on the production of runoff volumes with estimating the hydraulic conduction time of the different coincident channels.

Keywords: NRCS rain-runoff model, design floods, hydrograph translation, instantaneous peak flow parameterization.

Recibido: 06/05/2021

Aceptado: 18/08/2021



Introducción

La seguridad hidrológica de las obras hidráulicas es una componente de vital importancia en el marco del diseño de las mismas, sobre todo de aquellas cuya falla por desbordamiento ante avenidas extraordinarias podría representar un evento catastrófico que produzca la pérdida de muchas vidas humanas, así como cuantiosas pérdidas materiales. El caso de las grandes presas es prototípico en este tema (Escobar, Lima, Purkey, Yates, & Forni, 2013; Morales-Méndez & Marengo-Mogollón, 2010; Morales-Méndez & Marengo-Mogollón, 2006; Gaviño-Novillo, 2010; OMM, 2009).

Hasta ahora, el ser humano no ha sido capaz de dominar por completo la fuerza del agua de este tipo de fenómenos extremos debido a que la infraestructura que pudiera permitir minimizar la probabilidad de falla a cero resulta incosteable. Así, las obras hidráulicas se diseñan para encauzar y dejar pasar de forma adecuada los grandes volúmenes de agua que pudieran poner en peligro su estabilidad, aceptando el riesgo calculado de que ésta pudiera fallar si el evento extraordinario supera las

condiciones para la que se diseñó (Malinow, 2010; Arreguín-Cortés, Rosengaus-Moshinsky, Dávila-Capiterucho, Mejía-Maravilla, & Rubio-Gutiérrez, 2011). La relación directa que tiene la probabilidad de falla sobre el costo de la obra cobra principal importancia en el dimensionamiento, seguridad y rentabilidad de la infraestructura hídrica a construirse. Un cálculo inadecuado del gasto de diseño asociado con la probabilidad de falla aceptada podría representar un sobre costo en el proyecto que lo hiciera inviable financieramente o, en un caso más grave, podría subdimensionarse, poniendo en alto riesgo al mismo y a todo lo que se encuentre aguas abajo.

La selección del modelo hidrológico más adecuado para la estimación de la avenida de diseño depende de la información pluviográfica e hidrométrica disponible en la cuenca bajo estudio. Si se cuenta con una estación hidrométrica cercana al sitio del proyecto se pueden utilizar directamente los registros de gastos máximos horarios para determinar el gasto de diseño. Sin embargo, si los sitios de los proyectos están alejados de estaciones de medición y, en un caso más desfavorable, un afluente importante se incorpora al cauce principal en un punto en medio de ellos, se recurre a la aplicación de modelos empíricos o modelos lluvia-escorrentía para simular dichos eventos extremos a partir de registros de precipitación y características fisiográficas de la cuenca (Arreguín-Cortés *et al.*, 2011; Campos-Aranda, 2011b; Campos-Aranda, 2011a; Ramírez-Orozco & Aldama-Rodríguez, 2010).

La incertidumbre que representan estos modelos debe considerarse para la seguridad de las obras hidráulicas en diseño. Los modelos empíricos se representan por expresiones matemáticas que relacionan el gasto pico de una avenida máxima con características fisiográficas o climatológicas de la cuenca en estudio. Al respecto, Ramírez-Orozco y Gómez-Martínez (2005) refieren que los resultados obtenidos se pueden considerar como una aproximación aceptable en estudios incipientes de gran visión; sin embargo, no deberían emplearse en el dimensionamiento de las obras hidráulicas de seguridad en diseños definitivos. Ciertamente, el sistema hidrológico es mucho más complejo como para simplificarlo en una ecuación que involucre sólo una mínima parte de los parámetros climáticos y fisiográficos que interactúan en una cuenca, más cuando se trata de modelar eventos extraordinarios (Arreguín-Cortés *et al.*, 2011; Breña & Jacobo, 2006; Campos-Aranda, 2011a; Collado, 1990; Springall-Galindo, 1990).

Algunos autores, como Creager, Lowry y Francou-Rodier determinaron una parametrización considerando diferentes tormentas presentadas en distintas cuencas alrededor del mundo y el área de cada una de ellas. Cada una de las ecuaciones resultantes se definió por un coeficiente universal. Dichas ecuaciones se conocieron como envolventes mundiales diferenciadas por el nombre de su creador (Breña & Jacobo, 2006; Campos-Aranda 2011b; Springall-Galindo, 1990). Anteriormente, este método fue muy utilizado considerando la falta de información hidrométrica en el país; con base en esta metodología se dimensionaron

los vertedores de las primeras presas del sistema hidroeléctrico en el río Grijalva, construidas entre 1960 y 1980. Hoy día se recomienda utilizar tal tipo de método sólo para análisis incipientes donde se desee obtener, a gran escala, el gasto máximo que se pudiera producir en una cuenca, considerando que el margen de error es muy grande (Aparicio-Mijares, 1992; Ramírez-Orozco & Gómez-Martínez, 2005).

Por su parte, en los modelos lluvia-escorrentamiento se utilizan precipitaciones máximas probables (PMP) (Devoto & Seaone, 2010) o asociadas con distintos periodos de retorno, intensidades y duraciones; no obstante, los coeficientes de escorrentamiento por lo regular se determinan para eventos ordinarios o son válidos para cuencas con tiempos de concentración relativamente cortos, como es el caso de los números de curva del método del Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos (NRCS, por sus siglas en inglés) (Aranda-Plata & Morales-Méndez, 2008; Balvanshi & Tiwari, 2014; Mockus, 1972) o el método racional (Aparicio-Mijares, 1992; Campos-Aranda, 2008; Chereque-Morán, 1989), respectivamente.

Varios autores consideran inadecuado utilizar modelos lluvia-escorrentamiento en el análisis de eventos extremos. Aldama-Rodríguez, Marengo y Becerra-Soriano (2010) refieren que aún falta mucho para lograr reflejar la complejidad del ciclo hidrológico a través de estos modelos debido a que se introducen simplificaciones en demasía. Al respecto, es común que al aplicar los modelos lluvia-escorrentamiento en dichos análisis se empleen valores de parámetros calibrados en

condiciones ordinarias. Por tal razón, el desempeño de estos modelos suele ser muy pobre. Además, Bateman (2007) refiere que no se toman en cuenta las actividades antrópicas y el cómo modifican el ciclo natural del agua. Naef (1981) aborda la dificultad del modelado de condiciones extremas y comenta que los resultados aceptables pueden llegar a ser cuestión de suerte. Por último, Ramírez-Orozco y Aldama-Rodríguez (2010) hacen hincapié en que resulta prácticamente imposible relacionar el periodo de retorno de la tormenta de diseño con el periodo de retorno de la crecida de diseño debido a que la respuesta de una cuenca a estímulos de precipitación es altamente no-lineal; lo anterior se asocia con las condiciones iniciales al momento de presentarse el evento extraordinario, las cuales no se podrían conocer debido a que son eventos hipotéticos que no se han presentado nunca; es decir, un gasto pico extraordinario asociado con un periodo de retorno determinado puede originarse por incontables combinaciones de tormentas precipitándose sobre una cuenca con múltiples condiciones iniciales de humedad del suelo y de la atmósfera.

En resumen, se puede considerar que existe una gran incertidumbre en la magnitud de las avenidas de diseño que se determinan mediante métodos empíricos o modelos hidrológicos. Asimismo, la no-linealidad del sistema no permite definir el periodo de retorno de los gastos de diseño calculados, en donde de manera errónea se les asigna el mismo que la precipitación máxima considerada.

De acuerdo con lo anterior, los ajustes de gastos máximos horarios registrados a funciones de distribución de probabilidad son una mejor opción para determinar las avenidas de diseño, comparados con el uso de métodos empíricos o modelos hidrológicos. Evidentemente, dichos ajustes también implican cierta incertidumbre que es necesario analizar.

Desafortunadamente, aún no existe una metodología adecuada para trasladar las avenidas extraordinarias registradas en una estación hidrométrica hacia los sitios de aprovechamiento que están alejados de las mismas, sobre todo que contemplen las variaciones que podrían presentarse en las magnitudes de éstas si existiera un afluente importante entre la estación hidrométrica y el sitio del proyecto.

Así, el objetivo del presente trabajo es desarrollar una metodología que permita la traslación de avenidas máximas anuales registradas en una estación hidrométrica (EH) hacia el sitio de un aprovechamiento hidráulico ubicado aguas arriba, considerando la incorporación de un afluente importante entre dichas ubicaciones; como resultado, se pueden llevar a cabo análisis de frecuencias mediante funciones de distribución de probabilidad, para determinar la avenida de diseño en el sitio de la obra hidráulica.

El estudio de caso corresponde a la cuenca del río Verde, Jalisco, México; trasladando los gastos máximos horarios de la EH La Cuña al sitio de construcción de la presa El Zapotillo, considerando la incorporación del río del Valle entre ambos sitios.

Metodología

La metodología planteada comprende dos etapas principales. La primera consistió en emplear una parametrización lineal múltiple que relaciona el gasto máximo horario con su correspondiente gasto medio diario, así como sus gastos medios diarios antecedente y subsecuente (Aldama-Rodríguez *et al.*, 2010); esto permitió relacionar la forma del pico de cada hidrograma medio diario con su respectivo gasto máximo horario. En la segunda etapa se desarrolló un modelo hidrológico semidistribuido que permitió la simulación y traslación de los hidrogramas máximos medios diarios registrados en una EH al sitio en estudio; lo anterior se logró a partir de la conceptualización de un gasto potencial asociado con cada polígono de Thiessen, que relacionó la influencia geoespacial que tienen los registros de precipitación en la producción de volúmenes escurridos con el tiempo de conducción hidráulica de los diferentes cauces coincidentes con estos últimos.

Parametrización lineal múltiple

Aldama-Rodríguez *et al.* (2010) dedujeron matemáticamente la relación entre el gasto máximo instantáneo y los gastos medios diarios que se presentan en la vecindad del tiempo pico (antecedente, pico medio, subsecuente). Para ello, suponen las hipótesis de una similitud geométrica entre los hidrogramas máximos anuales y su relación con los gastos medios diarios mediante un “filtrado de paso bajo, definido por una integral de convolución” (Ecuación (1)):

$$\hat{Q}_p = \alpha_p \bar{Q}_{M-1} + \beta_p \bar{Q}_M + \gamma_p \bar{Q}_{M+1} + \delta_p \quad (1)$$

Donde $\hat{Q}_p$ es el gasto pico instantáneo, en m^3/s ; $\bar{Q}_{M-1}$, $\bar{Q}_M$ y $\bar{Q}_{M+1}$ son los gastos medios diarios antecedente, pico medio y subsecuente, respectivamente, en m^3/s ; y α_p , β_p , γ_p , y δ_p son constantes adimensionales de la parametrización lineal múltiple. La obtención de las constantes mencionadas puede hacerse a través de un procedimiento de mínimos cuadrados a partir de la información registrada en la EH.

La hipótesis que se consideró en este estudio contempla que la similitud geométrica de los hidrogramas máximos anuales se conserva en las inmediaciones de la estación hidrométrica, por lo que la

parametrización obtenida en esta última puede aplicarse a los gastos medios diarios trasladados al sitio del proyecto.

Modelo hidrológico semidistribuido

Precipitación en exceso

Aranda-Plata y Morales-Méndez (2008) definieron un modelo hidrológico semidistribuido simplificado basado en la metodología de la NRCS y un Sistema de Información Geográfica (SIG) para la simulación de escurrimientos. La hipótesis principal considera que los parámetros del número de curva (CN, por sus siglas en inglés) y el factor de abstracción (Φ_R) varían con respecto a la delimitación y fisiografía de cada polígono de Thiessen, y la diferenciación espacial y temporal de la precipitación dentro de una cuenca hidrológica.

El proceso que siguieron estos autores para la modelación de escurrimientos fue obtener una matriz de precipitaciones en exceso (P_e), en mm, para cada polígono de Thiessen y para cada día de registro de

precipitación (P), en mm, considerando la Ecuación (2), siendo S la retención potencial, en mm:

$$P_e = \frac{(P - \phi_R \cdot S)^2}{P + S(1 - \phi_R)} \quad (2)$$

Para el ajuste de los parámetros CN y ϕ_R distribuyeron los escurrimientos registrados en la EH en estudio mediante factores de ponderación obtenidos a partir de volúmenes llovidos, los cuales se calcularon en los polígonos de Thiessen y en la cuenca total para cada día de registro hidrométrico.

Una omisión importante que presentó la simplificación de esta metodología fue el tiempo de retardo y las pérdidas por conducción hidráulica en los cauces principales de los escurrimientos “generados” en cada polígono de Thiessen. Asimismo, no se consideró la separación del escurrimiento directo y el escurrimiento base en los hidrogramas medios diarios registrados.

Gasto potencial

En el presente trabajo se definió un parámetro adicional que permitiera solventar dichas omisiones, el cual fue denominado como gasto potencial (Q_{ψ}), definido como el gasto hipotético que potencialmente puede ser producido en un polígono de Thiessen i y medido a la salida de la cuenca en estudio después de su recorrido por los cauces principales, el cual es directamente proporcional al volumen llovido e inversamente proporcional al tiempo de retraso medio ponderado de las subcuencas coincidentes en dicho polígono de Thiessen i (Ecuación (3)):

$$Q_{\psi_i} = \frac{A_i P_i}{t_{r_i}} \quad (3)$$

Donde Q_{ψ_i} es el gasto potencial en el polígono de Thiessen i en $\text{km}^2 \cdot \text{mm/s}$; A_i , el área del polígono de Thiessen i en km^2 ; P_i , la precipitación media anual en el polígono de Thiessen i en mm , y t_{r_i} es el tiempo de retraso medio ponderado de las cuencas incidentes en el polígono de Thiessen i en s .

Existen diferentes metodologías para el cálculo del tiempo de retraso, las cuales, en su mayoría, dependen de las características

fisiográficas de la cuenca (Vélez-Upegui & Botero-Gutiérrez, 2011). Dada la naturaleza del gasto potencial definido, se consideró utilizar la expresión propuesta en el método de Chow referida en la Norma N-PRY-CAR-1-06-004 de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), dado que sólo depende de la pendiente (s_c) en % y la longitud (L) del cauce principal en m (Ecuación (4)):

$$t_{r_{ji}} = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{s_c}} \right)^{0.64} \quad (4)$$

Donde $t_{r_{ji}}$ es el tiempo de retraso medio de una subcuenca coincidente al cauce principal j del polígono de Thiessen i en h.

Para obtener el tiempo de retraso medio ponderado de las subcuencas coincidentes en dicho polígono de Thiessen i se utilizó la Ecuación (5). Donde A_{ji} es el área de la subcuenca coincidente j del polígono de Thiessen i en km²:

$$t_{r_i} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{ji} t_{r_{ji}}}{A_i} \quad (5)$$

La Ecuación (3) permitió distribuir el escurrimiento directo de los hidrogramas medios diarios máximos registrados en la EH de análisis,

considerando el tiempo de retraso por el transporte de los caudales en los cauces principales, tomando en cuenta una mayor aportación por parte de los polígonos de Thiessen cercanos a la estación y una menor de aquellos que se encontraron a una distancia mayor de la misma. Esto permitió involucrar el efecto de las pérdidas hidráulicas y el transporte advectivo en los cauces principales.

Para realizar lo anterior se determinaron factores de ponderación a partir de los gastos potenciales en cada polígono de Thiessen y el gasto potencial de toda la cuenca (Ecuación (6)):

$$Q_i = Q_H \frac{Q_{\psi_i}}{Q_{\psi_T}} = Q_H \frac{\frac{P_i A_i}{t_{ri}}}{\sum_i^n \frac{P_i A_i}{t_{ri}}} \quad (6)$$

Donde Q_i es el gasto calculado en el polígono de Thiessen i en m^3/s ; Q_H , el gasto registrado en la estación hidrométrica en m^3/s ; Q_{ψ_i} , el gasto potencial del polígono de Thiessen i en $\text{km}^2 \cdot \text{mm}/\text{s}$, y Q_{ψ_T} es el gasto potencial total de la cuenca en estudio en $\text{km}^2 \cdot \text{mm}/\text{s}$.

Escurrecimiento directo y gasto base

Para lograr la correcta simulación de los gastos medios diarios máximos registrados en la EH en estudio se utilizó como un tercer parámetro de ajuste el gasto base del hidrograma correspondiente. Aparicio-Mijares (1992) hace referencia a la dificultad de realizar la separación del gasto base y el escurrecimiento directo en un hidrograma considerando la falta de información para conocer el comportamiento de los niveles freáticos durante el evento de lluvia y el punto en la curva de recesión que represente la finalización de este último; asimismo, presenta diferentes metodologías para llevar a cabo dicha separación. En este trabajo se utilizó el método de la línea recta horizontal como primera aproximación, en donde se identificaron gráficamente los puntos de inicio y fin del hidrograma correspondiente al escurrecimiento directo. Dichos puntos se modificaron iterativamente en cada ajuste del modelo hidrológico hasta hacerlos converger con la precipitación que provocó el evento de la avenida.

Una vez modelados los hidrogramas asociados con gastos medios diarios máximos, correspondientes a los gastos máximos horarios anuales, se pudieron trasladar al sitio del aprovechamiento hidráulico. Esta propuesta de modelación hidrológica sólo es válida para la reproducción de gastos medios diarios máximos registrados en una

estación hidrométrica, permitiendo el ajuste de los parámetros distribuidos CN y Φ_R . No se recomienda su uso para la generación de escurrimientos a partir de la precipitación en caso de que la cuenca no esté instrumentada hidrométricamente.

Para trasladar el gasto base de la EH al sitio de aprovechamiento se utilizó un factor de traslación (F) obtenido a partir de la relación de los gastos potenciales calculados a la EH (Q_{ψ_H}) y al sitio de dicho aprovechamiento hidráulico ($Q_{\psi_{AH}}$) (Ecuación (7)):

$$F = \frac{Q_{\psi_{AH}}}{Q_{\psi_H}} \quad (7)$$

Una vez conformados los hidrogramas correspondientes a los gastos medios diarios máximos, trasladados al sitio del aprovechamiento hidráulico, se utilizó la parametrización obtenida en la Ecuación (1) para obtener los gastos máximos horarios anuales al sitio de la presa El Zapotillo. A partir de esta metodología también se pudieron obtener registros faltantes de estos últimos.

Caso de estudio: presa El Zapotillo

El sitio del proyecto de la presa El Zapotillo está dentro de la cuenca del río Verde, sobre el río del mismo nombre, en las siguientes coordenadas geográficas: latitud $21^{\circ} 08' 13''$ N y longitud $102^{\circ} 48' 19''$ O, a 77 km al noreste del área metropolitana de Guadalajara en línea recta, en el estado de Jalisco, México.

Aguas abajo del sitio de la presa, a unos 25 km sobre el río, se encuentra la EH La Cuña. Dicha estación mide los escurrimientos generados en un área de captación de 20 481 km², lo que representa el 93.4 % del área total de la cuenca del río Verde.

Entre el sitio de la presa y la EH La Cuña, a unos 5 km sobre el río, aguas arriba de esta última, se incorpora el río del Valle.

El área de estudio quedó delimitada por la EH La Cuña y las estaciones hidrométricas Paso del Sabino y San Gaspar, ubicadas aguas arriba de la confluencia de los ríos Aguascalientes y de los Lagos, respectivamente (Figura 1).

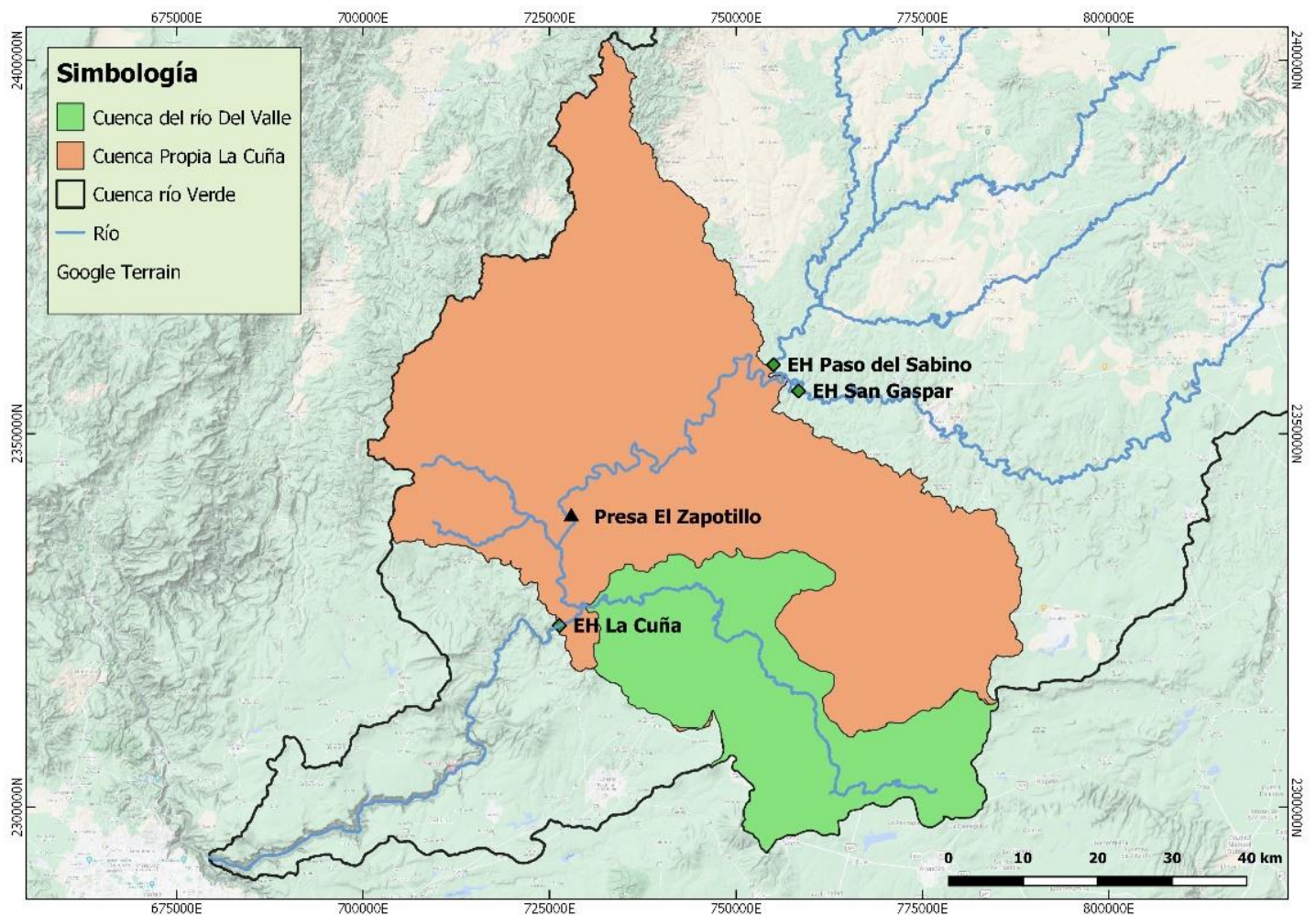


Figura 1. Área de estudio. Fuente: elaboración propia.

La subcuenca del río del Valle constituye un 25 % de la cuenca delimitada como área de estudio. Asimismo, la subcuenca formada entre los sitios de la presa El Zapotillo y la EH La Cuña representa cerca de la

tercera parte de dicha cuenca. Se puede deducir que parte de la magnitud de algunos gastos máximos horarios anuales registrados en la EH La Cuña pueden provenir de dichas subcuencas. En consecuencia, queda implícita una disminución importante en los gastos máximos mencionados, al realizar los trasladados al sitio del proyecto de la presa El Zapotillo, modificándose así el análisis de frecuencias para determinar el gasto de diseño de dicha presa que pudiera realizarse en dicho sitio.

Los registros de gastos máximos horarios y medios diarios antecedente, pico medio y subsecuente registrados en la EH La Cuña, para un periodo de 1965 a 2018, se obtuvieron del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) y de información proporcionada por el Organismo de Cuenca Lerma Santiago Pacífico (OCLSP) (Tabla 1).

Tabla 1. Registros de gastos máximos horarios y medios diarios antecedente, máximo y posterior registrados en la EH La Cuña. Fuente: elaboración propia.

EH 12504 La Cuña Valores en m ³ /s					EH 12504 La Cuña Valores en m ³ /s				
Años	Gasto máximo horario	Gasto medio diario anterior	Gasto máximo medio diario	Gasto medio diario	Años	Gasto máximo horario	Gasto medio diario anterior	Gasto máximo medio diario	Gasto medio diario

				anterior posterior						anterior posterior
1965	743.60	519.15	603.15	418.73		1992	1168.00	69.81	775.64	496.00
1966	463.90	305.62	376.18	258.85		1993	295.00	124.19	157.79	119.85
1967	1474.87	427.00	997.10	991.70		1994	212.80	87.54	178.41	101.87
1968	323.00	132.04	254.54	194.08		1995	367.42	60.45	257.50	229.77
1969	160.40	27.99	119.35	101.20		1996	1533.00	385.73	1083.67	66.69
1970	763.75	403.71	648.76	345.31		1997	78.45	27.54	66.24	29.23
1971	578.00	456.51	553.07	537.73		1998	261.86	79.40	215.88	69.24
1972	191.75	11.24	131.01	54.77		1999	196.31	58.59	159.39	66.02
1973	2440.00	507.20	1687.86	1929.50		2000	46.82	22.74	41.88	35.73
1974	238.36	77.34	145.24	97.92		2001	313.81	101.76	214.68	240.23
1975	622.08	382.44	529.88	389.87		2002	319.60	290.52	299.37	273.70
1976	1374.00	847.40	910.75	700.85		2003	558.71	397.86	529.22	475.51
1977	439.73	155.50	361.12	191.85		2004	645.23	539.16	610.26	572.91
1978	280.22	47.63	128.43	127.63		2005	130.60	76.30	114.93	97.25
1979	267.20	69.57	160.92	103.72		2006	107.78	45.88	94.33	75.34
1980	287.29	110.10	215.80	137.30		2007	470.93	330.33	403.37	332.57
1981	280.70	69.86	141.90	34.88		2008	2086.87	1122.73	1630.27	1215.47
1982	156.50	60.62	87.18	88.59		2009	159.10	96.29	134.17	129.23
1983		125.64	179.84	102.81		2010	304.00	169.21	263.36	149.17

1984		143.99	222.11	140.27		2011	Sin información			
1985		73.36	114.70	114.43		2012	153.00	88.06	116.41	107.00
1986	698.20	139.00	589.03	375.85		2013	264.00	212.75	204.50	162.96
1987	184.69	10.67	82.35	96.96		2014	305.84	37.41	177.19	145.34
1988	581.80	519.67	541.58	445.75		2015	348.59	192.21	288.38	322.01
1989		55.81	99.52	86.15		2016	286.62	57.38	220.28	164.84
1990	523.87	467.85	498.55	416.86		2017	509.57	195.14	407.80	200.07
1991	1636.33	979.67	1358.17	1179.71		2018		472.95	677.19	432.78

Se puede observar la ausencia de registros de gastos máximos horarios en los años de 1983 a 1985, 1989 y 2018. Sin embargo, existen registros de gastos medios diarios máximos con los cuales se pudo deducir dicha información a partir de Ecuación (1). Debido a que no se contó con información de registros de gastos medios diarios máximos en el año 2011, dicho año no se consideró en el análisis.

Del mismo modo se identificaron eventos ciclónicos y no ciclónicos, que se muestran en la Figura 2.

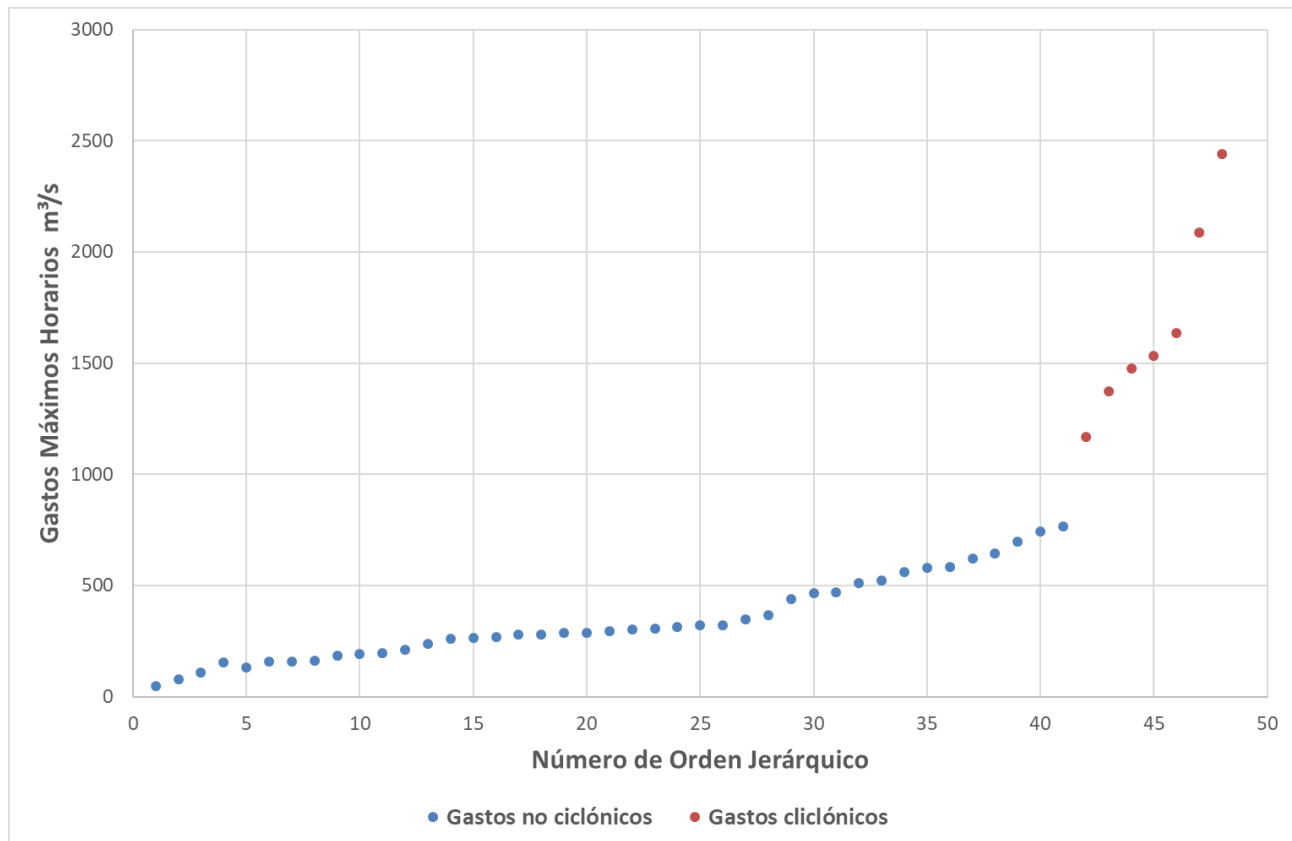


Figura 2. Eventos ciclónicos y no ciclónicos registrados en la EH La Cuña, ordenados de menor a mayor. Fuente: elaboración propia.

Se desarrolló la regresión lineal múltiple considerando el periodo completo de registros y se obtuvo un coeficiente de determinación R^2 de 0.98 (Figura 3).

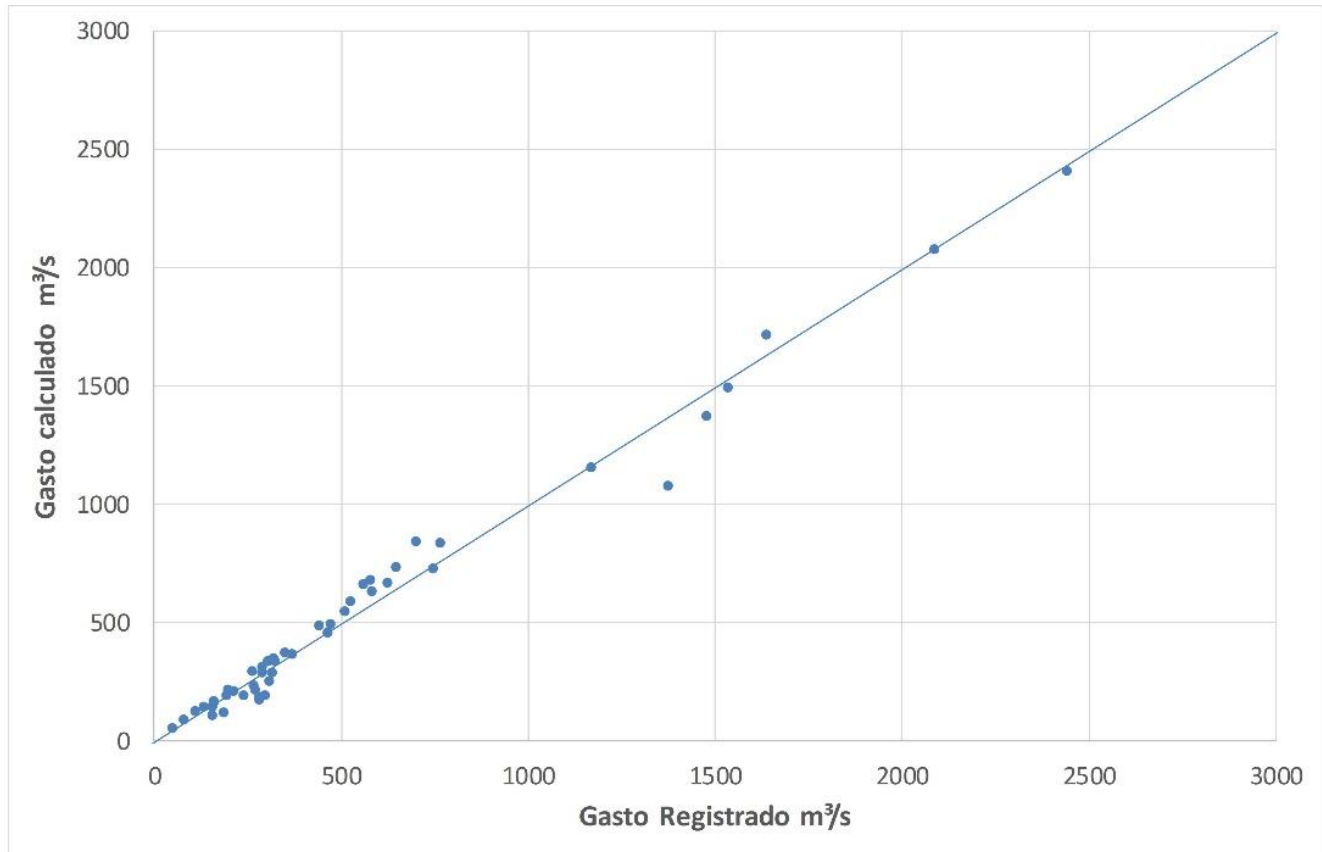


Figura 3. Gastos máximos horarios registrados vs. gastos máximos horarios calculados. Fuente: elaboración propia.

La Ecuación (8) muestra los valores obtenidos de las constantes de la parametrización lineal múltiple de la Ecuación (1):

$$\hat{Q}_p = -0.3701\bar{Q}_{M-1} + 1.5086\bar{Q}_M + 0.0276\bar{Q}_{M+1} - 1.5450 \quad (8)$$

Para la conformación del modelo hidrológico se delimitaron los polígonos de Thiessen correspondientes a 11 estaciones climatológicas (Figura 4). Se consideró un periodo común de registros de precipitación acumulada en 24 h de 1965 a 2018, los cuales se obtuvieron de la base de datos pública del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de la Conagua. La información pluviográfica se recopiló, procesó, analizó, validó y complementó para su uso en este estudio.

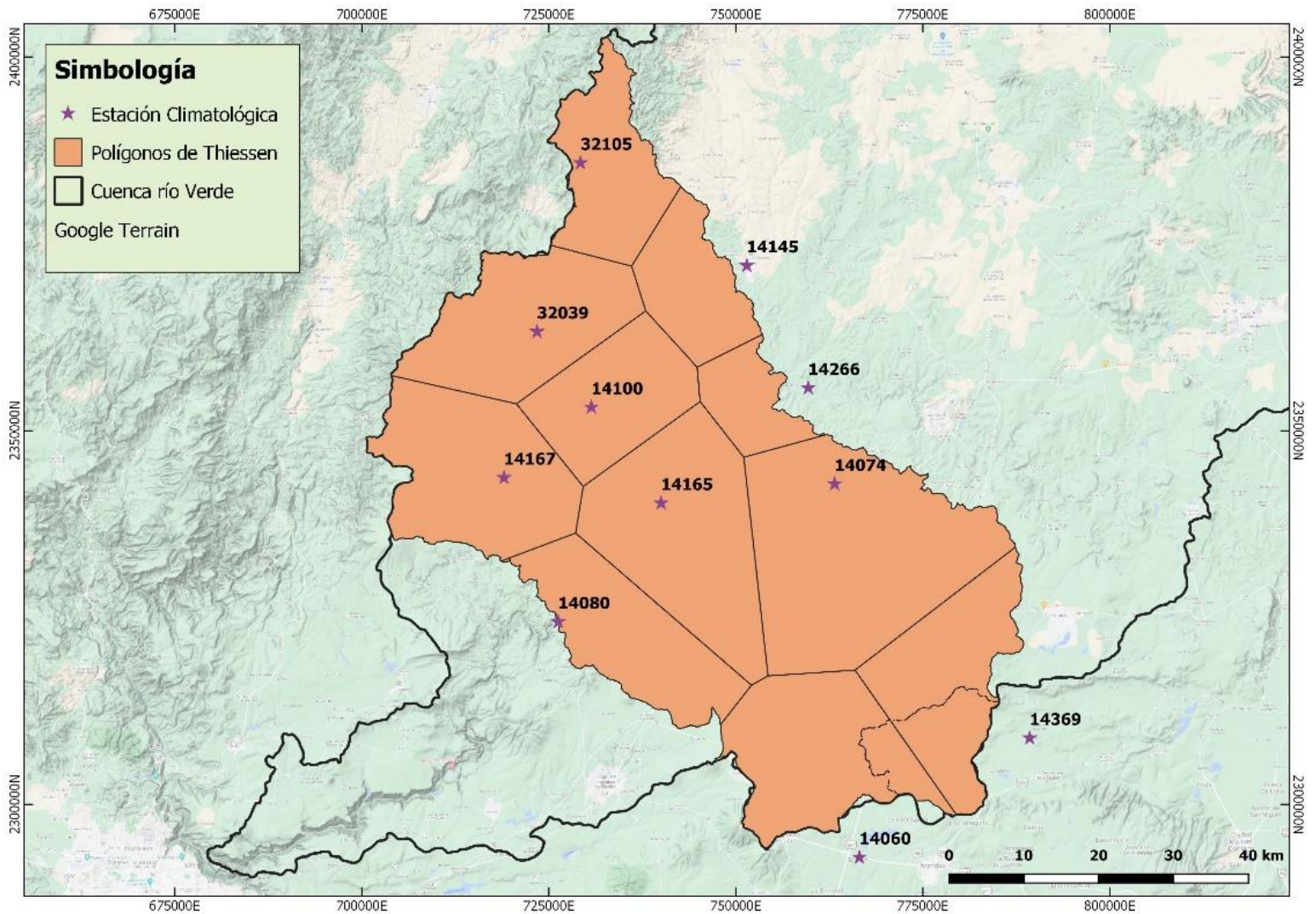


Figura 4. Polígonos de Thiessen del área de estudio. Fuente: elaboración propia.

Dado que cada polígono de Thiessen puede colindar con diferentes cauces, se determinaron las subcuencas coincidentes a cada uno ellos. Asimismo, se obtuvieron los parámetros de pendiente y longitud respectivos, con los cuales se calcularon los tiempos de retraso medios ponderados en cada polígono de Thiessen (ecuaciones (4) y (5)), así como su gasto potencial (Ecuación (3)). En la Tabla 2 y la Figura 5 se muestra un ejemplo del cálculo del tiempo de retraso medio ponderado para el polígono de Thiessen de la EC 14369. En la Tabla 3 se muestra el cálculo del gasto potencial correspondiente; es importante mencionar que para el cálculo de este valor, el tiempo de retraso debe considerarse en segundos como unidad de medición.

Tabla 2. Cálculo del tiempo de retraso medio ponderado en el polígono de Thiessen de la EC 14369. Fuente: elaboración propia.

Río	Pendiente (%)	Longitud (m)	tr (h)	Área (km ²)	tr*A
1	0.4724	156 659.09	13.56	143.01	1 939.39
2	0.4323	157 526.55	14.00	107.87	1 510.20
3	0.6865	108 816.73	9.53	66.36	632.40
4	0.7382	107 023.13	9.21	61.55	566.99
			Suma	378.79	4 648.98
tr medio ponderado (h)				12.27	

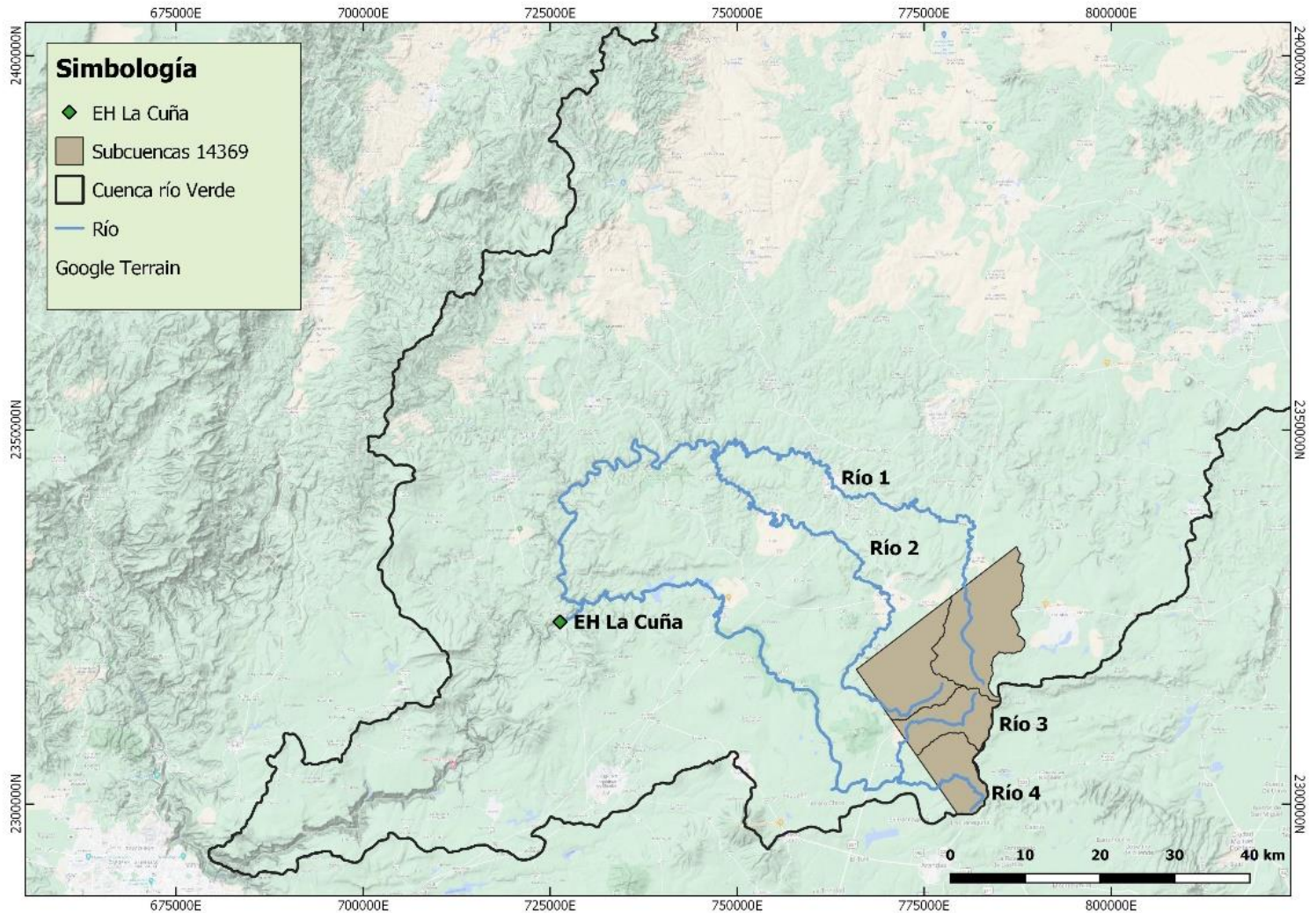


Figura 5. Cauces y subcuencas colindantes al polígono de Thiessen correspondiente a la estación climatológica 14369. Fuente: elaboración propia.

Tabla 3. Cálculo del gasto potencial en el polígono de Thiessen de la EC 14369. Fuente: elaboración propia.

Polígono de Thiessen	tr (h)	Área (km ²)	Precipitación media anual mm	Gasto potencial (km ² ·mm/s)
14369	12.27	378.79	797.64	6.84

A partir de la suma de los gastos potenciales obtenidos en cada polígono de Thiessen se obtuvo el gasto potencial al sitio de la EH La Cuña. El mismo procedimiento se siguió para determinar los tiempos de retraso medios ponderados y gastos potenciales de los polígonos de Thiessen correspondientes a la cuenca propia de la presa El Zapotillo (Tabla 4), la EC 14080 no quedó comprendida dentro de esta última.

Tabla 4. Cálculo del gasto potencial a la salida de las cuencas propias del sitio de la presa El Zapotillo y de la EH La Cuña. Fuente: elaboración propia.

Polígono de Thiessen	Cuenca propia EH La Cuña			Cuenca propia Presa Zapotillo		
	tr (h)	Área (km ²)	Precipitación media anual (mm)	tr (h)	Área (km ²)	Precipitación media anual (mm)
14060	8.42	429.90	895.07	12.98	46.08	895.07
14074	11.53	750.03	706.76	10.94	662.41	706.76
14080	3.82	358.51	723.46			
14100	8.45	301.35	669.19	10.68	301.35	587.15
14145	12.08	223.96	587.15	7.05	223.96	723.46
14165	6.87	538.43	723.46	4.20	322.65	742.64
14167	5.28	467.13	742.64	10.69	232.00	677.64
14266	11.69	138.16	677.64	12.40	138.16	797.64
14369	12.27	378.79	797.64	6.52	250.88	703.52
32039	8.17	420.37	703.52	9.94	420.37	695.70
32105	11.32	284.23	695.70	9.94	284.23	695.70

Suma/Medio Ponderado	8.85	4290.88	730.18	8.88	2882.10	706.26
Gasto potencial (km ² ·mm/s)	98.34			63.66		

Se siguió el procedimiento propuesto por Aranda-Plata y Morales-Méndez (2008), utilizando la Ecuación (2) para el modelado de los hidrogramas correspondientes al escurrimiento directo de los gastos medios diarios máximos ajustando, además de los parámetros CN y Φ_R . Posteriormente, se llevó a cabo un proceso iterativo adicional de ajuste mediante su separación con el gasto base (Figura 6).

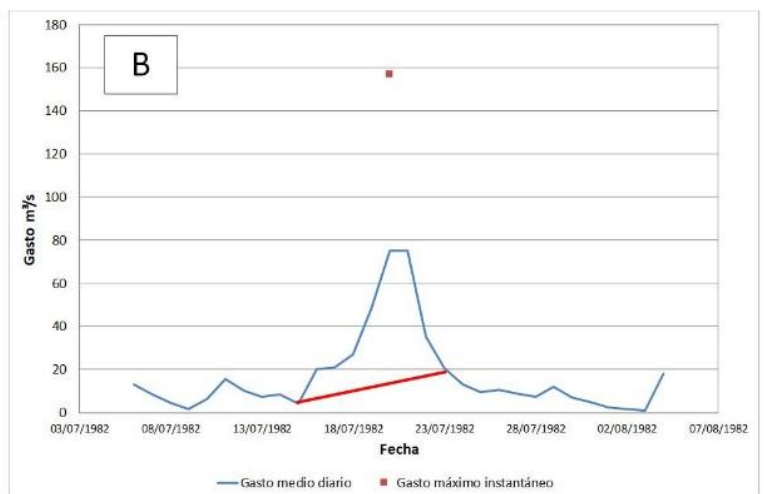
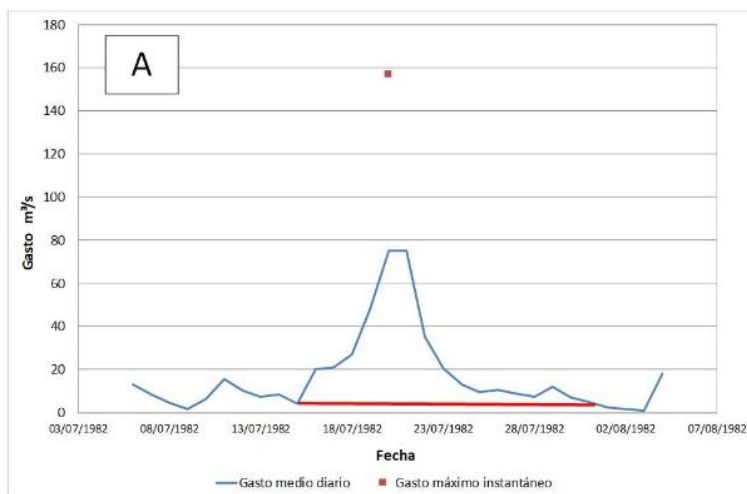


Figura 6. Ajuste del modelo hidrológico mediante el gasto base: A) utilizando el método de la línea recta horizontal (Aparicio-Mijares, 1992); B) modificando el punto de finalización del escurrimiento directo en la curva de recesión. Fuente: elaboración propia.

Para la distribución de los caudales registrados en la estación hidrométrica a los polígonos de Thiessen se utilizaron los factores de ponderación obtenidos a partir de la Ecuación (6).

La Figura 7 muestra el modelado de los hidrogramas correspondientes al escurrimiento directo de los gastos medios diarios máximos registrados en la EH La Cuña para el periodo de 1965 a 1976. En la misma Figura se muestran dichos hidrogramas trasladados al sitio de la presa El Zapotillo.

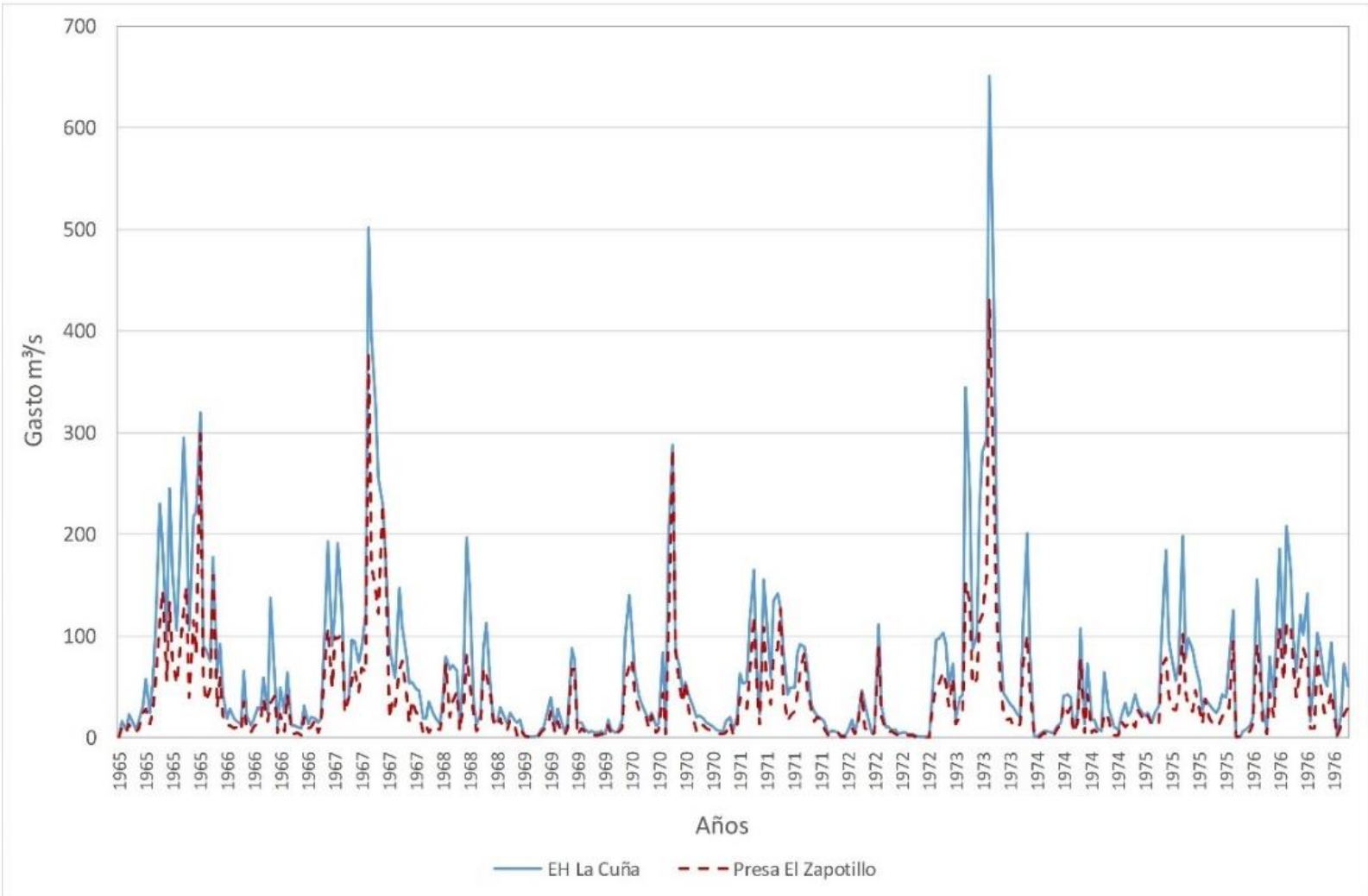


Figura 7. Modelado de hidrogramas de gastos máximos medios diarios registrados en la EH La Cuña y trasladados al sitio de la presa El Zapotillo. Fuente: elaboración propia.

Posteriormente, se trasladó el gasto base de cada hidrograma. Para ello, se calculó el factor de traslación mediante la Ecuación (7) y los valores mostrados en la Tabla 4, obteniendo un valor de 0.647. Por último, se adicionaron los gastos medios diarios procedentes de las estaciones hidrométricas Paso del Sabino y San Gaspar.

A partir de los valores de gastos medios diarios máximos obtenidos en el sitio de la presa El Zapotillo, se obtuvieron sus correspondientes gastos máximos horarios a partir de la Ecuación (8). Se pudo observar que algunos gastos máximos calculados en el sitio de la presa el Zapotillo resultaron mayores a los registrados en la EH. Dado que lo anterior representa una inconsistencia física, se definió una restricción para que, en estos casos, se consideraran los gastos registrados en la EH tomando en cuenta la incertidumbre que representa la parametrización lineal múltiple utilizada (Tabla 5).

Tabla 5. Gastos máximos horarios calculados y corregidos (en rojo) al sitio de la presa Zapotillo.

Núm.	Gasto máximo registrado en EH La Cuña	Gasto máximo calculado sitio El Zapotillo	Gasto máximo calculado sitio El Zapotillo corregido
1	46.82	52.09	46.82
2	78.45	79.35	78.45
3	107.78	105.22	105.22
4	130.60	110.93	110.93
5	153.00	130.77	130.77
6	156.50	62.37	62.37
7	159.10	160.70	159.10
8	160.40	126.64	126.64
9	184.69	78.51	78.51
10	191.75	156.47	156.47
11	196.31	210.75	196.31
12	212.80	167.02	167.02
13	238.36	142.62	142.62
14	261.86	237.56	237.56

Núm.	Gasto máximo registrado en EH La Cuña	Gasto máximo calculado sitio El Zapotillo	Gasto máximo calculado sitio El Zapotillo corregido
25	319.60	329.01	319.60
26	323.00	169.49	169.49
27	348.59	282.14	282.14
28	367.42	232.31	232.31
29	439.73	232.99	232.99
30	463.90	301.67	301.67
31	470.93	390.44	390.44
32	509.57	440.25	440.25
33	523.87	437.40	437.40
34	558.71	560.78	558.71
35	578.00	573.60	573.60
36	581.80	599.14	581.80
37	622.08	507.42	507.42
38	645.23	719.92	645.23

15	264.00	237.09	237.09
16	267.20	174.95	174.95
17	280.22	106.77	106.77
18	280.70	80.37	80.37
19	286.62	289.85	286.62
20	287.29	165.88	165.88
21	295.00	158.56	158.56
22	304.00	235.84	235.84
23	305.84	231.58	231.58
24	313.81	246.39	246.39

39	698.20	415.62	415.62
40	743.60	491.39	491.39
41	763.75	842.59	763.75
42	1 168.00	844.88	844.88
43	1 374.00	988.39	988.39
44	1 474.87	1 152.40	1 152.40
45	1 533.00	860.18	860.18
46	1 636.33	1 446.42	1 446.42
47	2 086.87	1 891.29	1 891.29
48	2 440.00	2 245.02	2 245.02

En la Figura 8 se muestra una comparación entre los gastos máximos horarios obtenidos en la EH La Cuña y los obtenidos al sitio de la presa El Zapotillo dada la restricción mencionada.

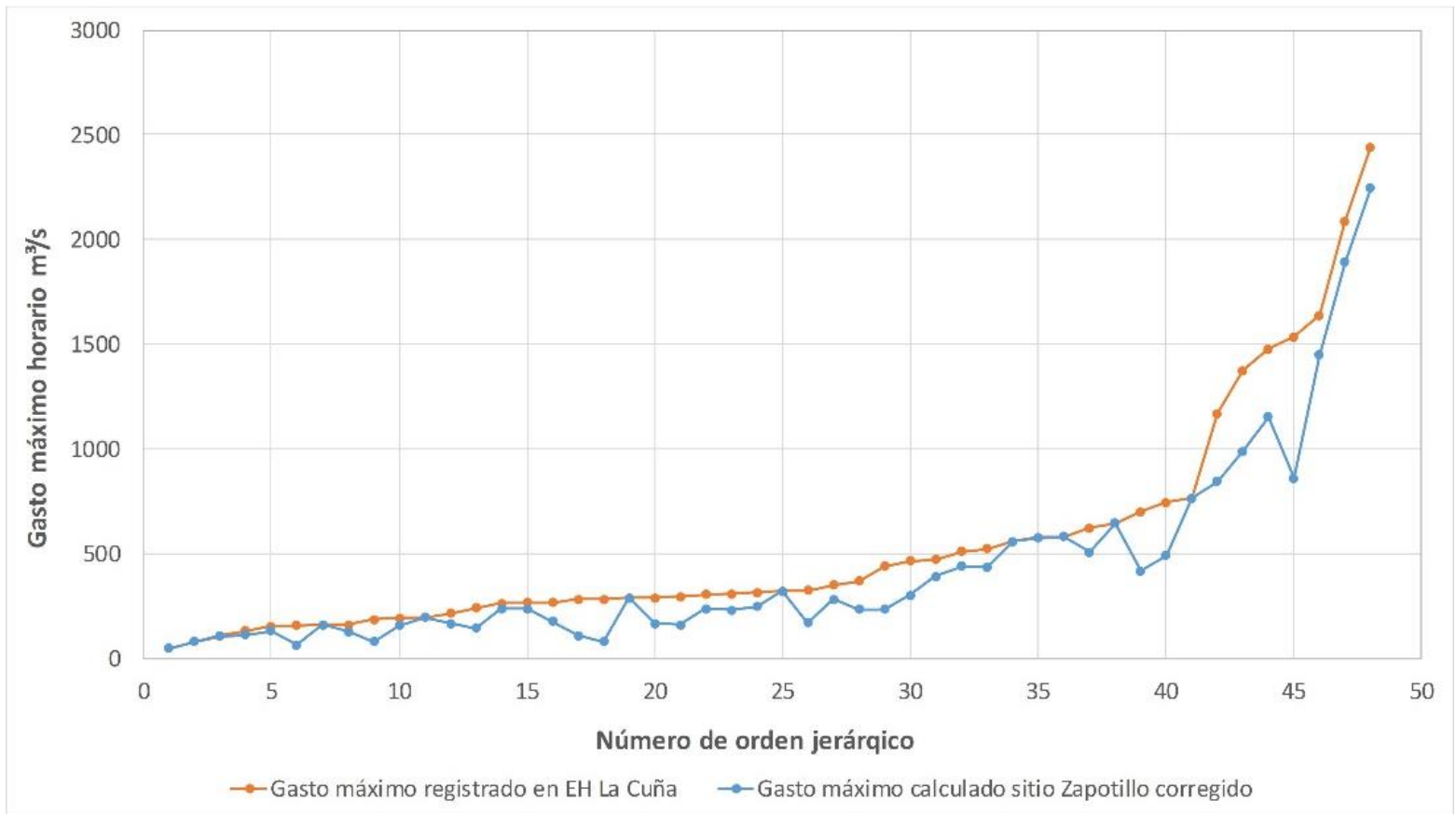


Figura 8. Gastos máximos horarios registrados en la EH La Cuña y calculados en el sitio de la presa el Zapotillo. Fuente: elaboración propia.

Con la parametrización aplicada a los gastos medios diarios máximos obtenidos en el sitio de la presa El Zapotillo se calcularon los gastos máximos horarios faltantes en los años de 1983 a 1985, 1989 y 2018, con lo que se obtuvo un periodo de registros de 53 años (1965-

2018) al sitio del proyecto, faltando solamente el registro del año 2011, el cual no contó con información (Tabla 6).

Tabla 6. Gastos máximos horarios calculados al sitio de la presa El Zapotillo (1965-2018).

Fecha	Gasto máximo horario (m ³ /s)	Fecha	Gasto máximo horario (m ³ /s)	Fecha	Gasto máximo horario (m ³ /s)
1965	491.39	1983	199.12	2001	246.40
1966	301.68	1984	223.61	2002	329.02
1967	1152.40	1985	129.06	2003	560.79
1968	169.50	1986	415.62	2004	719.92
1969	126.65	1987	78.51	2005	110.94
1970	842.59	1988	599.15	2006	105.23
1971	573.61	1989	114.23	2007	390.45
1972	156.48	1990	437.40	2008	1891.30
1973	2245.02	1991	1446.43	2009	160.70
1974	142.62	1992	844.88	2010	235.84
1975	507.42	1993	158.56	2012	130.77
1976	988.39	1994	167.03	2013	237.10

1977	232.99	1995	232.31	2014	231.59
1978	106.78	1996	860.18	2015	282.15
1979	174.95	1997	79.36	2016	289.85
1980	165.88	1998	237.56	2017	440.25
1981	80.38	1999	210.75	2018	772.73
1982	62.38	2000	52.09		

Estos últimos valores se ajustaron a la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel, obteniendo un valor de gasto pico de diseño asociado con un periodo de retorno de 10 000 años de 4 665 m³/s (Figura 9 y Tabla 7).

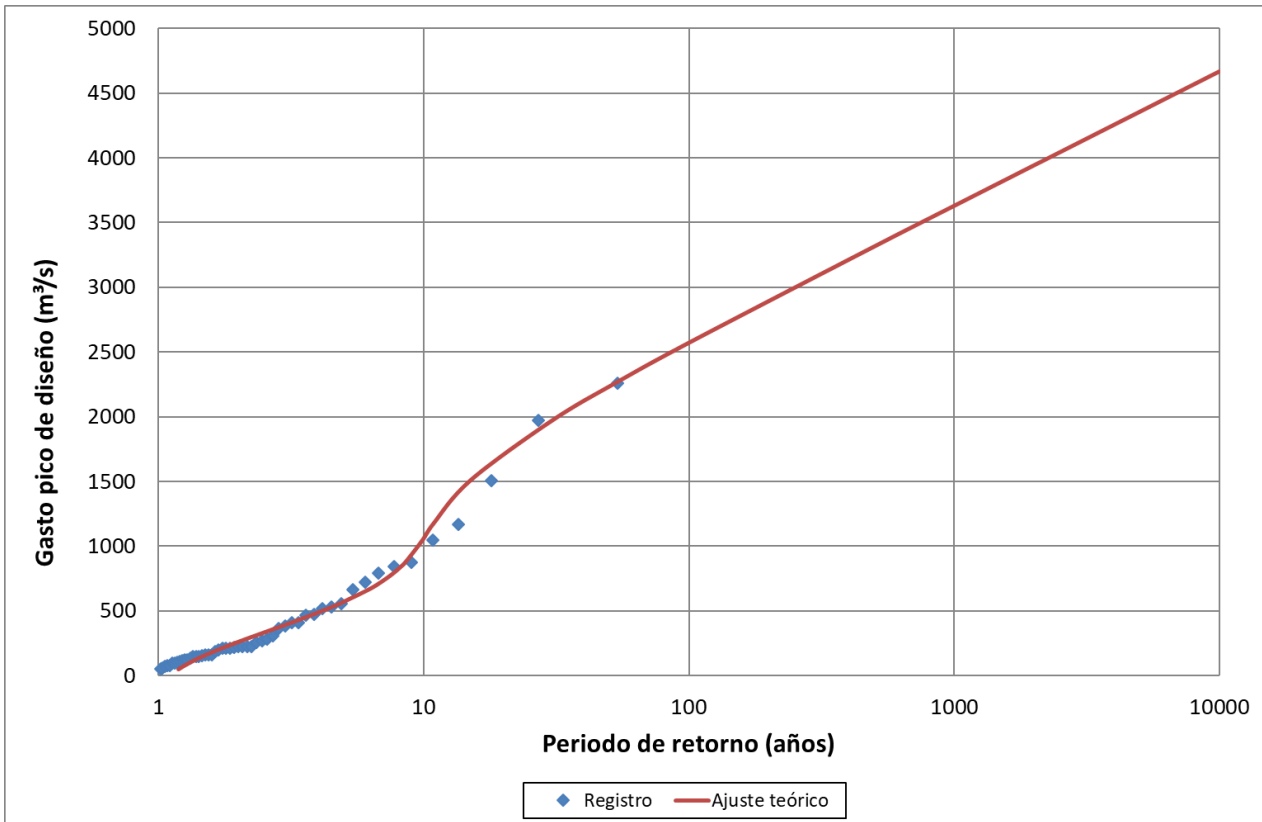


Figura 9. Ajuste de gastos máximos horarios en la presa El Zapotillo a una función de distribución de probabilidad Doble Gumbel.

Tabla 7. Parámetros de ajuste y el error cuadrático para el ajuste de gastos máximos horarios en la presa El Zapotillo a una función de distribución de probabilidad Doble Gumbel.

p_{qp}	$u_{qp,1}$	$\alpha_{qp,1}$	$u_{qp,2}$	$\alpha_{qp,2}$	E_r^2
0.91	159.14	197.57	1 587.14	449.38	34.84

Discusión

En la Figura 8 se muestra el comportamiento diferenciado entre los gastos máximos horarios registrados en la EH La Cuña y los obtenidos al sitio de la presa El Zapotillo. Esta diferencia se debió a las aportaciones de la cuenca propia entre estos dos sitios, especialmente las correspondientes a la subcuenca del río del Valle. En la mayoría de los gastos trasladados se pudo observar una disminución en su magnitud; en el caso más extremo, la disminución fue de 673 m³/s, en donde el gasto de 1 533 m³/s, registrado en el año de 1996 (número de orden jerárquico: 45), se vio disminuido a 860 m³/s.

Por otro lado, también se observó que algunos gastos máximos horarios trasladados resultaron muy similares a los registrados en la EH La Cuña, lo cual implicaría que dichas avenidas se presentaron aguas arriba de la cuenca en estudio y no existieron aportaciones importantes dentro de la misma.

Lograr esta diferenciación resultó muy importante considerando el sistema hidrológico-hidráulico considerado, en donde una traslación

realizada por un factor de áreas, por citar un ejemplo, hubiera proporcionado una serie de gastos disminuidos, pero con igual comportamiento a los registrados en la EH La Cuña, sin considerar la variación que representan las aportaciones de la cuenca del río del Valle.

Al trasladar los gastos medios diarios máximos mediante la metodología propuesta se logró modificar la magnitud de los picos de sus hidrogramas debido a la disminución del volumen que pudo ser aportado mediante la cuenca propia formada entre los sitios en estudio, lo que a su vez modificó el gasto máximo horario que se obtuvo a partir de la parametrización lineal múltiple propuesta por Aldama-Rodríguez *et al.* (2010), considerando la similitud geométrica de hidrogramas en la cuenca.

De acuerdo con el estudio hidrológico realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) (2005), en el que se consideró un periodo de registro de 1948 a 2004 y la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel, el gasto pico de diseño calculado resultó ser de 5 615 m³/s. Sin embargo, este valor se calculó con información de gastos máximos horarios al sitio de la EH La Cuña, dado que estos gastos no se trasladaron al sitio de la presa El Zapotillo, por lo que resultó en un escenario más desfavorable para el proyecto y con el cual se diseñó la obra de excedencias. Al trasladar los gastos máximos horarios al sitio de la presa, mediante la metodología planteada en este trabajo se obtuvo un gasto pico de diseño de 4 665 m³/s, el cual, como ya se mencionó, no contempla las aportaciones extraordinarias de la cuenca del río del Valle,

ubicada aguas abajo de dicha presa. Con esta metodología se puede optimizar el diseño de la obra de excedencias en proyectos futuros sin disminuir la seguridad de los mismos.

Conclusiones

Contar con una metodología que permita trasladar gastos máximos horarios registrados en una estación hidrométrica al sitio de un aprovechamiento hidráulico como el presentado en este documento coadyuvará de forma significativa al análisis de frecuencias para la determinación de la avenida de diseño, disminuyendo con ello la incertidumbre intrínseca que se obtiene al utilizar metodologías empíricas o modelados hidrológicos de eventos extremos, parametrizados en condiciones normales para tal efecto.

Esta metodología toma mayor relevancia si entre los sitios de estudio se incorpora un afluente importante que modifique de forma considerable los hidrogramas de las avenidas máximas.

Asimismo, al trasladar los hidrogramas medios diarios máximos también se puede obtener el volumen de la avenida máxima anual, con

lo cual resulta posible parametrizar el hidrograma del gasto máximo horario mediante interpolantes hermitianos, como lo propusieron Aldama-Rodríguez y Ramírez-Orozco (1998), y con ello se puede determinar el gasto pico de diseño mediante el método bivariado (Aldama-Rodríguez, 2000; Ramírez-Orozco & Aldama-Rodríguez, 2010; Morales-Méndez & Marengo-Mogollón, 2010; Morales *et al.*, 2012). Con este método es posible determinar el hidrograma de la avenida máxima más desfavorable, al transitar por el embalse una serie de combinaciones de gasto pico y volumen para un mismo periodo de retorno conjunto, considerando con ello la respuesta de regulación de la presa, la cual se da mediante la interacción de la capacidad de almacenamiento y las descargas por la obra de excedencias.

Reducir la incertidumbre en el cálculo de la avenida de diseño de las obras hidráulicas permitirá el dimensionamiento adecuado de las obras de desvío y excedencias sin poner en riesgo la rentabilidad de los proyectos ni la seguridad hidrológica de los mismos.

Referencias

- Aldama-Rodríguez, A. A., Marengo, H., & Becerra-Soriano, R. (2010). Estimación paramétrica de gastos máximos instantáneos a partir de los gastos medios diarios en la vecindad del pico. *XXI Congreso Nacional de Hidráulica*, 1, 7. Guadalajara, Jalisco, México: Asociación Mexicana de Hidráulica.



- Aldama-Rodríguez, Á. A. (2000). Hidrología de avenidas. Conferencia Enzo Levi 1998. *Ingeniería Hidráulica en México*, 15(2), II Época, 5-46.
- Aldama-Rodríguez, A. A., & Ramírez-Orozco, A. I. (1998). Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes hermitianos. *Ingeniería Hidráulica en México*, 13(3), 19-28.
- Aparicio-Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa.
- Aranda-Plata, A., & Morales-Méndez, V. (2008). Modelo hidrológico distribuido simplificado basado en un SIG para determinación de escurrimientos. *XX Congreso Nacional de Hidráulica*, Asociación Mexicana de Hidráulica, Toluca, Estado de México, México.
- Arreguín-Cortés, F. I., Rosengaus-Moshinsky, M., Dávila-Capiterucho, A., Mejía-Maravilla, E., & Rubio-Gutiérrez, H. (2011). *Manual para el control de inundaciones*. Recuperado de <https://bpo.sep.gob.mx/#/recurso/634/document/1>
- Balvanshi, A., & Tiwari, H. L. (2014). A comprehensive review of runoff estimation by the curve number method. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 3(11), 17480-17485. Recuperado de <https://doi.org/10.15680/IJIRSET.2014.0311055>
- Bateman, A. (2007). Hidrología básica y aplicada. *GITS*, 71(1 suppl.), 241-253.

- Breña, A. F., & Jacobo, M. A. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. México, DF, México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Campos-Aranda, D. F. (2008). Calibración del método racional en ocho cuencas rurales menores de 1,650 km² de la región hidrológica No. 10 (Sinaloa), México. *Agrociencia*, 42(6), 615-627.
- Campos-Aranda, D. F. (2011a). Estimación de envolventes de diseño por subregiones hidrológicas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 2(4), 175-194.
- Campos-Aranda, D. F. (2011b). Identificación del número N mediante el método del HUT, en siete cuencas del alto río Grijalva, México TT-N number identification through the TUH method, in seven watersheds of the upper Grijalva River, in Mexico. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 12, 269-276.
- Chereque-Morán, W. (1989). *Hidrología*. Concytec (ed.) (2^a ed.). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Collado, J. (1990). Hidrología superficial en México: estado del arte y necesidades investigación. *Ingeniería Hidráulica en México*, 3(6), 62-81.
- Devoto, G., & Seaone, R. (2010). Indicador de riesgo y análisis hidrológico de la vulnerabilidad de presas ante escenarios del cambio climático. En: Paoli, C. U., & Malinow, G. V. (eds.) *Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos*

cambiantes (pp. 23-32). Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral.

Escobar, M., Lima, N., Purkey, D., Yates, D., & Forni, L. (2013). Modelación hidrológica y escenarios de cambio climático en cuencas de suministro de agua de las ciudades la Paz y el Alto, Bolivia. *Aqua-LAC*, 5(2), 23-34. Recuperado de <https://doi.org/10.29104/phi-aqualac/2013-v5-2-03>

Gaviño-Novillo, M. (2010). Consideraciones ecohidrológicas para la gestión integrada de las inundaciones. En: Paoli, C. U., & Malinow, G. V. (eds.). *Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes* (pp. 51-65). Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral.

IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (2005). *Estudio hidrológico complementario sobre el aprovechamiento y crecientes para el diseño de la presa de almacenamiento El Zapotillo, río Verde, Jalisco. Informe Final*. México, DF, México: Comisión Nacional del Agua.

Malinow, G. (2010). Criterios para la seguridad hidrológica de presas. En: Paoli, C. U., & Malinow, G. V. (eds.). *Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes* (pp. 85-97). Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral.

Mockus, V. (1972). Estimation of direct runoff from storm rainfall. In: *National Engineering Handbook* (U.S. Depa). Washington, DC,

USA: Soil Conservation Service.

Morales-Méndez, V., Marengo-Mogollón, H., & Aldama-Rodríguez, A. A. (2012). *Método bivariado para la estimación de las avenidas de diseño en un sistema de presas. Caso aplicación: presas La Angostura y Chiacosén, río Grijalva, Chiapas. XXII Congreso Nacional de Hidráulica*, Asociación Mexicana de Hidráulica, Acapulco, Guerrero, México.

Morales-Méndez, V., & Marengo-Mogollón, H. (2010). *Análisis de riesgo de falla ante avenidas en la C. H. Peñitas considerando el deslizamiento de tierra en San Juan de Grijalva*. Tesis para obtener el grado de Maestría. México, DF, México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Morales-Méndez, V., & Marengo-Mogollón, H. (2006). Análisis de riesgos de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico El Cajón. *XIX Congreso Nacional de Hidráulica*, Asociación Mexicana de Hidráulica, Cuernavaca, Morelos, México.

Naef, F. (1981). Can we model the rainfall-runoff process today? *Hydrological Sciences Bulletin*, 26(3), 281-289. <https://doi.org/10.1080/02626668109490887>

OMM, Organización Meteorológica Mundial. (2009). *Guidelines on analysis of extremes in a changing climate in support of informed decisions for adaptation. Climate Data and Monitoring. WCDMP-No. 72, WMO-TD No. 1500*. Ginebra, Suiza: Organización Meteorológica Mundial.

- Ramírez-Orozco, A. I., & Aldama-Rodríguez, A. A. (2010). Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes. En: Ubaldo, C., Guillermo, P., & Malinow, V. (eds.). *Seguridad hidrológica de presas: método bivariado* (Primera, pp. 123-129). Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral.
- Ramírez-Orozco, A. I., & Gómez-Martínez, J. F. (2005). Updating of regional peak discharge envelopes for the Mexican Republic- Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la república mexicana. *Ingeniería Hidráulica en México*, 20(1), 99-108.
- Springall-Galindo, R. (1990). Evolución de la hidrología superficial en México. *Ingeniería Hidráulica en México*, 3(4), 39-53.
- Vélez-Upegui, J. J., & Botero-Gutiérrez, A. (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales (Estimation of the time of concentration and the lag time at San Luis creek basin, Manizales). *Dyna*, 78(165), 58-71. Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/496/49622372006/>