



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1. Antecedentes

Se han desarrollado muchos métodos hidrológicos para el tránsito de crecidas, acerca de los cuales existen muchas descripciones en la literatura de Ingeniería Hidrológica.

Los cuales para su operación requieren de una gran cantidad de datos o variables que en nuestro medio no se pueden cuantificar de manera satisfactoria o no se asemejan a nuestra realidad económica debido al gran costo que supone construir un modelo hidrológico matemático.

Es por esto que se plantea un método simplificado de uso generalizado como es el método de Muskingum que fue desarrollado por Mc Carthy, de EE.UU. del Corps of Engineers (1938).

Este método se basa en la ecuación de continuidad y una ecuación dinámica simplificada constituidas por la relación que existe entre el almacenamiento de entrada $I(t)$ y el almacenamiento de salida $O(t)$ y V el almacenamiento del tramo ambos en función del tiempo. Ambas ecuaciones se pueden expresar de la siguiente forma:

$$\frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{O_{i+1} + O_i}{2} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad \text{Ec. 1}$$

$$V = K \times [XI + (1 - X)O] \quad \text{Ec. 2}$$

Donde K es una constante llamada parámetro de almacenamiento, y X es un factor de peso que expresa la influencia relativa entre las salidas y entradas de almacenamiento en el tramo.



2. Justificación.

En nuestro se han desarrollado métodos para determinar caudales representados através de un hidrograma de crecida, pero no así cuando se requiere conocer un hidrograma de crecida a guas debajo de un cauce natural conocido el hidrograma aguas arriba, este problema es resuelto por el método de Muskingum.

La presente tesis expresa y resuelve numéricamente las ecuaciones del modelo de Muskingum y toma como prueba para resolver el problema un tramo tipo del río Gualquivir demostrando así la aplicación del método en nuestro medio y la estabilidad matemática del modelo.

3. Alcance.

Los alcances a los que está dirigida la presente tesis son:

- Resuelve numéricamente la ecuación de tránsito de hidrogramas por el método de Muskingum.
- Resuelve numéricamente la ecuación del método modificado de Muskingum por puesto por Cunge.
- Utiliza parámetros físicos del río Guadalquivir en el tramo de prueba para la aplicación del método de Muskingum Cunge.
- Demuestra la aplicación del método de Muskingum simple y Muskingum Cunge para el tramo de estudio Río Guadalquivir.

4. Objetivos

4.1 Objetivo General

- Realizar el tránsito de avenidas por cauces aplicando un método hidrológico simplificado, contar con un método que nos permita conocer la propagación de un hidrograma a lo largo de un cauce natural.

4.2 Objetivos Específicos



- Realizar el tránsito de avenidas por cauces (laminación de cauces) en un tramo determinado del río Guadalquivir.
- Calibrar o ajustar los parámetros del método de Muskingum aplicado a un cauce determinado del río Guadalquivir.

Obtener como resultado de la aplicación del método de Muskingum ,caudales que permitan diseñar en el futuro obras de encauzamiento y control sobre el río Guadalquivir y en específico en el tramo considerado.

5. Descripción del Área de Estudio

El área de estudio comprende dos tramos del río Guadalquivir, específicamente los tramos son, el MiraFlores –Colegio la Salle.

Este sector se escogió de acuerdo a sus características topográficas ya que el cauce del río Guadalquivir en este sector es recto, el método aplicado presenta mejores resultados en tramos rectos de río.

La siguiente imagen satelital muestra el sector de río Guadalquivir utilizado para el presente estudio.

Figura 1: Imagen satelital tramo de prueba puente Bolívar –Colegio la Salle sobre el río Guadalquivir



5.1 Situación Geográfica y Topográfica de la cuenca

La cuenca de estudio está comprendida en el cuadrilátero definido por las siguientes coordenadas UTM² WGS 84 ZONA 20S, las coordenadas son:

Tabla 1: Coordenadas UTM cuenca de aporte.

PUNTO	ESTE	NORTE
1	296666.3	7611631.6
2	296666.3	7653348.9
3	336319.4	7653348.9
4	336319.4	7611631.6

Fuente: Elaboración Propia

La cuenca se denomina como Cuenca del Río Guadalquivir ubicada dentro del valle central de Tarija, que es una subcuenca del Río Bermejo y se ubica en la región nor-occidental del Departamento de Tarija. (ver figura N°2).

² Coordenadas UTM , universal transversa de Mercado.



La zona de aporte elegida para el presente estudio cuenca del Río Guadalquivir tiene una superficie hasta aguas arriba de la ciudad de Tarija de 1021.04 Km².

5.2 Hidrografía

El curso principal de la cuenca en estudio es el Río Guadalquivir que nace a 3400 m.s.n.m con el nombre de chamata en la serranía de Sama de la cordillera de Taxara, perteneciendo esta a la cordillera occidental de los Andes.

El río sigue una dirección predominantemente NO – SE, con una longitud hasta la sección mas baja de la cuenca.

Los afluentes del río Guadalquivir en su margen izquierda son los ríos, Carachimayu, Corana y Sella.

Por la margen derecha afluyen, los ríos Pajchani, Chico de San Lorenzo, Calama, Erquiz, Coimata y la Victoria.

La cuenca alta del río Guadalquivir está formada por varias subcuencas menores, algunas de las cuales originan ríos importantes y otras solo tienen torrentes esporádicas durante el período lluvioso.

5.3 Red Hidrometeorológica

La planificación ordenada y controlada de los recursos hídricos de una cuenca, se basa fundamentalmente en la calidad de los datos suministrados por las redes hidrométricas.

Es necesario remarcar que si las redes hidrométricas son fundamentales para la planificación de los recursos hídricos.

De acuerdo a normas establecidas por la O.M.M. (Organización Meteorológica Mundial), las estaciones que forman una red Hidrometeorológica se clasifican en:

- Metereológicas.
- Hidrométricas.

5.4 Estaciones Meteorológicas

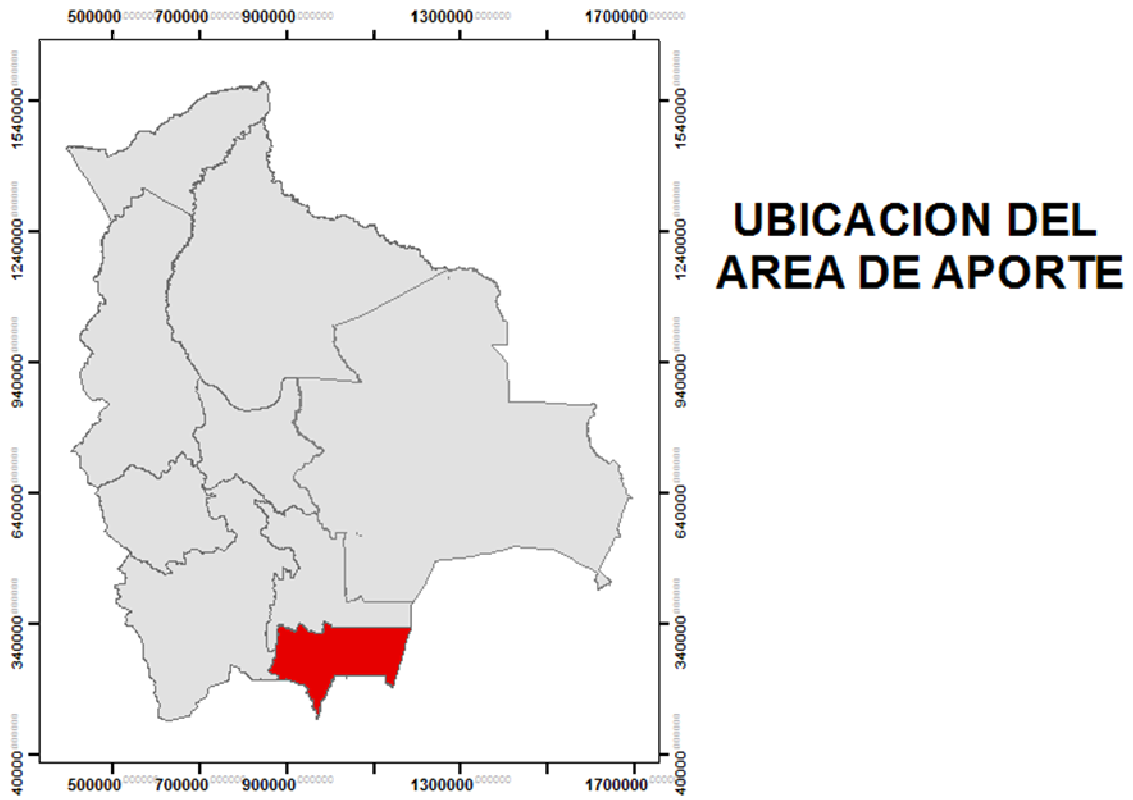


Son estaciones donde se afectan observaciones y mediciones de todos los parámetros meteorológicos posibles, de tal manera que los datos obtenidos sean utilizados en estudios completos de climatología.

Los principales parámetros a determinar son los siguientes:

- Temperaturas a diferentes niveles de la superficie y del subsuelo.
- Precipitación.
- Evaporación.
- Humedad relativa.
- Insolación.
- Radiación Solar.
- Vientos.
- Presión Atmosférica.

Figura 2: Ubicación del área de aporte cuenca Río Guadalquivir.





5.4.1 Estaciones Termo pluviométricas

Son estaciones complementarias donde se efectúan observaciones y medidas de temperaturas y precipitación.

5.4.2 Estaciones Pluviométricas

Son estaciones en las cuales se efectúan solamente observaciones y medidas de la precipitación.

5.4.3 Estaciones Sinópticas

Son aquellas en las que las observaciones meteorológicas, son hechas para la los fines de la meteorología sinóptica.

Esta información se utiliza especialmente para la medición del desarrollo futuro del tiempo, aunque los datos suministrados por estas estaciones son también útiles para fines climáticos.

Los parámetros que se observan y miden en estas estaciones son los siguientes:

- Tiempo presente y pasado.
- Dirección y velocidad del viento.
- Cantidad, tipo y altura de la base de las nubes
- Visibilidad.
- Temperatura del aire.
- Humedad.
- Presión atmosférica.
- Fenómenos especiales.

5.4.4 Estaciones Hidrométricas

Son las estaciones hidrométricas más completas, de un instrumento registrador de niveles, y de un sistema que permita efectuar aforos durante crecidas.

Además debe tener el equipo necesario para realizar mediciones de sedimentos en suspensión, arrastre de fondo y temperatura del agua.



CAPÍTULO II

ESTUDIO DEL MOVIMIENTO DEL RÍO

2.1 Introducción

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos pero se diferencian en un aspecto importante. El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica. El flujo en tubería al estar confinado en un conducto cerrado, no está sometido a la presión atmosférica de manera directa, sino solo a la presión hidráulica.

A pesar que existe entre estos dos tipos de flujo, es mucho más difícil resolver problemas de flujo en canales abiertos que en tuberías a presión. Las condiciones en canales abiertos se complican por el hecho de que por la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y el espacio, y también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes. A menudo, es difícil obtener datos experimentales confiables en el caso de canales abiertos. Además, las condiciones físicas de los canales abiertos varían mucho más que las tuberías. En éstas la sección transversal de flujo es fija, debido a que está completamente definida por la geometría del conducto. La sección transversal de una tubería por lo general es circular, en tanto que la de un canal abierto puede ser de cualquier forma, desde circular hasta las formas irregulares de las corrientes naturales. En canales abiertos la superficie varía desde la correspondiente a metales pulidos utilizados en canaletas de prueba hasta la correspondiente a lechos rugosos e irregulares en ríos. Además, la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de la superficie libre. Por consiguiente, la selección de los coeficientes de fricción implica una mayor incertidumbre para el caso de canales abiertos que para el de tuberías. En general, el tratamiento del flujo en canales abiertos es más empírico que el correspondiente a flujo en tuberías. El método empírico es el mejor método disponible en el presente y, si se aplica de manera cuidadosa, puede producir resultados de valor práctico.



El flujo en canales abiertos puede clasificarse en varios tipos y describirse de varias maneras. La siguiente clasificación se hace con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio.

2.2 Flujo no Permanente

El problema de flujo no permanente más comúnmente encontrado en canales abiertos está relacionado con las ondas trasnacionales, que son ondas gravitacionales que se propagan en un canal abierto y originan un desplazamiento significativo de las partículas de agua en una dirección paralela al flujo.² En flujo en canales abiertos reales las partículas de agua también pueden oscilar. Sin embargo, el efecto de oscilación es insignificante en los problemas que se estudiarán en este libro.

Para propósitos de análisis, el flujo no permanente se clasifica en dos tipos: el flujo no permanente gradualmente variado y el flujo no permanente rápidamente variado. En el primer tipo la curvatura del perfil de onda es suave y el cambio en la profundidad es gradual. La componente vertical de la aceleración total, en tanto que el efecto de la fricción del canal a menudo es apreciable y debe considerarse para un análisis exacto. En el segundo tipo la curvatura del perfil de onda es muy grande, de modo que la superficie del perfil puede volverse virtualmente discontinua. La componente vertical de la aceleración, por consiguiente, juega un papel importante en el fenómeno, en tanto que el efecto de la fricción en el canal es insignificante en comparación con el efecto dinámico del flujo. Ejemplos comunes de flujo no permanente gradualmente variado con las ondas de creciente y las debidas a la operación lenta de estructuras de control, como las compuertas y las compuertas deslizantes en esclusas. Algunos ejemplos de flujo no permanente rápidamente variado son las oleadas de diferentes clases, causadas por la operación rápida de estructuras de control.

2.3 Flujo no Permanente Gradualmente Variado

La ley de continuidad para flujo no permanente puede establecerse considerando la conservación de masa en un espacio infinitesimal entre dos secciones de canal (fig. 3). En flujo no permanente el caudal cambia con la distancia a una tasa $\partial Q / \partial x$, y la

² Otro tipo básico de onda gravitacional es la onda oscilante, en la cual las partículas de agua oscilan en una órbita alrededor de una posición media, pero no se desplazan significativamente en la dirección de propagación de onda.



profundidad cambia con el tiempo a una tasa de $\partial y / \partial t$. El cambio en el caudal a través del espacio en el tiempo dt es $(\partial Q / \partial x) dx dt$. El cambio correspondiente en el almacenamiento dentro del canal es el espacio es $T dx (\partial Q / \partial x) dt = dx (\partial Q / \partial x) dt$. Debido a que el agua es incomprensible, el cambio neto en el caudal más el cambio en el almacenamiento debería ser cero; es decir:

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = 0 \quad \text{Ec.3}$$

Al simplificar,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.4}$$

o

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.5}$$

En una sección determinada, $Q = VA$; entonces la ecuación (1) se convierte en

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.6}$$

o

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.7}$$

Como la profundidad hidráulica es $D = A/T$ y $\partial A = T \partial y$, la ecuación anterior puede escribirse como

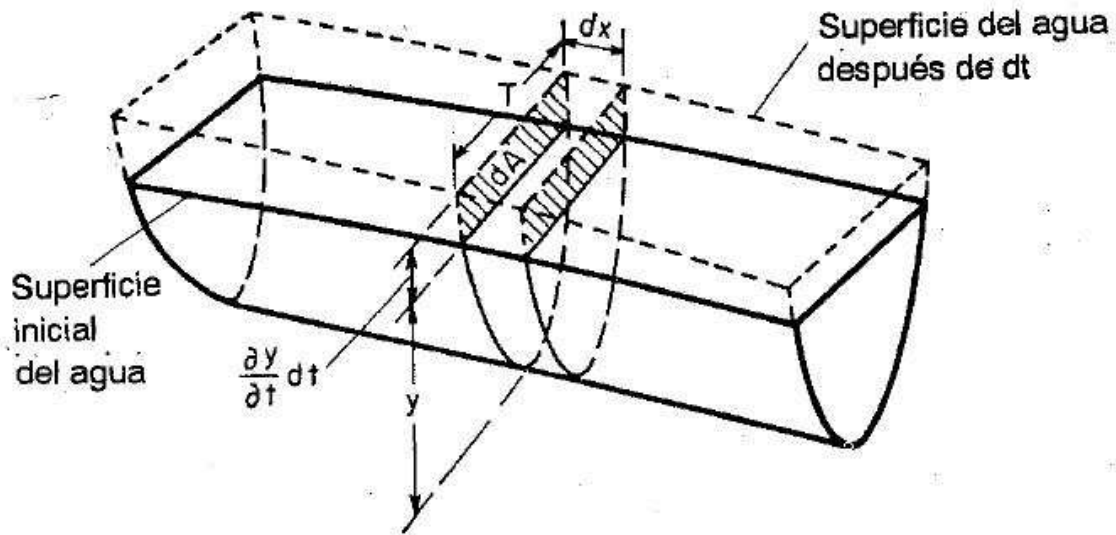
$$D \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.8}$$

Las ecuaciones anteriores son todas formas de la *ecuación de continuidad para flujo no permanente en canales abiertos*. Para un canal rectangular de ancho infinito la ecuación Ec.8 puede escribirse como:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.9}$$

Donde q es el caudal por unidad de ancho. Esta expresión la introdujo por primera vez Saint – Venant.

Figura 1: Continuidad de flujo no permanente.



Cuando el canal es alimentado lateralmente con un caudal adicional de q' por unidad de longitud, por ejemplo, en un área que está siendo inundada sobre un dique, la ecuación (9) puede escribirse como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + q' = 0 \quad \text{Ec.10}$$

Si el canal está compuesto por una sección principal profunda y otra lateral extensiva y poco profunda, puede suponerse que el caudal en la sección principal es relativamente alto, en tanto que la sección lateral contribuye sólo al almacenamiento pero no al caudal. Luego la ecuación (2) puede escribirse como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A'}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec.11}$$

Donde A' es el área mojada de la sección lateral. Esta ecuación también se aplica al caso de un canal que contiene espolones; el agua circula entre estos para guiar el flujo hacia el canal principal pero no contribuye al caudal.

2.3 Flujo no Permanente Rápidamente Variado

El flujo rápidamente variado es aquel en el cual los parámetros varían instantáneamente en una distancia muy pequeña, como es el caso del resalto hidráulico.

Si el frente de una onda creciente monoclinal presenta un cambio abrupto en la curvatura o un cambio súbito en la profundidad. El flujo en el frente es rápidamente variado. Este efecto puede producirse por un incremento súbito de la abertura de compuerta en la entrada del canal, como se muestra en la figura 1. La velocidad de la masa del agua entre la compuerta y el frente de onda se incrementa desde V_1 hasta V_2 , y



en consecuencia se incrementa el momentum. Mediante la segunda ley de Newton, la fuerza des balanceada requerida para cambiar el momentum por unidad de tiempo es el producto de la masa por el cambio de la velocidad por unidad de tiempo, o

$$F = \frac{1}{g}(V_w - V_2)A_2w(V_2 - V_1) \quad \text{Ec.12}$$

Donde w es el peso unitario del agua. La fuerza des balanceada es igual a la diferencia entre las presiones hidrostáticas sobre las áreas A_2 y A_1 en las secciones 2 y 1, respectivamente; es decir,

$$F = wA_2\bar{y}_2 - wA_1\bar{y}_1 \quad \text{Ec.13}$$

Donde \bar{y}_2 y \bar{y}_1 son las profundidades centroidales de las áreas. Al igualar los anteriores valores de F y al simplificar

$$(V_w - V_2)(V_2 - V_1) = \left(\bar{y}_2 - \frac{A_1}{A_2}\bar{y}_1 \right)g \quad \text{Ec.14}$$

Al resolver la ecuación (14) para V_2

$$V_2 = \frac{V_1A_1 + V_wA_2 - V_wA_1}{A_2} \quad \text{Ec.15}$$

Al sustituir la anterior expresión para V_2 en la ecuación (15) y reducir,

$$(V_w - V_1)^2 = \frac{(A_2\bar{y}_2 - A_1\bar{y}_1)g}{A_1(1 - A_1/A_2)} \quad \text{Ec.16}$$

o

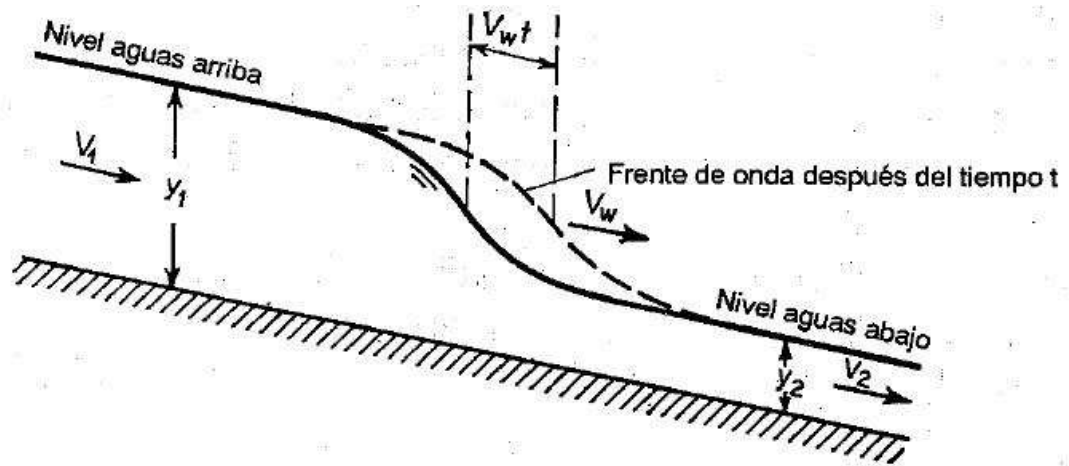
$$V_w - V_1 = \sqrt{\frac{(A_2\bar{y}_2 - A_1\bar{y}_1)g}{A_1(1 - A_1/A_2)}} \quad \text{Ec.17}$$

o

$$V_w = \sqrt{\frac{(A_2\bar{y}_2 - A_1\bar{y}_1)g}{A_1(1 - A_1/A_2)}} + V_1 \quad \text{Ec.18}$$

Esta es una ecuación general que expresa la velocidad absoluta de onda si el flujo es como se muestra en la figura 4. En términos matemáticos, el signo de la raíz cuadrada en las ecuaciones anteriores también puede ser negativo. Sin embargo, debido a que la onda se mueve hacia aguas abajo en la dirección del flujo inicial, su velocidad debe considerarse mayor que la velocidad del flujo inicial. En otras palabras, $V_w - V_1$ debe ser positivo. Por consiguiente, solo se considera práctico el signo positivo.

Figura 2: Flujo uniforme progresivo rápidamente variado.



Si la velocidad inicial $V_1 = 0$, es decir, si la onda viaja sobre agua tranquila entonces el término que involucra la raíz cuadrada en las ecuaciones anteriores es igual a la velocidad absoluta de la onda. En cualquier caso, este término, al ser igual a $V_w - V_1$, representa la velocidad de la onda con respecto a la del flujo inicial. Por consiguiente, es la celeridad, es decir:

$$c = \sqrt{\frac{(A_2 \bar{y}_2 - A_1 \bar{y}_1)g}{A_1(1 - A_1/A_2)}} \quad \text{Ec.19}$$

Para canales rectangulares, $\bar{y}_1 = y_1/2$, $\bar{y}_2 = y_2/2$, $A_1 = by_1$ y $A_2 = by_2$. Luego la ecuación (19) se convierte en:

$$c = \sqrt{\frac{gy_2}{2y_1}(y_1 + y_2)} \quad \text{Ec.20}$$

En todos los casos, la ecuación (18) puede escribirse como:

$$V_w = c + V_1 \quad \text{Ec.21}$$



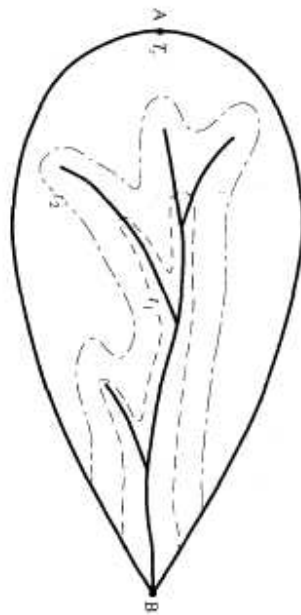
CAPÍTULO III

DATOS BÁSICOS

3.1 Características de la cuenca

La delimitación de una cuenca se hace sobre un plano a curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuorum o las líneas de las altas cumbres. En la Fig. 1 se ha delimitado la cuenca del río x correspondiente al punto P.

Figura 1: Cuenca en un punto P



Con el fin de establecer grupos de cuencas hidrológicamente semejantes, se estudian una serie de características físicas de cada cuenca, como ser:

Superficie.- Se refiere al área proyectada en un plano horizontal. Se determina con planímetro.

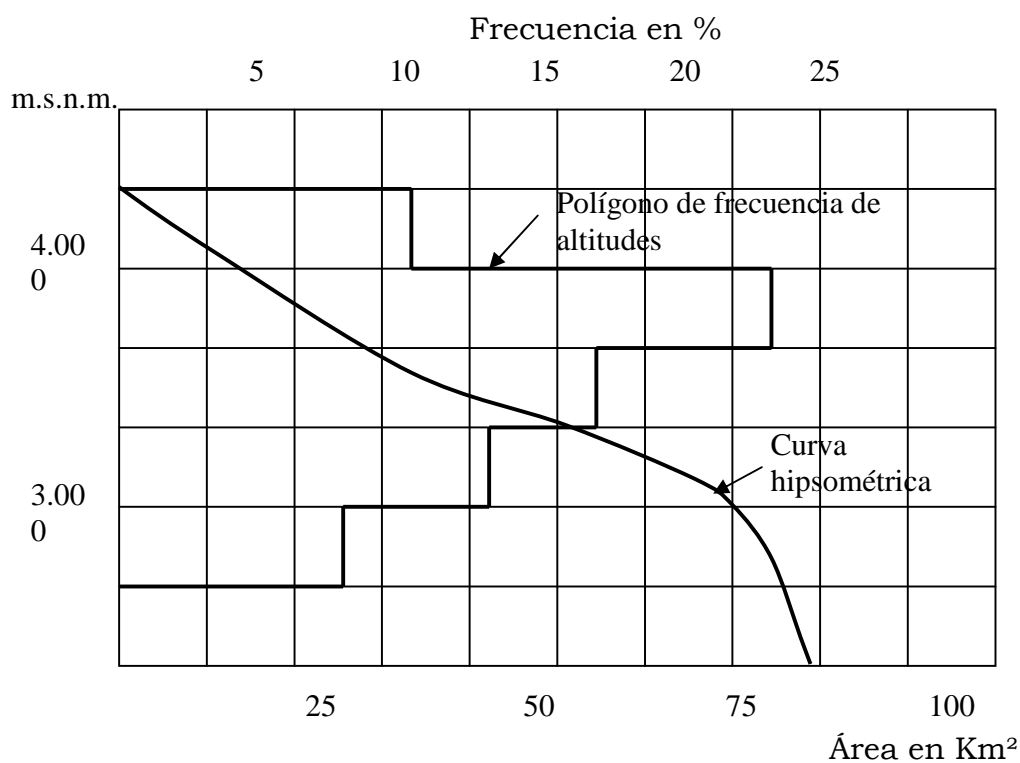


Topografía.- Se describe a través de dos gráficos característicos:

* Curva hipsométrica.- Representa la relación de altitud en m.s.n.m. y la superficie que queda por encima de dicha altitud.

* Polígono de frecuencia de altitudes.- Es la representación gráfica de la distribución en porcentaje de las superficies ocupadas por diferentes escalones altitudinales.

Figura 2: Curvas características.



Altitudes características.- Se obtienen a partir de los gráficos anteriores.

* Altitud media: Es la ordenada media de la curva hipsométrica. Divide a la cuenca en dos áreas iguales.

* Altitud más frecuente: Es el escalón que alberga el mayor porcentaje de área.



Geología y suelos. - Esta información es útil sobre todo para el estudio de las napas de agua subterránea y para la determinación de la escurrentía, porque la geología y el tipo de suelo son factores importantes de la infiltración (Wendor, Ch., 1989).

3.1.1 Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.

$$Kc = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec.22}$$

en donde:

P: perímetro de la cuenca, en Km.

A: área de drenaje de la cuenca, en Km².

Para la cuenca se tiene los siguientes resultados :

P= 147.22 m.

A=1021.04 Km².

$$\mathbf{Ic=1.29}$$

3.1.2 Índice de Forma

La forma de una cuenca hidrográfica, afecta a los Hidrogramas de escurrentía y las tasas de flujo máximo es así que se han hecho numerosos esfuerzos para tratar de descubrir el efecto de la forma mediante un solo valor numérico.

Finalmente Horton sugirió un factor a dimensional de forma “ θ ” como índice de la forma de una cuenca, mediante la expresión:

$$\theta = \frac{A}{L^2} \quad \text{Ec.21}$$

Donde :

A= área de la cuenca en Km².

L=longitud de la cuenca medida en Km. desde la salida hasta el límite de ésta.

Para la cuenca en estudio de obtuvieron los siguientes valores:



A=1021.04 Km².

L= 30 Km.

$$\Theta=1.13$$

3.1.3 Alejamiento Medio

Es un coeficiente que relaciona el curso de aguas más largo, con la superficie o área de la cuenca y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$A_m \frac{L_r}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 22}$$

Siendo:

A_m= Alejamiento medio de la cuenca (adimensional).

L_r= Longitud del curso más largo en Km.

Para la cuenca en estudio se obtuvieron los siguientes valores:

L_r=52 Km.

A= 1021.04 Km².

$$A_m=1.63$$

3.1.4 Pendiente media del río

Es la relación entre la diferencia de cotas máxima y mínima y la longitud del curso principal, y se la calcula mediante la siguiente fórmula:

$$I_r = \frac{H_M - H_m}{1000.L_r} \quad \text{Ec. 23}$$

en donde:

L_r: Longitud del curso principal

H_M: Altura máxima

H_m: Altura mínima



Para la cuenca en estudio de obtuvieron los siguientes valores:

Hmax=3400 m.

Hmin=1892 m.

Lr=52 Km.

$$I_r=0.029$$

3.1.5 Rectángulo Equivalente

Según R. Heras², la cuenca se puede representar mediante un rectángulo equivalente, que es aquel que tiene la misma superficie de la cuenca, el mismo índice de compacidad, e idéntica repartición isométrica, se trata de una transformación puramente geométrica de la cuenca en un rectángulo del mismo perímetro, convirtiéndose las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor; los lados del rectángulo equivalente , vienen dados por :

$$L = \frac{I_c}{1.12} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{I_c} \right)^2} \right] \quad (\text{Lado mayor}) \text{Ec.24}$$

$$L = \frac{I_c}{1.12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{I_c} \right)^2} \right] \quad (\text{Lado menor}) \text{Ec.25}$$

Donde $I_c=1.29$ (índice de compacidad).

$A=1012.04 \text{ Km}^2$ (área de la cuenca).

Para la cuenca en estudio se obtuvo los siguientes valores:

$L= 55.069 \text{ Km.}$ (lado mayor del rectángulo).

$L= 18.540 \text{ Km.}$ (lado menor del rectángulo).

² Heras, Rafael; Hidrológica y Recursos Hidráulicos; Tomo 1; Centro de estudios hidrográficos ; Madrid ; 1976 p.p 80-81.



A partir de los lados calculados se dibujó el rectángulo equivalente de base “L” y altura “I”, luego los cocientes resultantes de dividir las áreas acumuladas entre curvas de nivel y el lado menor del rectángulo, fueron llevados en el lado menor obteniéndose así la distribución hipsométrica. (Ver tabla 2 y figura 7)

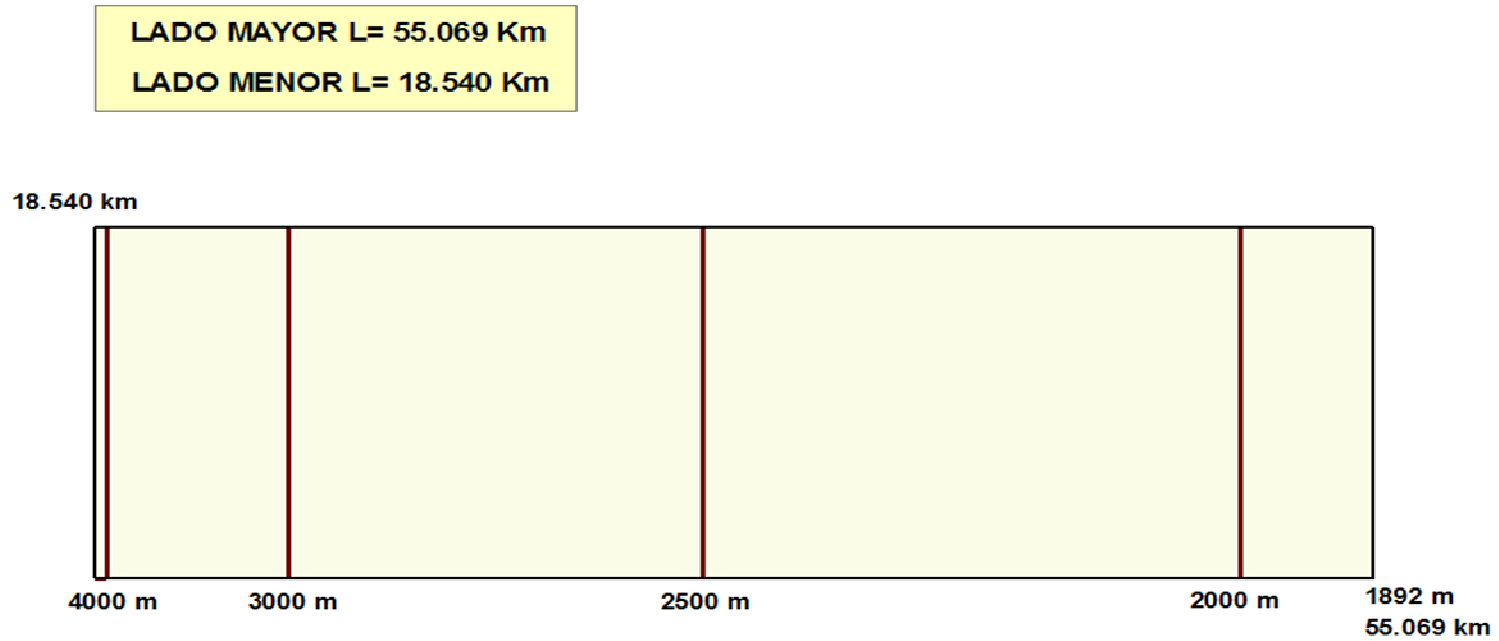
Tabla 1: Rectángulo Equivalente

ALTITUD	ÁREAS ACUMULADAS	AREAS ACUMULADAS/I
m	Km2	Km
4300	0.059946779	0.003233223
4200	1.80843284	0.097537615
4100	5.339483239	0.287984409
4000	9.090239871	0.490281033
3900	13.82604477	0.74570612
3800	20.18424564	1.088634946
3700	27.83880726	1.501482839
3600	35.75074934	1.928212517
3500	47.03674711	2.536921497
3400	64.3201675	3.46910077
3300	86.10713098	4.644178117
3200	104.8574937	5.655476755
3100	125.8791063	6.789274991
3000	154.231953	8.318482488
2900	196.0217603	10.5724109
2800	256.664643	13.84317774
2700	331.7176151	17.89115108
2600	402.6575694	21.71728928
2500	485.1964515	26.16901431
2400	565.9174278	30.5226908
2300	640.9831456	34.57135158
2200	714.6334179	38.54367047
2100	797.3350008	43.00417074
2000	914.1534033	49.30475773
1900	997.4554153	53.79764208
1892	1021.04	55.06967392

Fuente: Elaboración Propia



Figura 3 : Rectángulo Equivalente.





3.1.6 Índice de Pendiente

Representa un valor medio de las pendientes de la cuenca, se deduce del rectángulo equivalente, y viene dado por la siguiente expresión.

$$I_p = \sum_{n=2}^n \sqrt{\beta_i(a_n - a_{n-1})} \times \frac{1}{\sqrt{L}} \quad \text{Ec.26}$$

Donde : n=Número de curvas de nivel existentes en el rectángulo, incluidos los extremos.

A_n =Cotas de las “n” curvas de nivel consideradas.

β_i = Fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas a_n y a_{n-1} .

L= Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

Para la cuenca en estudio se obtuvo :

$$I_p=0.0094$$

(Ver tabla 3).

3.1.7 Altitud media de la cuenca

Definida mediante la expresión:

$$AM = \frac{\sum(H_i \times A_i)}{A} \quad \text{Ec. 27}$$

AM= Altitud media entre dos curvas de nivel.

A_i = Área comprendida entre las curvas de nivel.

A= Área total de la cuenca = 1021.04 Km²

Para la cuenca en estudio se obtuvo un valor de :

$$\text{Altitud media} = 2536.29 \text{ m.s.n.m}$$

(Ver tabla 4).

3.1.8 Pendiente media de la cuenca

Determinada mediante la curva de pendiente media, la cual se determinó en función de la superficie comprendida entre dos curvas de nivel sucesivas, y el perímetro (P) de ambas curvas. Dividiendo dicha superficie por la longitud media del perímetro, se obtuvo la anchura media comprendida entre ambas curvas finalmente; llevando a un



gráfico las altitudes en coordenadas y las anchuras medias acumuladas en abscisas se ha obtenido una curva cuya pendiente media corresponde por definición a la pendiente media Cuenca que tiene un valor de 17.75 %.

Tabla 2: Índice de pendiente

H superior m	H inferior m	(an-an-1) Km2	Bi	Bix(an-an-1)/1000
4300	4200	1.748	0.002	0.000
4200	4100	3.531	0.003	0.000
4100	4000	3.751	0.004	0.000
4000	3900	4.736	0.005	0.000
3900	3800	6.358	0.006	0.000
3800	3700	7.655	0.007	0.000
3700	3600	7.912	0.008	0.000
3600	3500	11.286	0.011	0.000
3500	3400	17.283	0.017	0.000
3400	3300	21.787	0.021	0.000
3300	3200	18.750	0.018	0.000
3200	3100	21.022	0.021	0.000
3100	3000	28.353	0.028	0.001
3000	2900	41.790	0.041	0.002
2900	2800	60.643	0.059	0.004
2800	2700	75.053	0.074	0.006
2700	2600	70.940	0.069	0.005
2600	2500	82.539	0.081	0.007
2500	2400	80.721	0.079	0.006
2400	2300	75.066	0.074	0.006
2300	2200	73.650	0.072	0.005
2200	2100	82.702	0.081	0.007
2100	2000	116.818	0.114	0.013
2000	1900	83.302	0.082	0.007
1900	1892	23.585	0.023	0.001

Fuente: Elaboración Propia



Tabla 3: Altura media de la cuenca

ALTITUD	ALTURA MEDIA	AREA ENTRE CURVAS	HixA
m	m	Km2	
4300	4250	1.75	7431.07
4200	4150	3.53	14653.86
4100	4050	3.75	15190.56
4000	3950	4.74	18706.43
3900	3850	6.36	24479.07
3800	3750	7.65	28704.61
3700	3650	7.91	28878.59
3600	3550	11.29	40065.29
3500	3450	17.28	59627.80
3400	3350	21.79	72986.33
3300	3250	18.75	60938.68
3200	3150	21.02	66218.08
3100	3050	28.35	86476.18
3000	2950	41.79	123279.93
2900	2850	60.64	172832.22
2800	2750	75.05	206395.67
2700	2650	70.94	187990.88
2600	2550	82.54	210474.15
2500	2450	80.72	197766.39
2400	2350	75.07	176404.44
2300	2250	73.65	165713.11
2200	2150	82.70	177808.40
2100	2050	116.82	239477.73
2000	1950	83.30	162438.92
1900	1896	23.58	44716.37

Fuente: Elaboración Propia

3.1.9 Curva Hipsométrica

Representa las superficies denominadas por encima de cada cota, y por tanto caracterizan en cierto modo el relieve.

La curva hipsométrica, da en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de las cotas de altura fijadas en ordenadas.

Para la cuenca en estudio, la curva hipsométrica, se calculando la porción de área de la cuenca entre las curvas de nivel con intervalos de 100 m.

Luego presentando como resultado un gráfico de área acumulada en porcentaje del área total de la cuenca por encima de una cierta elevación representada en porcentaje en relación con la cota máxima que existe en la cuenca, se obtuvo la curva hipsométrica porcentual



La curva hipsométrica absoluta se ha obtenido graficando altitudes en función de áreas acumuladas por encima de las correspondientes altitudes.

La curva hipsométrica porcentual se obtuvo la altitud media de la Cuenca, que corresponde a la ordenada media de la curva, se obtuvo un valor de :

Altura media de la Cuenca en m.s.n.m = 2568.63

Tabla 4: Curva hipsométrica

H superior M	ALTURA MEDIA m	H/Hmax m	AREA ENTRE CURVAS Km2	AREAS ACUMULADAS Km2	A/Amax
4344	4322	1	0.059946779	0.059946779	0.00
4300	4250	0.989871087	1.748486061	1.80843284	0.00
4200	4150	0.966850829	3.531050399	5.339483239	0.01
4100	4050	0.943830571	3.750756632	9.090239871	0.01
4000	3950	0.920810313	4.735804899	13.82604477	0.01
3900	3850	0.897790055	6.35820087	20.18424564	0.02
3800	3750	0.874769797	7.654561619	27.83880726	0.03
3700	3650	0.85174954	7.911942081	35.75074934	0.04
3600	3550	0.828729282	11.28599777	47.03674711	0.05
3500	3450	0.805709024	17.28342039	64.3201675	0.06
3400	3350	0.782688766	21.78696348	86.10713098	0.08
3300	3250	0.759668508	18.75036272	104.8574937	0.10
3200	3150	0.73664825	21.0216126	125.8791063	0.12
3100	3050	0.713627993	28.3528467	154.231953	0.15
3000	2950	0.690607735	41.7898073	196.0217603	0.19
2900	2850	0.667587477	60.6428827	256.664643	0.25
2800	2750	0.644567219	75.0529721	331.7176151	0.32
2700	2650	0.621546961	70.9399543	402.6575694	0.39
2600	2550	0.598526703	82.5388821	485.1964515	0.48
2500	2450	0.575506446	80.7209763	565.9174278	0.55
2400	2350	0.552486188	75.0657178	640.9831456	0.63
2300	2250	0.52946593	73.6502723	714.6334179	0.70
2200	2150	0.506445672	82.7015829	797.3350008	0.78
2100	2050	0.483425414	116.8184025	914.1534033	0.90
2000	1950	0.460405157	83.302012	997.4554153	0.98
1900	1896	0.437384899	23.5845847	1021.04	1.00

Fuente: Elaboración Propia



3.1.10 Curva de distribución de frecuencias de altitudes

Representa el porcentaje de área entre alturas escalonadas, para la Cuenca en estudio, dichas alturas se consideraron con un intervalo de 100 m cada una.

Tabla 5: Curva hipsométrica

ALTITUD	ALTURA MEDIA	AREA ENTRE CURVAS	HixA
m	m	Km2	
4344	4322	0.06	259.09
4300	4250	1.75	7431.07
4200	4150	3.53	14653.86
4100	4050	3.75	15190.56
4000	3950	4.74	18706.43
3900	3850	6.36	24479.07
3800	3750	7.65	28704.61
3700	3650	7.91	28878.59
3600	3550	11.29	40065.29
3500	3450	17.28	59627.80
3400	3350	21.79	72986.33
3300	3250	18.75	60938.68
3200	3150	21.02	66218.08
3100	3050	28.35	86476.18
3000	2950	41.79	123279.93
2900	2850	60.64	172832.22
2800	2750	75.05	206395.67
2700	2650	70.94	187990.88
2600	2550	82.54	210474.15
2500	2450	80.72	197766.39
2400	2350	75.07	176404.44
2300	2250	73.65	165713.11
2200	2150	82.70	177808.40
2100	2050	116.82	239477.73
2000	1950	83.30	162438.92
1900	1896	23.58	44716.37

Fuente: Elaboración Propia



Figura 4: Curva Hipsométrica Porcentual.

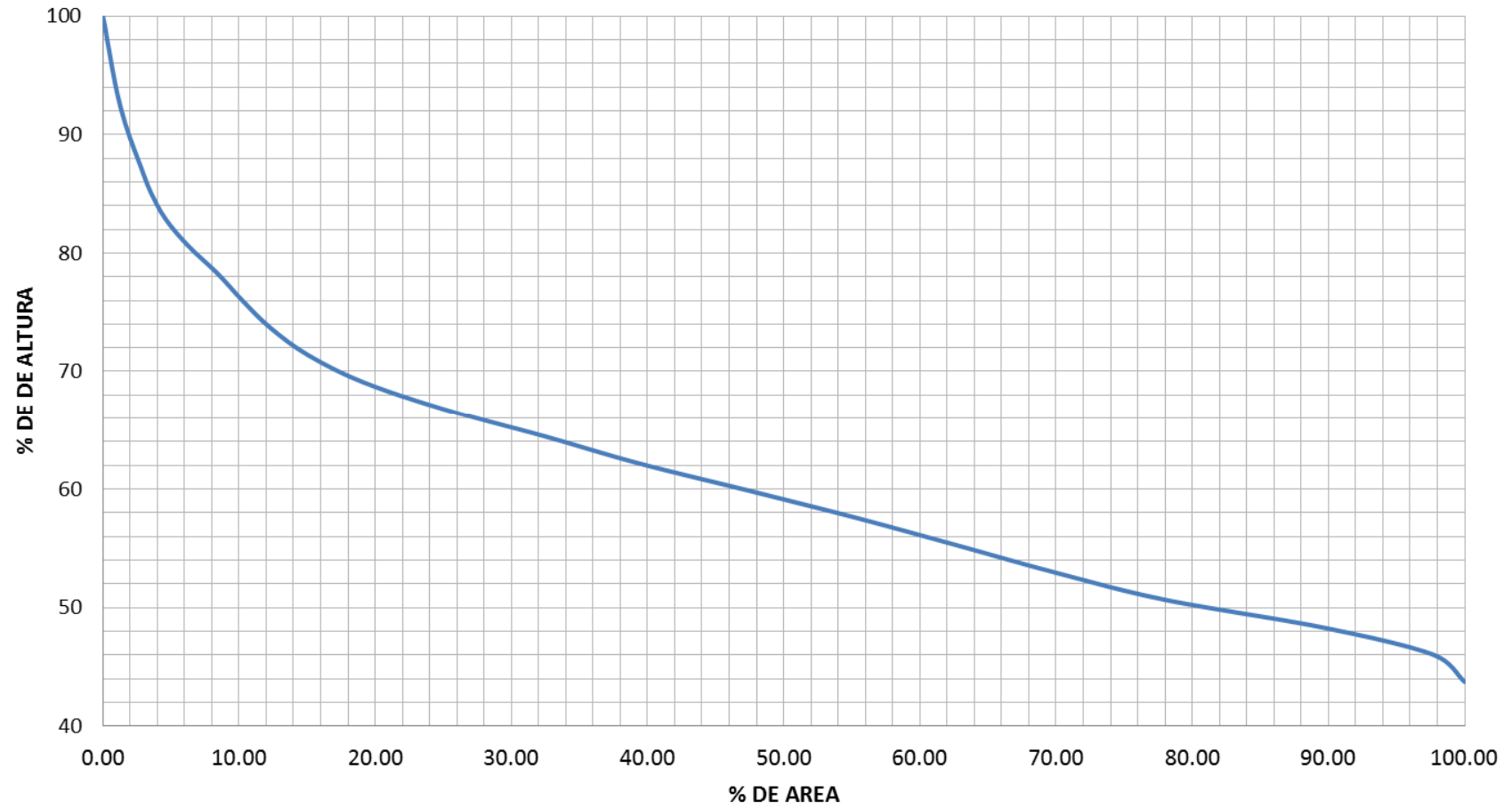




Figura 5: Curva Hipsométrica absoluta

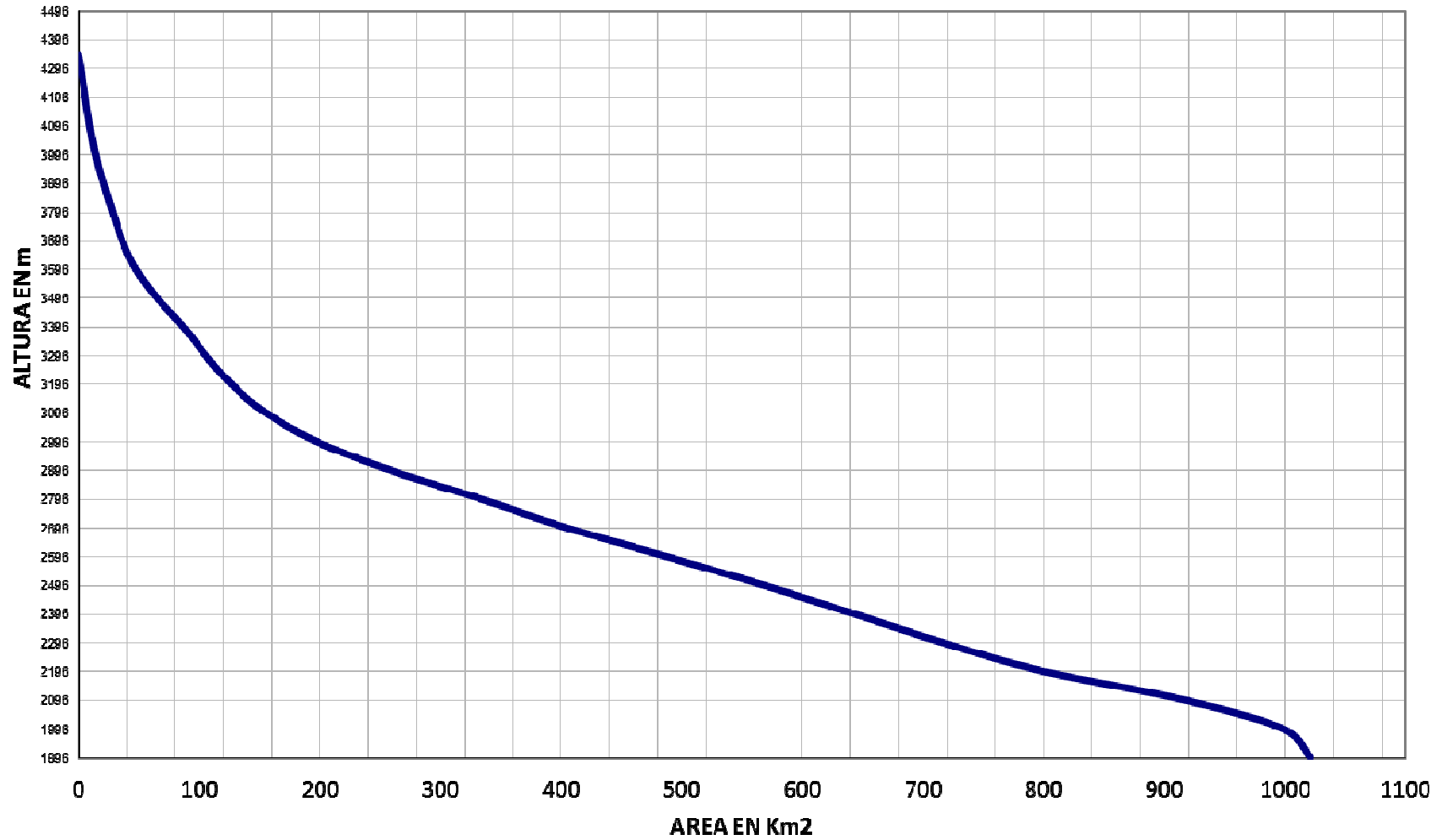
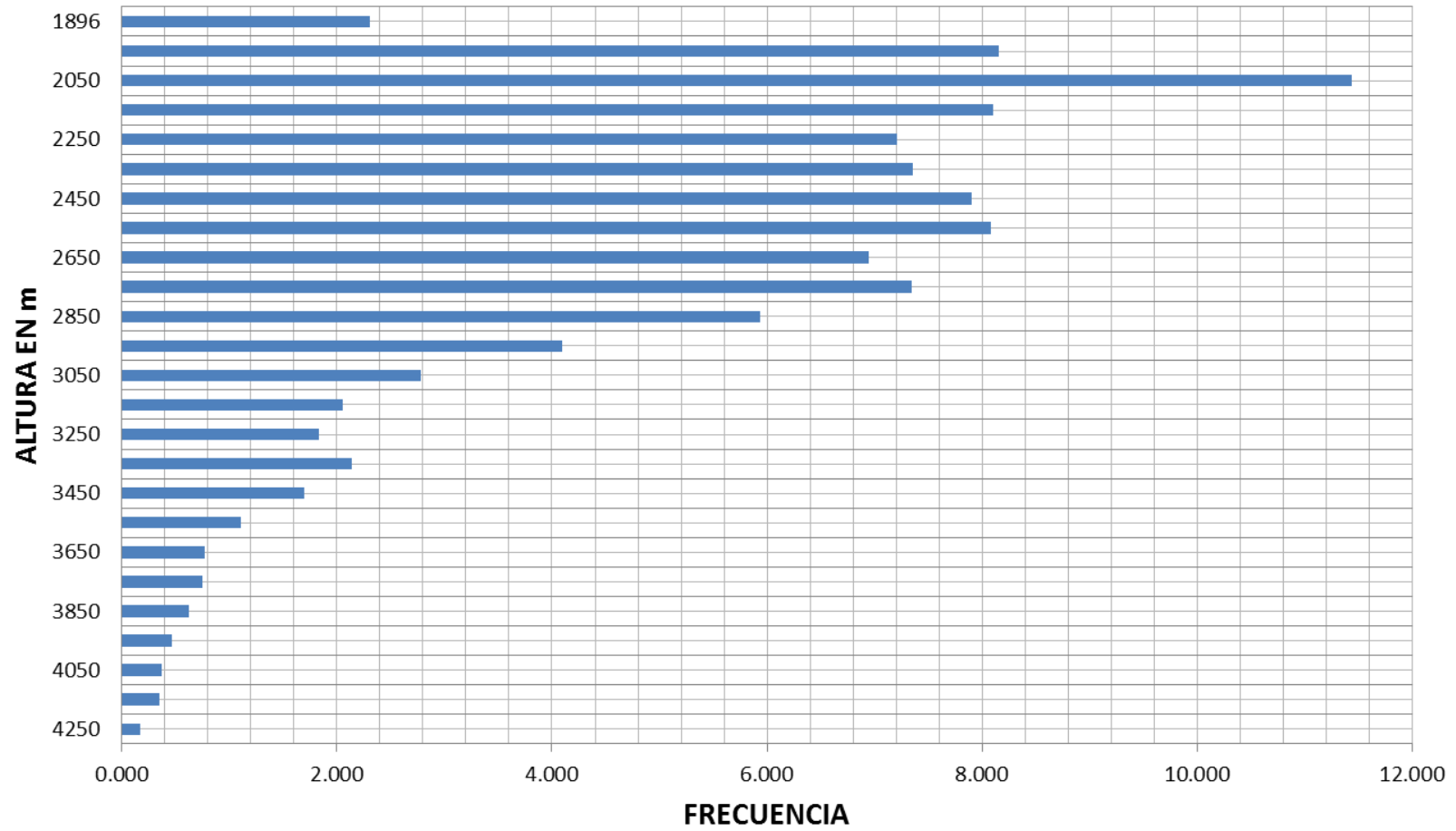




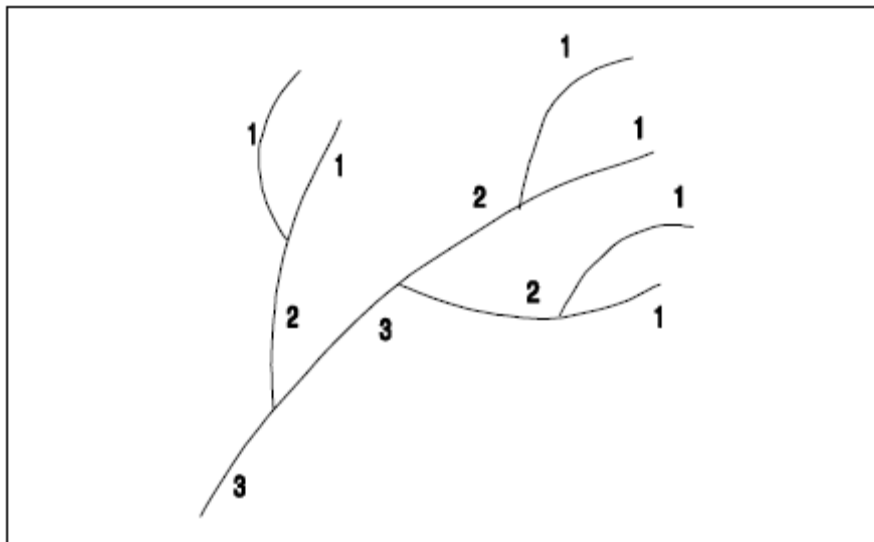
Figura 6: Histograma de frecuencias y altitudes



3.1.11 Jerarquización Fluvial según STRAHLER

La forma en que estén conectados los canales en una cuenca determinada, influye en la respuesta de ésta a un evento de precipitación. Se han desarrollado una serie de parámetros que tratan de cuantificar la influencia de la forma del drenaje en la escorrentía superficial directa. El orden de los canales es uno de ellos. Uno de los criterios para determinar el orden de los canales en una hoya es el definido por el modelo de STRAHLER. Según este modelo se toman como canales de primer orden todos aquellos que no tengan afluentes. Cuando se unen dos canales de primer orden forman un canal de segundo orden y así sucesivamente como lo muestra el diagrama de la figura.

Figura 7: Método de clasificación de Strahler.



Para la cuenca en estudio se adoptó la clasificación de STRAHLER.

3.1.12 Relación de Bifurcación o de Confluencia

Fue definida por Horton³, como la relación entre el número de cursos de un cierto orden y el número total de los cauces de orden inmediatamente superior.

$$R_b = \frac{N_x}{N_{x+1}} \quad \text{Ec. 28}$$



Tabla 6: Relación de bifurcación.

Número de Orden	Relación de Bifurcación
1	0.2
2	0.4
3	0.3
4	

Fuente: Elaboración Propia

Dónde :

R_b = Relación de bifurcación.

N_x = Número de cursos de orden x.

N_{x+1} =Número de cursos de orden x+1.

3.1.13 Relación de Longitud Media

También definida por Horton, como la relación entre la longitud, media de los cursos de cierto orden, y la longitud media de los cursos de orden inmediatamente inferior:

$$R_l = \frac{L_{x+1}}{L_x} \quad \text{Ec. 29}$$

Tabla 7: Relación de longitud.

Relación de Longitud
R_l
0.7
1.6
0.7

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

R_l = Relación de longitud media.

l_x = Longitud de los cursos de orden x.

l_{x+1} =Longitud de los cursos de orden x+1.

3.1.14 Densidad de drenaje

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de una cuenca y su área total.



$$D_d = \frac{L}{A} \quad \text{Ec. 30}$$

en donde:

L: longitud total de las corrientes de agua, en Km.

A: área total de la cuenca, en Km².

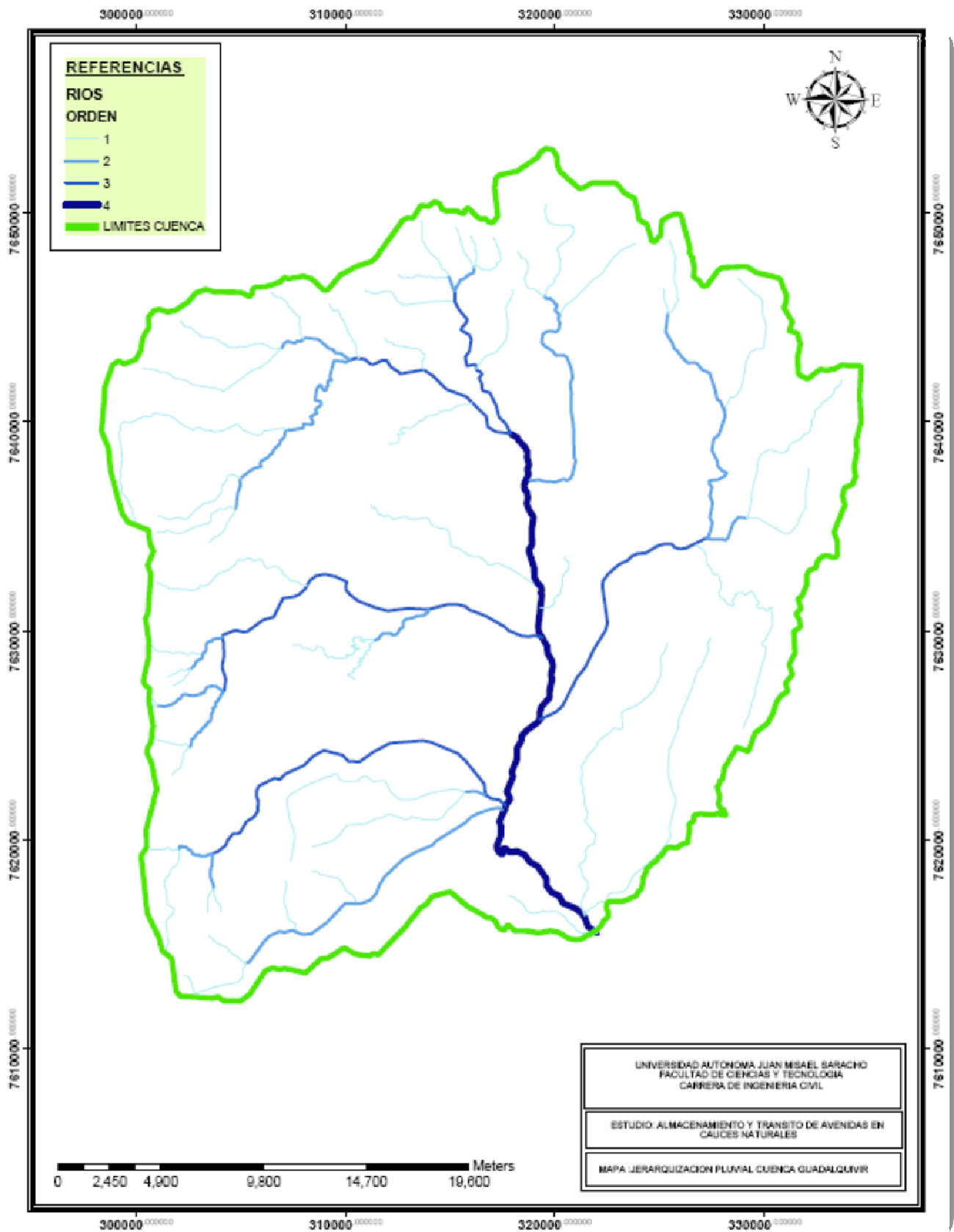
L= 434.52 Km.

A=1021.04 Km²

$$\mathbf{D=0.426}$$



Figura 8: Clasificación de Strahler cuenca río Guadalquivir.





3.1.4 Tiempo de concentración

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas.

Para poder calcular el tiempo de concentración (T_c) se pueden emplear las siguientes ecuaciones:

- Fórmula de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.50L}{0.80\sqrt{H}} \quad \text{Ec. 31.}$$

- Fórmula de Kirpich

$$T_c = 0.000325 \cdot \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{Ec. 32.}$$

Los resultados de la aplicación de las Ec31 y Ec 32 para la cuenta de estudio se presentan en la tabla 3.5, utilizando como resultado final de cálculo el valor promedio del T_c .

Tabla 8: Tiempo de concentración

SUBCUENCA	KIRPICH	GIANDOTTI	PROMEDIO
RÍO GUADALQUIVIR	5.5	6.47	6.00

Fuente: Elaboración Propia

$T_c=6.00$ Hrs.



3.4 Precipitaciones

3.4.3 Máximas

Tal como ocurre en casi todo el departamento de Tarija, en la zona del proyecto no se dispone de mediciones de lluvias y sus correspondientes duraciones mediante pluviógrafos. Por esta razón, para el análisis de lluvias máximas, se recurren las precipitaciones máximas diarias (mediciones hechas cada 24 horas). A continuación se muestran los datos de las estaciones más cercanas a la zona de estudio se tomaron estas estaciones para construir las isoclinas máximas de precipitación que caracterizan a cada cuenca.

3.4.3.1 Análisis de lluvias máximas diarias en la cuenca

Se realizó el cálculo de la precipitación máxima en la cuenca, tomando estaciones cercanas y con similares características de precipitación, también se empleó la estación del Aeropuerto ya que es la más completa, esto con el fin de prever el hecho de que la cuenca posee una extensión deficiente de la información pluviométrica.

Tabla 9: Listado de estaciones con precipitaciones máximas en 24 horas

ESTACIONES	CANTIDAD DE DATOS
MONTE SUD	13
CANASMORO	17
SELLA QUEBRADAS	17
SAN LORENZO	17
TRANCAS	17
TOLOMOSA	25
COIMATA	26
EL TEJAR	33
AEROPUERTO	44

Fuente: SENAMHI.

Se empleó el dato de precipitación máxima mensual, ya que es único dato con el que se cuenta de la estación y podría asumirse como el más confiable. Se estimaron los valores de precipitación e intensidad máxima por medio del método de Gumbel, para diferentes períodos de retorno y tiempos de duración de la lluvia.

Se estimaron los valores de precipitación e intensidad máxima para tiempos de duración de 30 minutos y 1, 2, 3, 4, 5 y 6 horas; y para los siguientes períodos de retorno: 2,5,10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años.



Se realizaron las gráficas precipitación-duración-período de retorno, para cada período de retorno considerado.

Con el modelo de distribución de probabilidades de Gumbel y su ecuación, se han estimado las precipitaciones máximas diarias (24 horas) para diferentes períodos de retorno T (años).

$$Hdt = Ed \times (1 + Kd \log T) \quad \text{Ec. 33}$$

Dónde:

Hdt = precipitación máxima a 24 hrs en mm.

Ed.= media ponderada en mm.

Kd.= característica ponderada en mm.

T= período de retorno en años.

El siguiente cuadro muestra los parámetros estadísticos calculados para las estaciones pluviométricas utilizadas en el proceso de cálculo.

Tabla 10: Parámetros estadísticos estaciones pluviométricas

ESTACIONES	PROMEDIO	DESVIACION	MODA (Ed)	CARACT. (Kd)	CANTIDAD DE DATOS (N)	Ed*N	Kd*N
MONTE SUD	39.985	10.105	35.437	0.512	13	460.684	6.655
CANASMORO	43.588	22.036	33.672	1.175	17	572.423	19.974
SELLA QUEBRADAS	60.600	16.102	53.354	0.542	17	907.017	9.211
SAN LORENZO	30.759	14.515	24.227	1.076	17	411.858	18.286
TRANCAS	66.971	22.182	56.989	0.699	17	968.811	11.879
TOLOMOSA	44.272	13.843	38.043	0.653	25	951.063	16.333
COIMATA	54.150	10.818	49.282	0.394	26	1281.328	10.247
EL TEJAR	57.400	19.443	48.651	0.717	33	1605.478	23.677
AEROPUERTO	31.545	11.093	26.554	0.750	44	1168.368	32.999

Los valores medios ponderados para la zona de estudio son :

Ed=39.842 mm.

Kd=0.714 mm.



Tabla 11: Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno T años

Período de Retorno	Precipitación máx. Diaria
T en años	Pmáx en mm
2	50.562
5	62.482
10	71.499
20	80.516
25	83.419
50	92.436
100	101.454
500	122.391
1000	131.408

Fuente: Elaboración Propia

3.4.3.2 Determinación de las máximas alturas de lluvia horaria para diferentes probabilidades y períodos de retorno

El conocimiento de las lluvias máximas para duraciones menores a 24 horas y sus correspondientes intensidades es fundamental para la estimación de caudales máximos a partir de datos de precipitaciones pluviales, para determinar la magnitud de las lluvias máximas inferiores a 24 hrs se utilizó la ecuación de Gumbel.

$$Hdt = Ed \left(\frac{t}{\alpha} \right)^{\beta} \times (1 + Kd \text{Log} T) \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

Hdt = precipitación máxima inferior a 24 hrs en mm.

Ed= media ponderada en mm.

Kd= característica ponderada en mm.

t= duración de la precipitación en hrs.

T= período de retorno en años.

α = coeficiente igual a 12 hrs.

β = coeficiente igual a 0.2



Tabla 12: Lluvias máximas horarias para diferentes períodos de retorno T

T años	Duración de lluvia en (hrs)											
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
2	26.778	30.760	33.358	35.334	36.947	38.319	39.519	40.588	41.556	42.441	43.257	44.017
5	33.091	38.012	41.223	43.664	45.657	47.352	48.835	50.157	51.352	52.446	53.455	54.394
10	37.867	43.498	47.172	49.966	52.246	54.186	55.883	57.395	58.763	60.015	61.170	62.244
20	42.642	48.983	53.121	56.267	58.835	61.020	62.931	64.634	66.174	67.584	68.884	70.094
25	44.180	50.749	55.036	58.296	60.956	63.220	65.199	66.964	68.560	70.020	71.368	72.621
50	48.955	56.235	60.985	64.597	67.545	70.054	72.247	74.203	75.971	77.589	79.082	80.471
100	53.731	61.721	66.934	70.898	74.134	76.887	79.295	81.441	83.382	85.158	86.797	88.320
500	64.820	74.458	80.748	85.530	89.434	92.755	95.659	98.248	100.590	102.732	104.709	106.547
1000	69.595	79.944	86.697	91.831	96.023	99.589	102.707	105.487	108.001	110.301	112.424	114.397

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.3 Curvas de intensidad duración y frecuencia

Estas intensidades máximas, para un período de retorno determinado, pueden calcularse por procedimientos estadísticos cuando se disponen de registros de las lluvias y sus duraciones (registros pluviográficos).

Si no existen registros de pluviógrafos, se pueden calcular dichas intensidades, con suficiente aproximación, partiendo de las precipitaciones máximas horarias (24 horas), del punto anterior utilizando la siguiente relación.

$$I = \frac{h_{(d,T)}}{d} \quad \text{Ec. 35}$$

Donde:

- i = intensidad de precipitación de d horas de duración;
- d = duración de la precipitación en horas;
- h=precipitación máxima inferior a 24 hrs para diferentes duraciones y períodos de retorno.

Los valores calculados con la ecuación

Es decir, el procedimiento consiste en usar alguna relación que transforme las precipitaciones máximas diarias en precipitaciones de duraciones menores y sus correspondientes intensidades, para diferentes períodos de retorno o probabilidades de excedencia.



Una ecuación muy utilizada y con resultados satisfactorios es la siguiente:

$$i = \begin{cases} \frac{a}{D+b} & \text{para } D > 2 \text{ hrs.} \\ cD^d & \text{para } D > 2 \text{ hrs.} \end{cases} \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

- i = intensidad de precipitación de t horas de duración;
- D = duración de la precipitación en horas;
- a, c, b, d = parámetros de ajuste de regresión de múltiple de cada estación.

Esta ecuación es válida para valores de t comprendidos entre 0.5 y 24 horas.

Al aplicar la ecuación precedente al caso, considerando los valores del cuadro anterior, se obtienen los valores que se presentan en el cuadro 3.9.

Tabla 13: Intensidades en mm/hora para diferentes duraciones t (hora) y períodos de retorno T

Duraciones ≥ 2 horas.

T	0.5	1	1.5	2
5	125.69	72.19	52.19	41.46
10	140.45	80.67	58.32	46.33
20	155.88	89.53	64.73	51.42
25	161.19	92.58	66.93	53.17
50	176.43	101.33	73.26	58.20
100	191.53	110.00	79.53	63.18
500	227.13	130.45	94.31	74.92
1000	242.27	139.15	100.60	79.92

Fuente: Elaboración propia.

Para duraciones $2 \leq t \leq 24$ horas, se tiene la siguiente cuadro 3.10:

Tabla 14: Intensidades en mm/hora para diferentes duraciones t (horas) y períodos de retorno T

Duraciones < 2 horas

T	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
5	34.6828	29.9757	26.497897	23.813205	21.67184	19.92002339	18.4576198	17.21649922
10	38.7558	33.4959	29.609721	26.609748	24.21691	22.25936391	20.62522056	19.23834695
20	43.0135	37.1757	32.862605	29.533059	26.87735	24.70474745	22.89107933	21.35184567
25	44.479	38.4423	33.982266	30.539278	27.79308	25.54646194	23.6710004	22.07932357
50	48.6839	42.0765	37.194832	33.426357	30.42055	27.96153687	25.90877563	24.16662713
100	52.8512	45.6783	40.378722	36.287664	33.02456	30.35505372	28.12657544	26.23529845
500	62.6754	54.1691	47.88445	43.032933	39.16327	35.99754957	33.35483452	31.11200082
1000	66.8523	57.7792	51.075656	45.900815	41.77326	38.39656603	35.57773018	33.18542534

Fuente: Elaboración propia.



Si los valores de los dos cuadros precedentes se usan para desarrollar modelos de regresión múltiple, se obtienen, usando el método de los cuadrados mínimos, mediante un análisis multivariado, las siguientes ecuaciones para el periodo de retorno seleccionado :

Para duraciones comprendidas entre 0.5 y 2 horas.

Tabla 15: Coeficientes de ajuste de intensidades para una duraciones menor o igual a 2 horas.

T años	I=a/(D+b)		
	a	b	R ²
5	92.944	0.262	1.00
10	103.859	0.262	1.00
20	115.269	0.262	1.00
25	119.196	0.262	1.00
50	130.465	0.262	1.00
100	141.632	0.262	1.00
500	167.960	0.262	1.00
1000	179.153	0.262	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Para duraciones comprendidas entre intervalos mayores de 2 a 24 hrs. tenemos.

Tabla 16: Coeficientes de ajuste para una duración mayor o igual a 2 horas.

T años	I=c*D ^b		
	b	c	R ²
5	-0.800	72.188	1.00
10	-0.800	80.666	1.00
20	-0.800	89.527	1.00
25	-0.800	92.578	1.00
50	-0.800	101.330	1.00
100	-0.800	110.004	1.00
500	-0.800	130.451	1.00
1000	-0.800	139.145	1.00

Fuente: Elaboración propia.



Figura 9: Curvas de intensidad duración y frecuencia

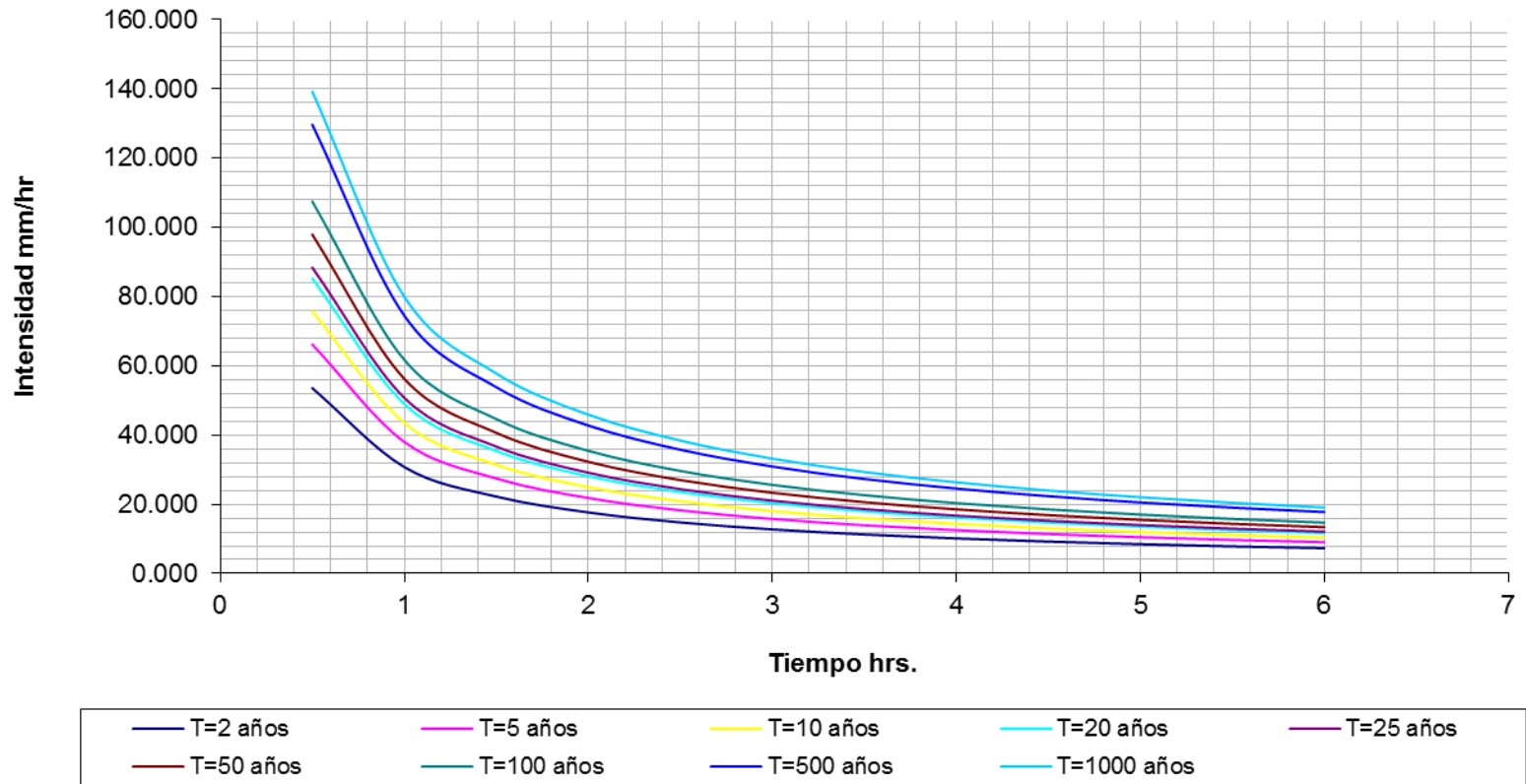
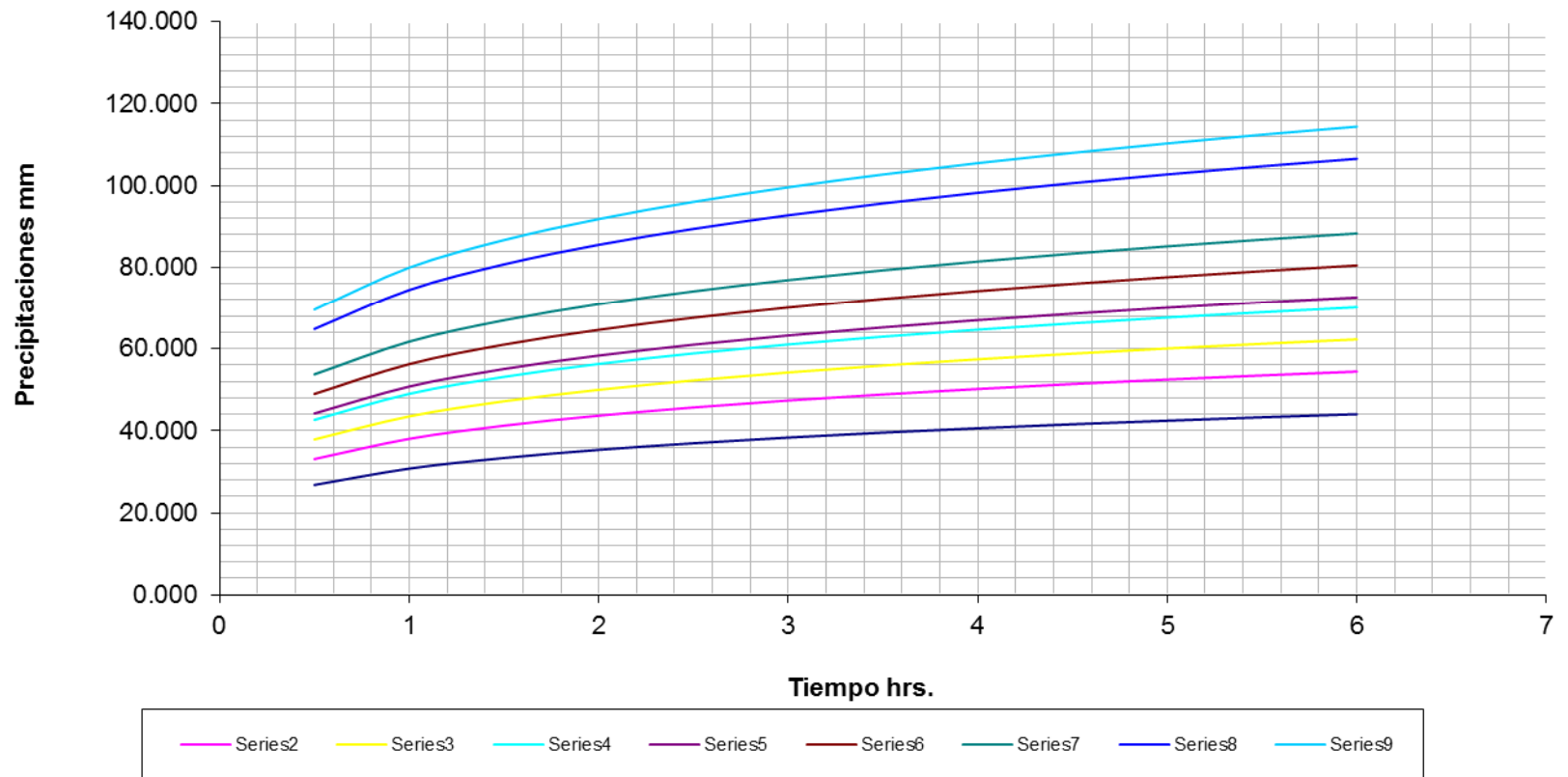




Figura 10: Curvas de precipitaciones inferiores a 24 horas







CAPÍTULO IV

CAUDALES MÁXIMOS

4.1 Generalidades

En nuestro medio lo usual es que la mayoría de los ríos y quebradas no están instrumentados; esto obliga a recurrir a métodos de diseño hidrológico con información escasa. La filosofía general de estos métodos es encontrar relaciones entre los procesos de precipitación y escorrentía uno de estos métodos consiste en la generación sintética de hidrogramas unitarios.

Se describirán a continuación el método del hidrograma unitario sintético.

4.2 Método del Hidrograma Unitario

El concepto de hidrograma unitario fue introducido por Sherman, en 1932. El hidrograma unitario es un gráfico que muestra las variaciones que sufre con el tiempo la escorrentía producida por una lluvia de duración y profundidad unitarias, distribuida uniformemente sobre toda la cuenca. La profundidad unitaria puede ser un cm, una pulgada,....etc. La duración unitaria puede ser una hora, un día, intervalos de minutos, etc. Lo más importante es que la lluvia sea constante y uniforme en un período unitario. Si la intensidad de la precipitación efectiva es constante e igual a una unidad en un tiempo unitario, la lámina de escorrentía directa producida será también unitaria. La teoría del hidrograma unitario se empezó a desarrollar con estudios intensivos, encaminados a producir caudales de crecientes a partir de registros de lluvias.

En 1932, Sherman desarrolló un gráfico unitario, asumiendo que para una duración dada de lluvia efectiva, el tiempo base de la hidrógrafa debería permanecer constante. Las hipótesis en que está basada la teoría de la hidrógrafa unitaria son las siguientes:

- 1) La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en un período de tiempo especificado. Esta hipótesis implica que la tormenta seleccionada debe ser de corta duración, de tal manera que pueda producirse una precipitación efectiva uniforme,



dando lugar a una hidrógrafa simple de tiempo base corto. Una duración de aproximadamente $1/4 t_g$ se considera satisfactoria.

2) La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en toda el área de la cuenca. Esta hipótesis restringe el tamaño del área donde se puede aplicar la metodología. Según varios autores el área no debe exceder los 5000 Km^2 , sin embargo en climas tropicales como el colombiano, el área de aplicación debe ser mucho menor debido a las fuertes variaciones espaciales que tiene la precipitación en trayectos muy cortos.

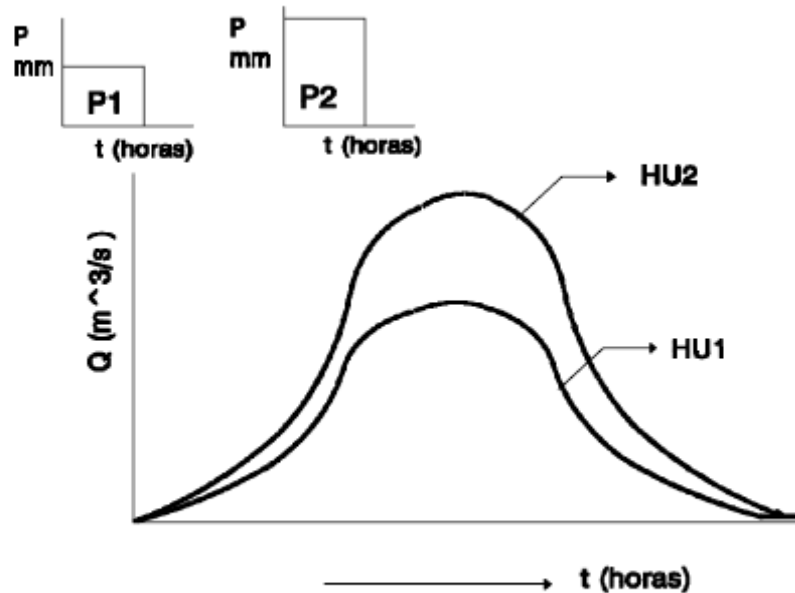
3) El tiempo base de hidrógrafas unitarias debidas a precipitaciones unitarias iguales es constante.

Las ordenadas de las hidrógrafas de escorrentía con un tiempo base común son directamente proporcionales. Esta hipótesis es conocida como el principio de linealidad, de superposición o de proporcionalidad. Si se tienen dos precipitaciones efectivas de la misma duración, pero de distinta intensidad, cada una producirá una hidrógrafa unitaria

1) Las ordenadas de las hidrógrafas de escorrentía con un tiempo base común son directamente proporcionales. Esta hipótesis es conocida como el principio de linealidad, de superposición o de proporcionalidad. Si se tienen dos precipitaciones efectivas de la misma duración, pero de distinta intensidad, cada una producirá una hidrógrafa unitaria proporcional a la otra, tal como lo muestra la figura 5.1. Por ejemplo si en la figura la lámina de precipitación P2 es dos veces la lámina P1, entonces las ordenadas de la hidrógrafa unitaria 2 serán el doble de las de la 1.

2) Para una cuenca, la hidrógrafa de escorrentía para una precipitación de duración dada refleja todas las características físicas de la cuenca. Igualmente, la hidrógrafa de escorrentía de una duración específica es única para la cuenca.

Figura 1: Superposición de hidrogramas



4.2.1 Método del Hidrograma Unitario Sintético

La determinación de HU para una duración dada, en una cuenca particular, depende de la existencia simultánea de registros de precipitación y caudal, que no siempre están disponibles. Se han desarrollado técnicas que relacionan características morfométricas de la cuenca (área, perímetro, pendiente, etc) con características del hidrograma unitario (tiempo al pico, caudal pico, tiempo base, etc). Estas relaciones se conocen con el nombre de *hidrogramas unitarios sintéticos*. La mayoría de ellas son empíricas, obtenidas con base en datos de varias cuencas.

Las hidrógrafas unitarias sintéticas pueden ser de tres tipos (Chow, 1994):

- 1) Las que relacionan las características de la hidrógrafa (caudales, tiempos al pico, tiempo base, etc.) con las características de la cuenca. De este tipo son la de Snyder (1938) y la de Gray (1961).
- 2) Aquéllas basadas en hidrógrafas unitarias adimensionales: la del Soil Conservation Service y la de William y Hann.



3) Las basadas en modelos de almacenamiento de la cuenca: Clark (1943)

Muchos son los métodos o modelos de hidrograma unitarios sintéticos reportados en la literatura; ninguno de ellos ha sido desarrollado para las condiciones hidrológicas propias. Sin embargo, esta metodología (los hidrogramas unitarios sintéticos) es extensivamente usada. Los modelos del hidrograma unitario sintético más utilizados son:

- Snyder
- Servicio de Conservación de Suelos (SCS)
- Williams y Hann

Para el presente trabajo de investigación se escogerá el método del hidrograma unitario de Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

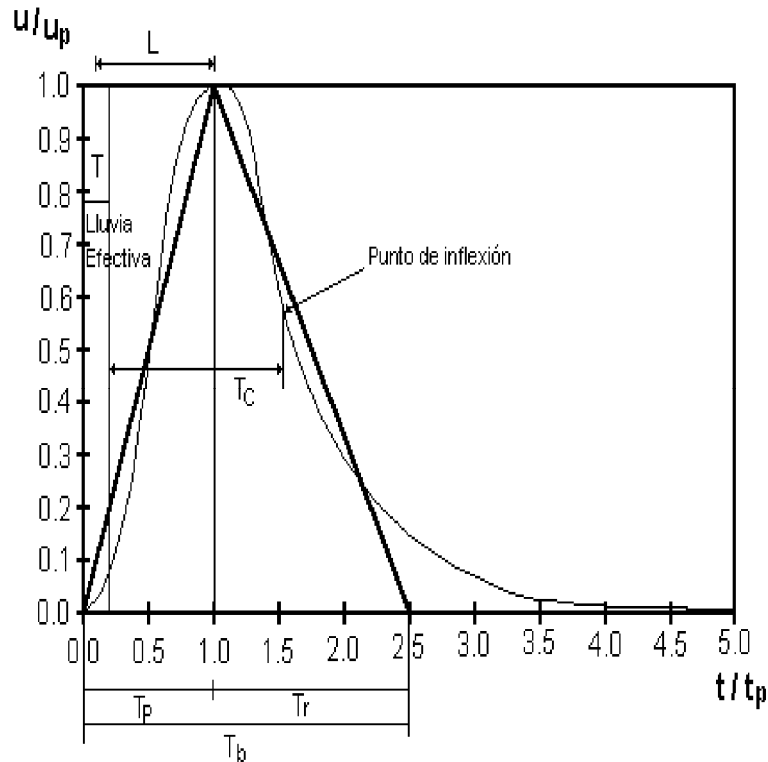
4.2.1.1 Método del Hidrograma Unitario Sintético de S.C.S

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un Hidrograma Unitario Adimensional a partir de una serie de hidrógrafas reales, correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios de los Estados Unidos. Las expresiones matemáticas con las que se puede construir el Hidrograma Unitario de T-horas de duración, a partir del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS, fueron deducidas definiendo sus tiempos característicos y representándolas como un Hidrograma Unitario Triangular.

En este hidrograma unitario el caudal se expresa como relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p , y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico T_p en el hidrograma unitario.

$$q_p = 2.08 A / T_p \qquad \text{Ec.37}$$

Figura 2: Gráfico hidrograma unitario



4.2.1.2 Obtención del Hidrograma Unitario a partir del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS.

El Hidrograma Unitario de T-horas de duración, a partir del modelo del SCS se obtiene de la siguiente manera:

- Se calcula el tiempo de rezago, T_L , con la ecuación (4.5) y luego el tiempo de concentración, T_C .
- Se calcula la duración, T , con la ecuación (4.4).
- Se obtiene el tiempo al pico, T_p , con la ecuación (4.3).
- Se multiplica este tiempo al pico por cada una de las abscisas del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS (columna 1 de la Tabla 4.1), consiguiendo así las abscisas del Hidrograma Unitario en horas.



Tabla 4.1 : Ordenadas del Hidrograma Unitario Curvilíneo Sintético

RELACIÓN DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACIÓN DE CAUDALES (u/u_p)	RELACIÓN DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACIÓN DE CAUDALES (u/u_p)	RELACIÓN DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACIÓN DE CAUDALES (u/u_p)
0.0	0.0	1.1	0.99	2.4	0.147
0.1	0.03	1.2	0.93	2.6	0.107
0.2	0.10	1.3	0.86	2.8	0.077
0.3	0.19	1.4	0.78	3.0	0.055
0.4	0.31	1.5	0.68	3.2	0.040
0.5	0.47	1.6	0.56	3.4	0.029
0.6	0.66	1.7	0.46	3.6	0.021
0.7	0.82	1.8	0.39	3.8	0.015
0.8	0.93	1.9	0.33	4.0	0.011
0.9	0.99	2.0	0.28	4.5	0.005
1.0	1.00	2.2	0.207	5.0	0.000

Para la cuenca Guadalquivir se tiene los siguientes parámetros del Hidrograma Unitario

Tabla 4.2 : Parámetros del Hidrograma Unitario Cuenca Guadalquivir

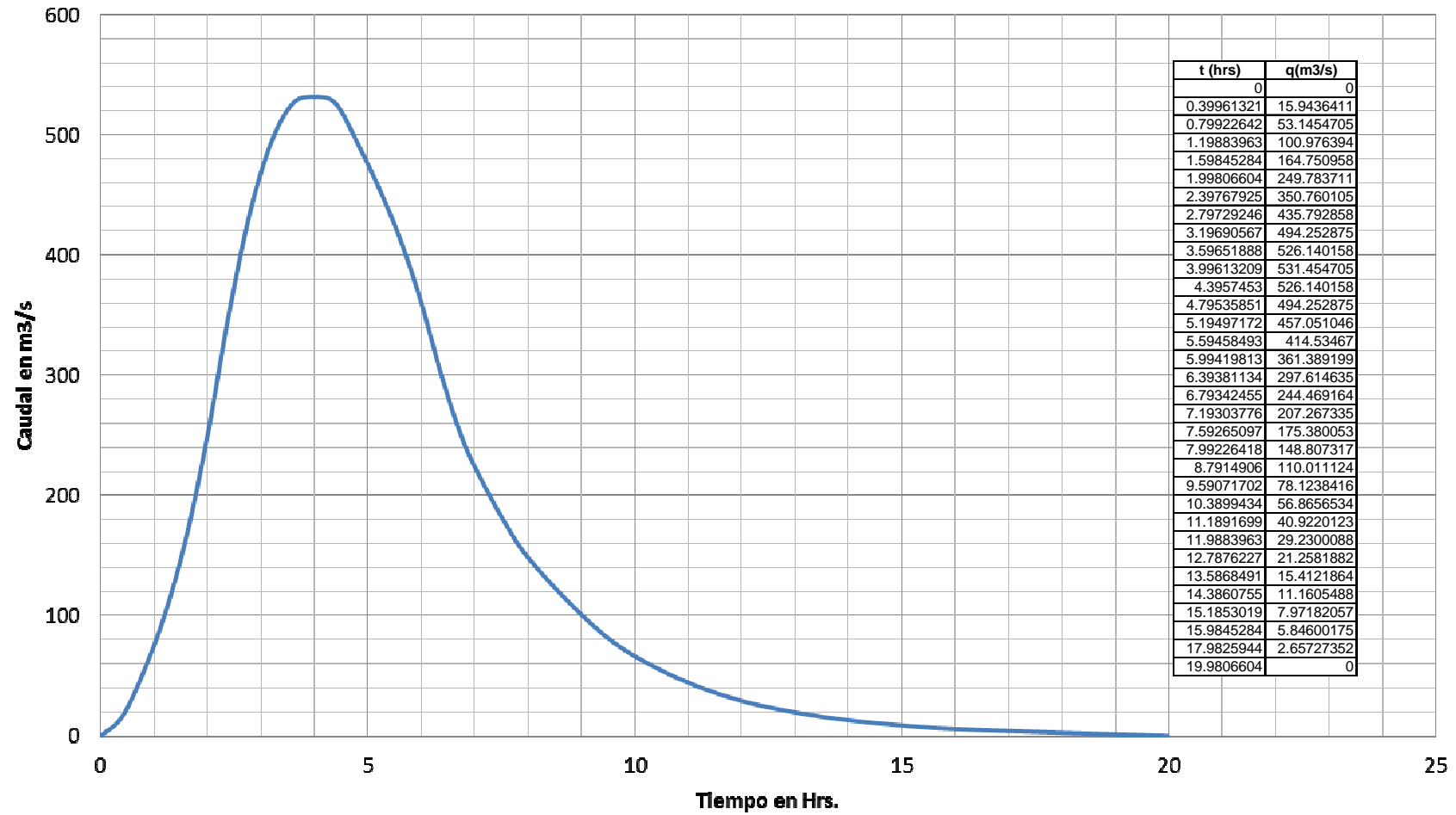
PARÁMETRO	CANTIDAD	UNIDAD
T_c =	6.00	hrs
T_p =	4.00	hrs
T_l =	3.60	hrs
Q_p =	531.45	m ³ /s
T_b =	19.98	hrs
T =	0.80	hrs

Fuente: Elaboración propia.





HIDROGRAMA UNITARIO CUENCA GUADALQUIVIR





4.2.2 Determinación de los caudales máximos para diferentes probabilidades y períodos de retorno

La metodología utilizada para calcular los caudales máximos es la siguiente:

- Método de las Abstracciones o del número de curva del S.C.S.
- Caudales máximos para diferentes períodos de retorno.

4.2.2.1 Método de las Abstracciones o del número de curva del S.C.S.

Teniendo en cuenta el tipo de suelo y la vegetación de las cuencas hidrográficas se han definido una serie de parámetros empíricos para su clasificación. Entre los más aceptados y empleados se encuentra el llamado Número de escurrimiento (CN), el caudal varía de 0 a 100 según el Servicio de Conservación de Suelos (SCS). (Jiménez 1992).

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S ; como se aprecia en la Figura 1.

Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P e I_a . La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir.

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \text{ Ec.42}$$

Del principio de continuidad

$$P = P_a + F_a + I_a \text{ Ec. 43}$$

Combinando estas dos ecuaciones P_e resulta



$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \text{ Ec. 44}$$

La cual es la ecuación fundamental para el cálculo del exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método del S.C.S.

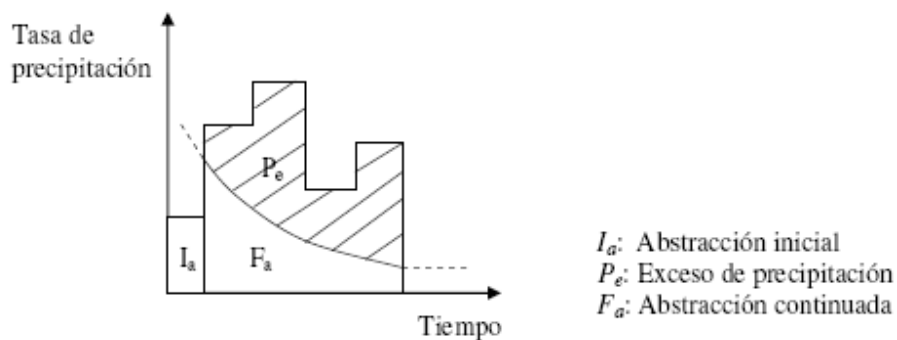
Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales el S.C.S desarrollo la siguiente relación empírica.

$$I_a = 0.2S \text{ Ec. 45}$$

Al reemplazar el valor de I_a en la Ec. 4.8, se tiene la expresión final.

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \text{ Ec. 46}$$

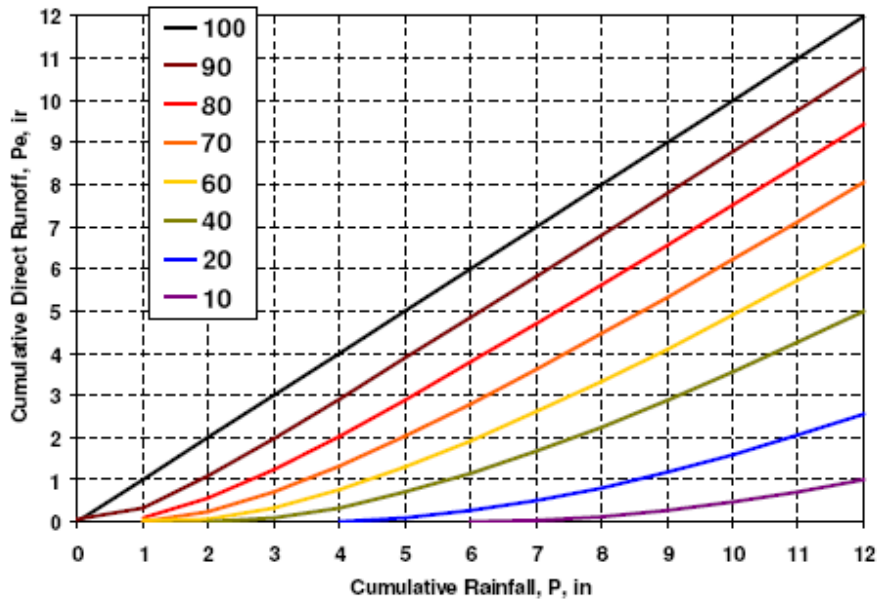
Figura 3: Variables en el método de abstracciones del S.C.S



Al presentar en gráficas la información para P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas se define el numero adimensional de curva CN tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables como cuerpos de agua $CN=100$, para superficies naturales $CN < 100$.



Figura 4 : Relación de P y Pe para varias cuencas analizadas.



El número de curva y la retención de potencial máxima S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \text{ Ec. 47}$$

Donde S están en pulgadas.

Un factor muy importante que hay que tener en cuenta en estas curvas son las condiciones de humedad antecedentes, las cuales se agrupan en tres condiciones básicas.

Tabla 4.3 : Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas por el método SCS.

AMC (I)	Condiciones secas
AMC (II)	Condiciones normales
AMC (III)	Condiciones húmedas

Los números de curva se aplican para condiciones de humedad antecedentes (AMC, por sus siglas en inglés), normales y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \text{ Ec. 48}$$



$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \text{ Ec. 49}$$

Para la selección del Número de escurrimiento CN, se clasifican los suelos con su grado de permeabilidad designándose por letras A, B, C y D de acuerdo al uso y/o vegetación de dicho suelo.

Suelo tipo A. Potencial de escurrimiento bajo. Suelos que tienen altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos: principalmente arenas y gravas muy bien ordenadas. Estos suelos tienen alta velocidad de transmisión de agua.

Suelo tipo B. Suelos que tienen capacidades de infiltración moderadas cuando están completamente húmedas: principalmente suelos medianamente profundos y drenados, contextura de sus agregados variando entre moderada y muy fina. Están caracterizadas porque tienen velocidades medias de transmisión de agua.

Suelo tipo C. Suelos que tienen capacidades de infiltración bajas cuando están completamente húmedas principalmente de suelos que contienen una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua o suelos con textura fina o moderadamente fina, estos suelos tienen baja transmisión de agua.

Suelo tipo D. Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Estos suelos tienen una velocidad de transmisión del agua muy baja.



Tabla 4.3: Números de Curva de escorrentía para usos de suelo agrícola urbano condiciones de antecedentes de humedad Ia=0.2*S condiciones de humedad AMC(II)

Descripción del uso de la tierra	Detalles de la descripción	Tratamiento o uso	Condición hidrológica	Grupo hidrológico de suelo			
				A	B	C	D
Tierra cultivada	baldío	filas rectas	no aplicable	77	86	91	94
	general	sin tratamientos de conservación	no disponible	72	81	88	91
	cultivos en filas	filas rectas	pobre	72	81	88	91
			bueno	67	78	85	89
		en contorno	pobre	70	79	84	88
			bueno	65	75	82	86
		en contorno y terraza	pobre	66	74	80	82
			bueno	62	71	78	81
	general	con tratamientos de conservación	no disponible	62	71	78	81
	granos pequeños	filas rectas	pobre	65	76	84	88
			bueno	63	75	83	87
		en contorno	pobre	63	74	82	86
			bueno	61	73	81	84
		en contorno y terraza	pobre	61	72	79	82
			bueno	59	70	78	81
	grano cerrado	filas rectas	pobre	66	77	85	89
	grano cerrado: legumbres o pradera de rotación	filas rectas	bueno	58	72	81	85
			pobre	64	75	83	86
en contorno		bueno	55	69	78	83	
		pobre	63	73	80	83	
	en contorno y terraza	bueno	51	67	76	80	
		pobre	68	79	86	89	
Pastizales o campo de animales		aceptable	49	69	79	84	
		bueno	39	61	74	80	
		pobre	47	67	81	88	
	en contorno	aceptable	25	59	75	83	
		bueno	6	35	70	79	
		pobre	30	58	71	78	
Vegas de ríos y praderas			bueno	30	58	71	78
Bosques		troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	pobre	45	66	77	83
		aceptable	36	60	73	79	
		bueno	25	55	70	77	
Haciendas				59	74	82	86
Calles y carreteras		pavimentados con cunetas y alcantarillados ¹ superficie dura	no disponible	95	95	95	95
				74	84	90	92
				76	85	89	91
				72	82	87	89
Áreas abiertas		césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	bueno (cubierto de pasto 75%+)	39	61	74	80
			aceptable (cubierto de pasto 50% - 75%)	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios		85% impermeables		89	92	94	95
Distritos industriales		72% impermeables		81	88	91	93
Residencial	1/8 acre o menos	65% impermeable		77	85	90	92
	1/4 acre	38% impermeable		61	75	83	87
	1/3 acre	30% impermeable		57	72	81	86
	1/2 acre	25% impermeable		54	70	80	85
	1 acre	20% impermeable		51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.				95	95	95	95

Para la cuenca del río Guadalquivir se utilizó la clasificación de texturas de suelo del proyecto ZONISIC Tarija, obteniendo los códigos de uso de suelo y la unidades de terreno de todo el departamento de Tarija.



El análisis se realizó utilizando la base de datos del proyecto ZONISIC, e identificando los códigos y unidades de vegetación que pertenecen a la cuenca del río Guadalquivir, como se muestra en la tabla 18.

Tabla 1: Grupo de suelo y números de curva de unidades de terreno cuenca Guadalquivir.

Grupo de Suelo	Área total (m2)	NC
A	151667235.4	48.5
B	774040776.2	60.1
C	90198740.45	73.9
D	5143367.355	79.8

Fuente: Elaboración propia.

Una vez asignados los grupos de suelo a cada unidad de vegetación e identificados los valores de número de curva (NC) ver tabla 4.3 , se calcula el valor ponderado por grupo de suelo que para la zona de estudio tiene el siguiente valor.

$$NC=60$$

La siguiente tabla muestra los valores máximos generados por el método del SCS.

Tabla 2: Valores de precipitación efectiva e intensidades para diferentes períodos de retorno

Período de retorno	P	S	Pe	Pe/P	I
T (años)	mm.	Pulg.	mm.		mm/hrs.
2	42.135	2.899	7.437	0.18	7.028
5	51.991	2.899	12.524	0.24	8.671
10	59.447	2.899	16.900	0.28	9.915
20	66.902	2.899	21.642	0.32	11.158
25	69.303	2.899	23.235	0.34	11.559
50	76.758	2.899	28.367	0.37	12.802
100	84.214	2.899	33.741	0.40	14.046
500	101.525	2.899	46.965	0.46	16.933
1000	108.981	2.899	52.921	0.49	18.177

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de los caudales máximos se obtienen a través del proceso de convolucion Ec. 50, que consiste en multiplicar las ordenadas del hietograma de precipitaciones máximas con las ordenadas de hidrograma unitario.

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \geq M} P_m \times U_{n-1+m} \text{ Ec.50}$$



Dónde:

Q_n = Caudal correspondiente a cada ordenada n en m^3/s .

n = número de ordenadas de caudales generados.

m = número de ordenadas del hietograma.

P = precipitación máxima en cada ordenada del hietograma en cm .

U = valor de las ordenadas del hidrograma unitario en m^3/s .

**Tabla 3: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno $T=2$ años
y una duración $D= 6$ horas.**

INTERVALO DE TIEMPO	LLUVIA BRUTA ACUMULADA mm	PRECIPITACION EFECTIVA mm	PRECIPITACION EFECTIVA PARCIAL mm	PE cm
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	26.774	10.041	10.041	1.004
0.999	30.756	11.534	1.493	0.149
1.499	33.354	12.508	0.974	0.097
1.999	35.329	13.249	0.741	0.074
2.498	36.941	13.854	0.605	0.060
2.998	38.313	14.368	0.514	0.051
3.497	39.513	14.818	0.450	0.045
3.997	40.582	15.219	0.401	0.040
4.497	41.550	15.582	0.363	0.036
4.996	42.434	15.914	0.332	0.033
5.496	43.251	16.220	0.306	0.031
5.996	44.010	16.505	0.285	0.028

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 4: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno $T=5$ años
y una duración de $D=6$ horas**

INTERVALO DE TIEMPO	LLUVIA BRUTA ACUMULADA mm	PRECIPITACION EFECTIVA mm	PRECIPITACION EFECTIVA PARCIAL mm	PE cm
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.50	33.086	14.744	14.744	1.474
1.00	38.006	16.936	2.192	0.219
1.50	41.217	18.367	1.431	0.143
2.00	43.658	19.455	1.088	0.109
2.50	45.650	20.343	0.888	0.089
3.00	47.346	21.098	0.755	0.076
3.50	48.828	21.759	0.661	0.066
4.00	50.150	22.348	0.589	0.059
4.50	51.345	22.880	0.533	0.053
5.00	52.438	23.368	0.487	0.049
5.50	53.448	23.817	0.450	0.045
6.00	54.386	24.235	0.418	0.042

Fuente: Elaboración propia.



**Tabla 5: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno T=10 años
y una duración D=6 horas**

INTERVALO DE	LLUVIA BRUTA	PRECIPITACION	PRECIPITACION	PE
TIEMPO	ACUMULADA mm	EFFECTIVA mm	EFFECTIVA PARCIAL mm	cm
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	37.861	18.534	18.534	1.853
0.999	43.491	21.290	2.756	0.276
1.499	47.165	23.088	1.798	0.180
1.999	49.958	24.456	1.367	0.137
2.498	52.238	25.572	1.116	0.112
2.998	54.178	26.522	0.950	0.095
3.497	55.875	27.352	0.830	0.083
3.997	57.387	28.092	0.740	0.074
4.497	58.755	28.762	0.670	0.067
4.996	60.006	29.374	0.613	0.061
5.496	61.161	29.940	0.565	0.057
5.996	62.235	30.465	0.526	0.053

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno T=20 años y una duración D=6 horas

INTERVALO DE	LLUVIA BRUTA	PRECIPITACION	PRECIPITACION	PE
TIEMPO	ACUMULADA mm	EFFECTIVA mm	EFFECTIVA PARCIAL mm	cm
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	42.636	22.474	22.474	2.247
0.999	48.976	25.816	3.342	0.334
1.499	53.113	27.996	2.181	0.218
1.999	56.259	29.654	1.658	0.166
2.498	58.827	31.008	1.353	0.135
2.998	61.011	32.159	1.152	0.115
3.497	62.921	33.166	1.007	0.101
3.997	64.625	34.064	0.898	0.090
4.497	66.165	34.876	0.812	0.081
4.996	67.574	35.618	0.743	0.074
5.496	68.874	36.304	0.685	0.069
5.996	70.083	36.941	0.637	0.064

Fuente: Elaboración propia.



Tabla 7: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno T=25 años y una duración de D=6 horas

INTERVALO DE TIEMPO	LLUVIA BRUTA ACUMULADA mm	PRECIPITACION EFECTIVA mm	PRECIPITACION EFECTIVA PARCIAL mm	PE cm
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	44.173	23.768	23.768	2.377
0.999	50.742	27.303	3.534	0.353
1.499	55.028	29.609	2.306	0.231
1.999	58.287	31.363	1.754	0.175
2.498	60.947	32.794	1.431	0.143
2.998	63.211	34.012	1.218	0.122
3.497	65.190	35.077	1.065	0.106
3.997	66.954	36.026	0.949	0.095
4.497	68.550	36.885	0.859	0.086
4.996	70.010	37.670	0.785	0.079
5.496	71.358	38.395	0.725	0.072
5.996	72.610	39.069	0.674	0.067

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno T=50 años y una duración de D=6 horas.

INTERVALO DE TIEMPO	LLUVIA BRUTA ACUMULADA mm	PRECIPITACION EFECTIVA mm	PRECIPITACION EFECTIVA PARCIAL mm	PE cm
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	48.948	27.859	27.859	2.786
0.999	56.227	32.001	4.143	0.414
1.499	60.977	34.705	2.703	0.270
1.999	64.588	36.760	2.055	0.206
2.498	67.536	38.438	1.678	0.168
2.998	70.044	39.865	1.427	0.143
3.497	72.237	41.113	1.248	0.125
3.997	74.192	42.226	1.113	0.111
4.497	75.960	43.233	1.007	0.101
4.996	77.578	44.153	0.921	0.092
5.496	79.071	45.003	0.850	0.085
5.996	80.459	45.793	0.790	0.079

Fuente: Elaboración propia.



Tabla 9: Hietograma de precipitaciones máximas para un período de retorno T=100 años y una duración de D=6 horas

INTERVALO DE TIEMPO	LLUVIA BRUTA ACUMULADA mm	PRECIPITACION EFECTIVA mm	PRECIPITACION EFECTIVA PARCIAL mm	PE cm
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	53.7	32.0	32.0	3.2
1.0	61.7	36.8	4.8	0.5
1.5	66.9	39.9	3.1	0.3
2.0	70.9	42.3	2.4	0.2
2.5	74.1	44.2	1.9	0.2
3.0	76.9	45.8	1.6	0.2
3.5	79.3	47.3	1.4	0.1
4.0	81.4	48.6	1.3	0.1
4.5	83.4	49.7	1.2	0.1
5.0	85.1	50.8	1.1	0.1
5.5	86.8	51.8	1.0	0.1
6.0	88.3	52.7	0.9	0.1

Fuente: Elaboración propia.

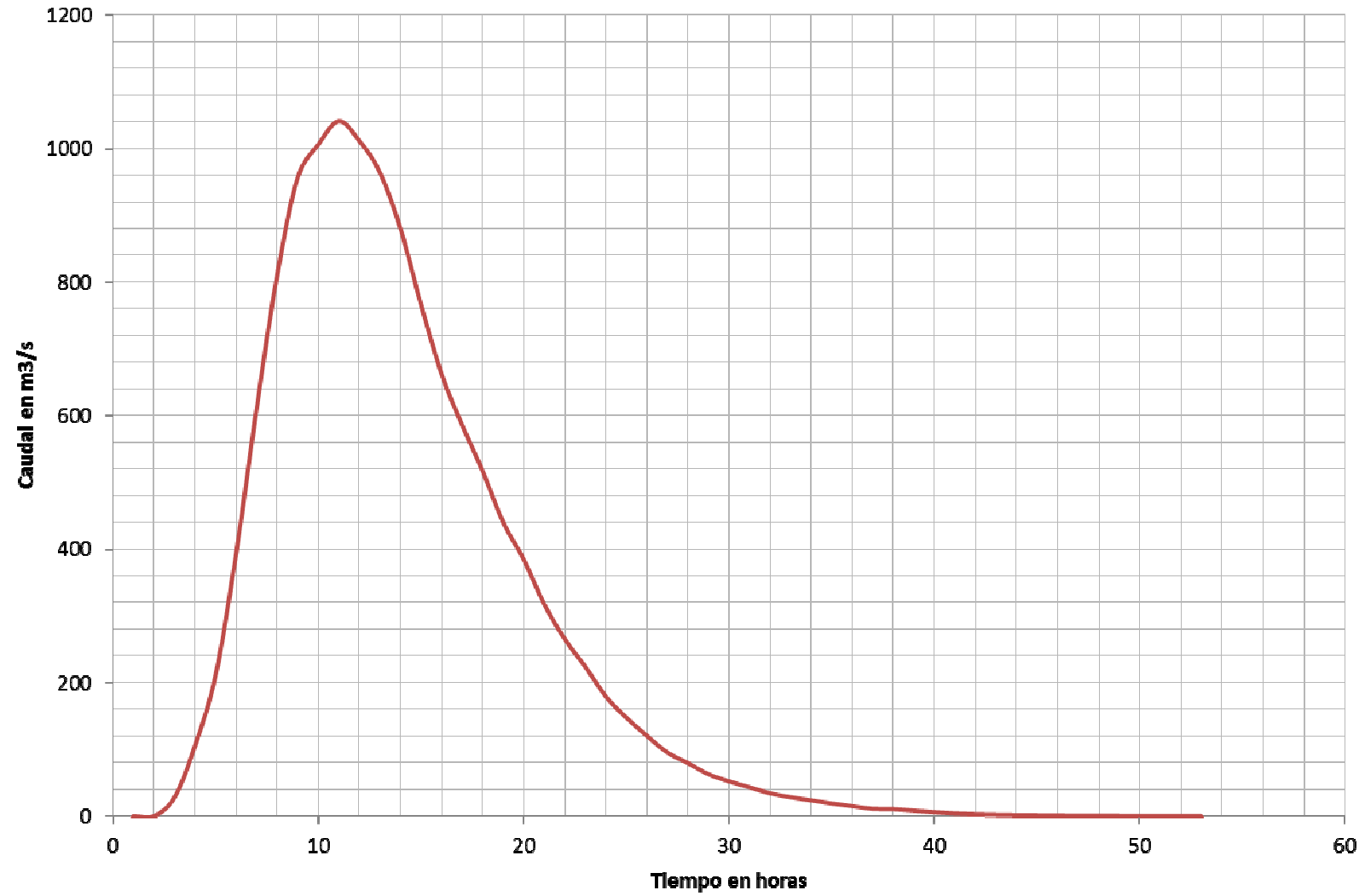
Tabla 10: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno

Período de retorno T (años)	Q m ³ /s
2	333.22
5	561.18
10	757.27
20	969.71
25	1041.11
50	1271.06
100	1511.86
500	1822.65
1000	2371.25

Fuente: Elaboración propia.

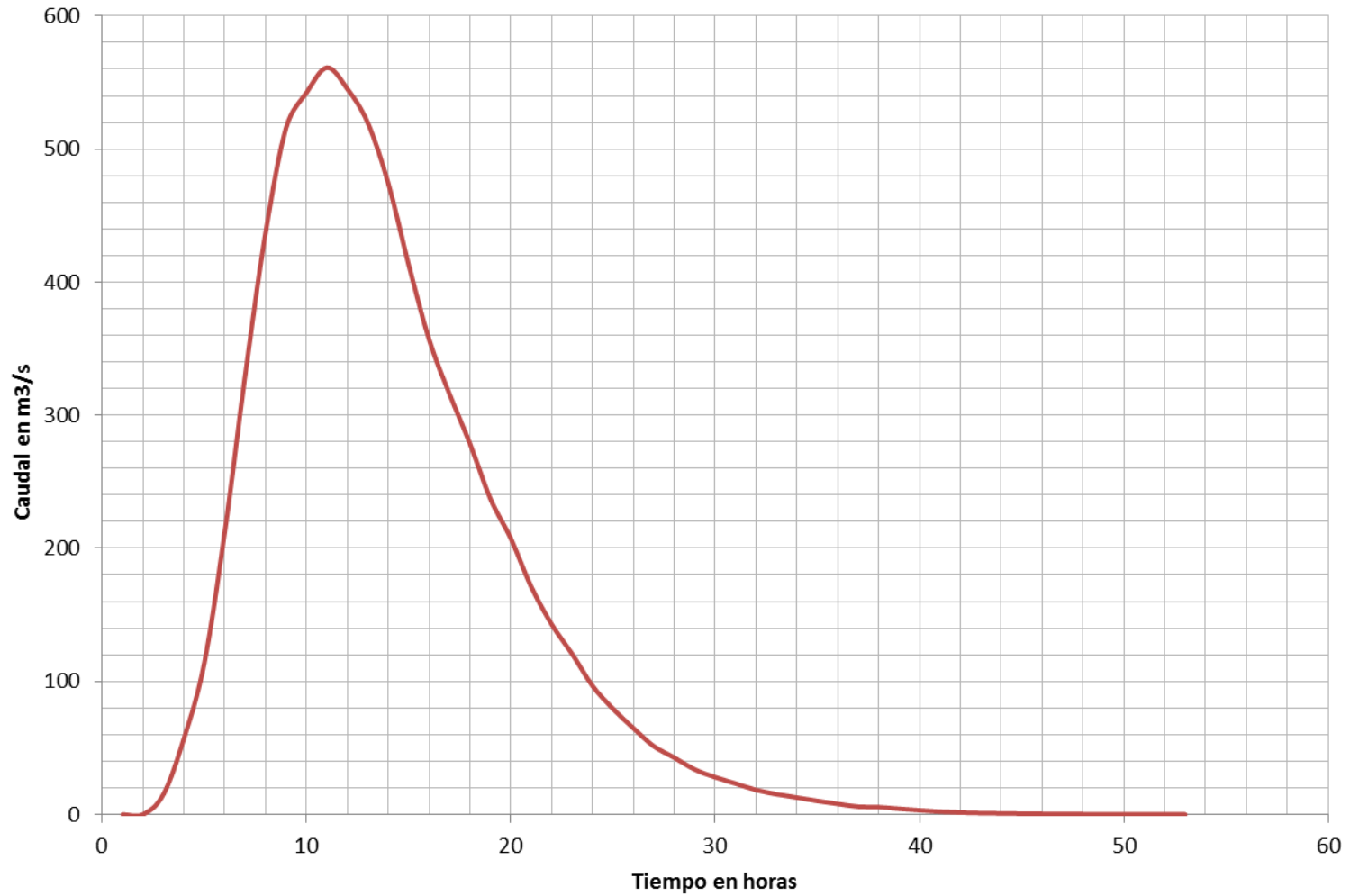


HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=2 AÑOS



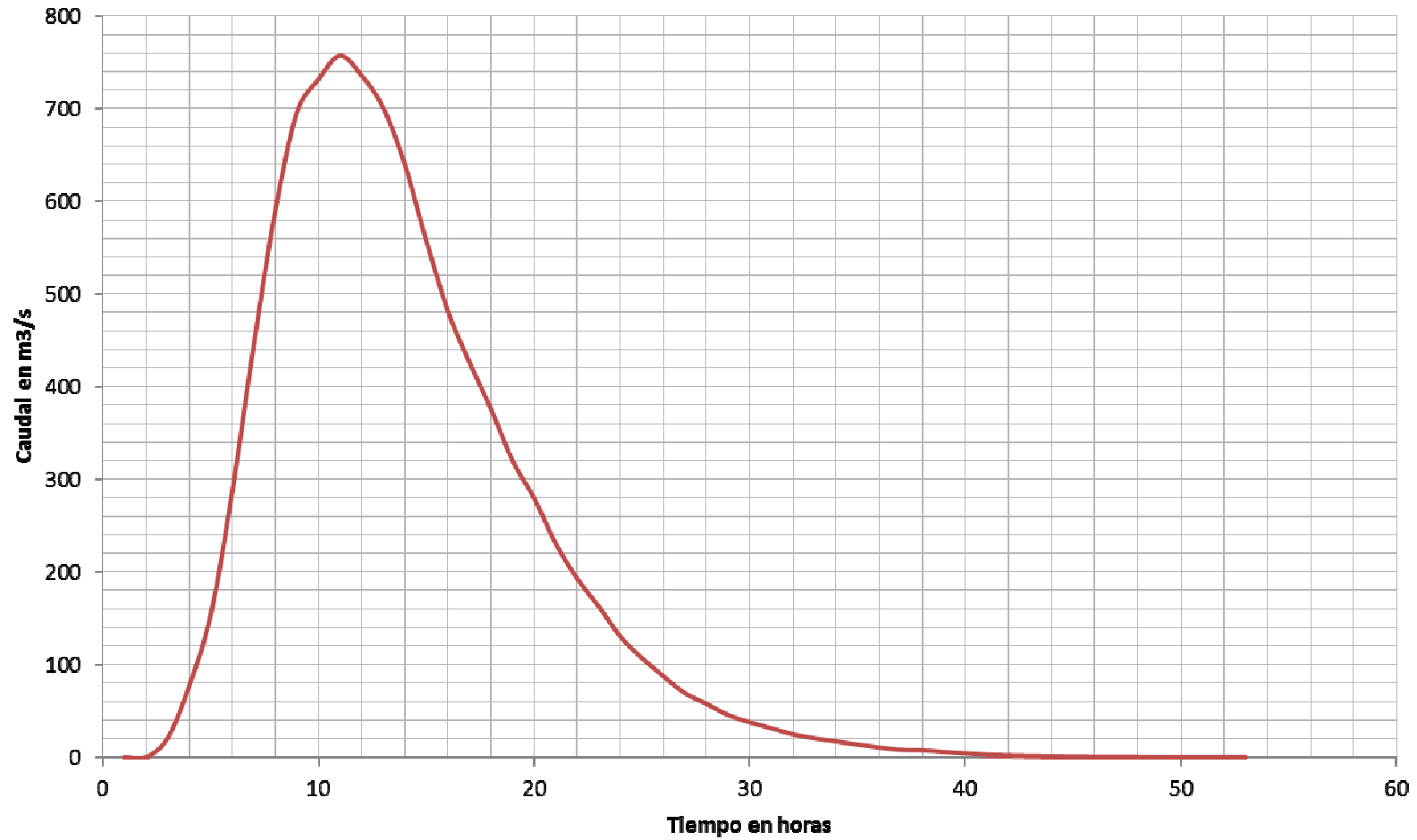


HIDROGRAMA CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=5 AÑOS



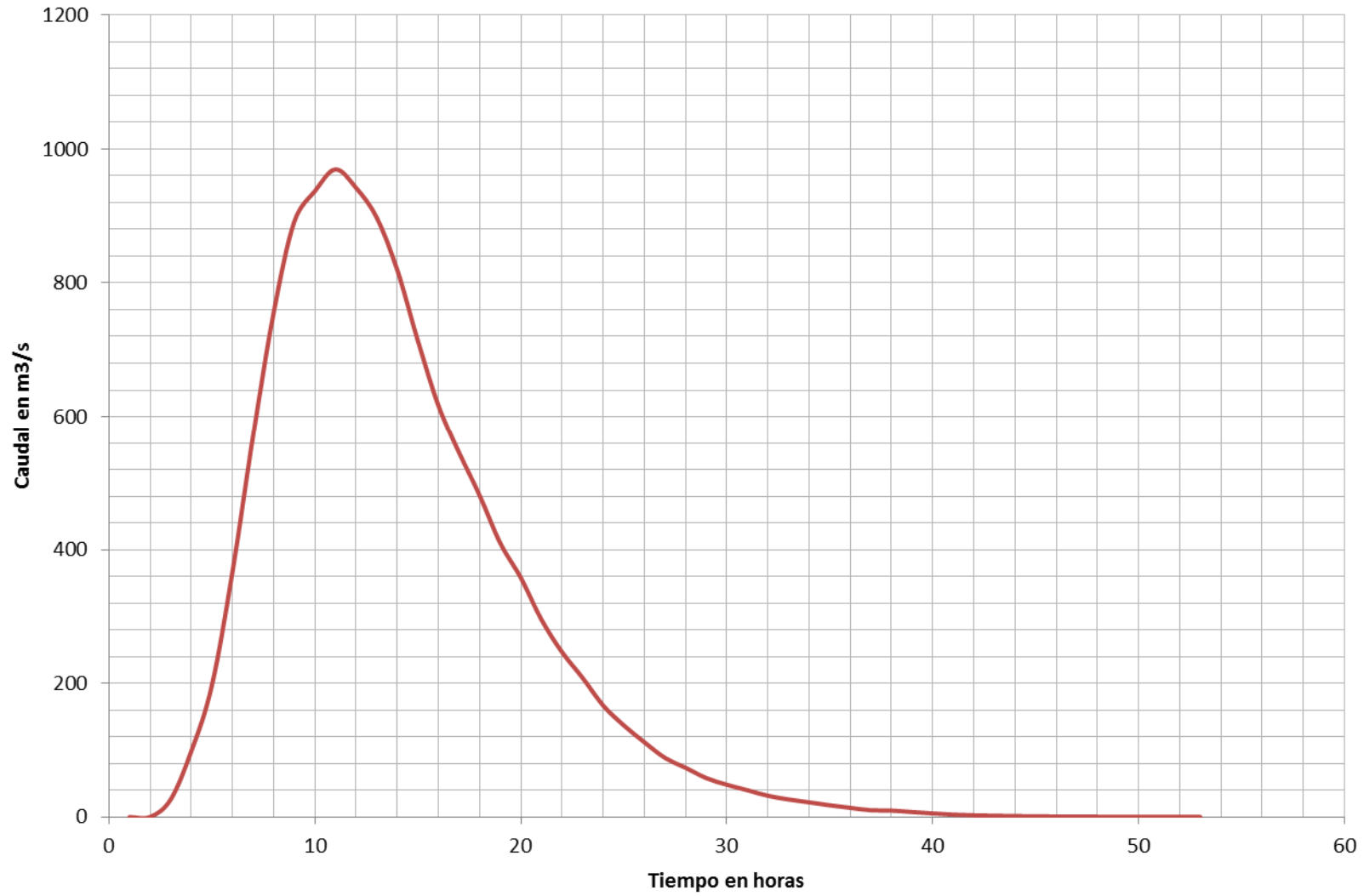


HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=10 AÑOS



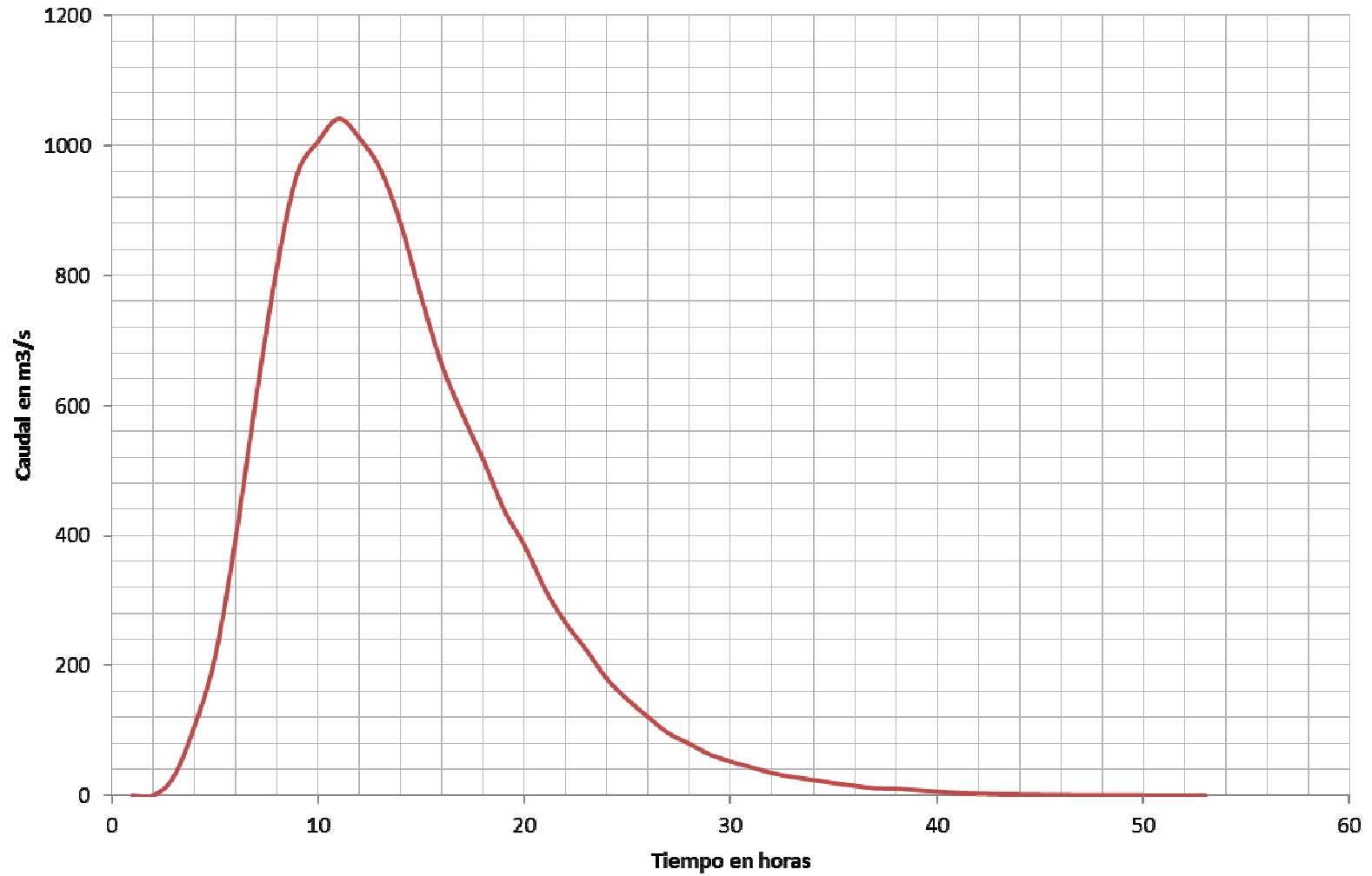


HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=20 AÑOS



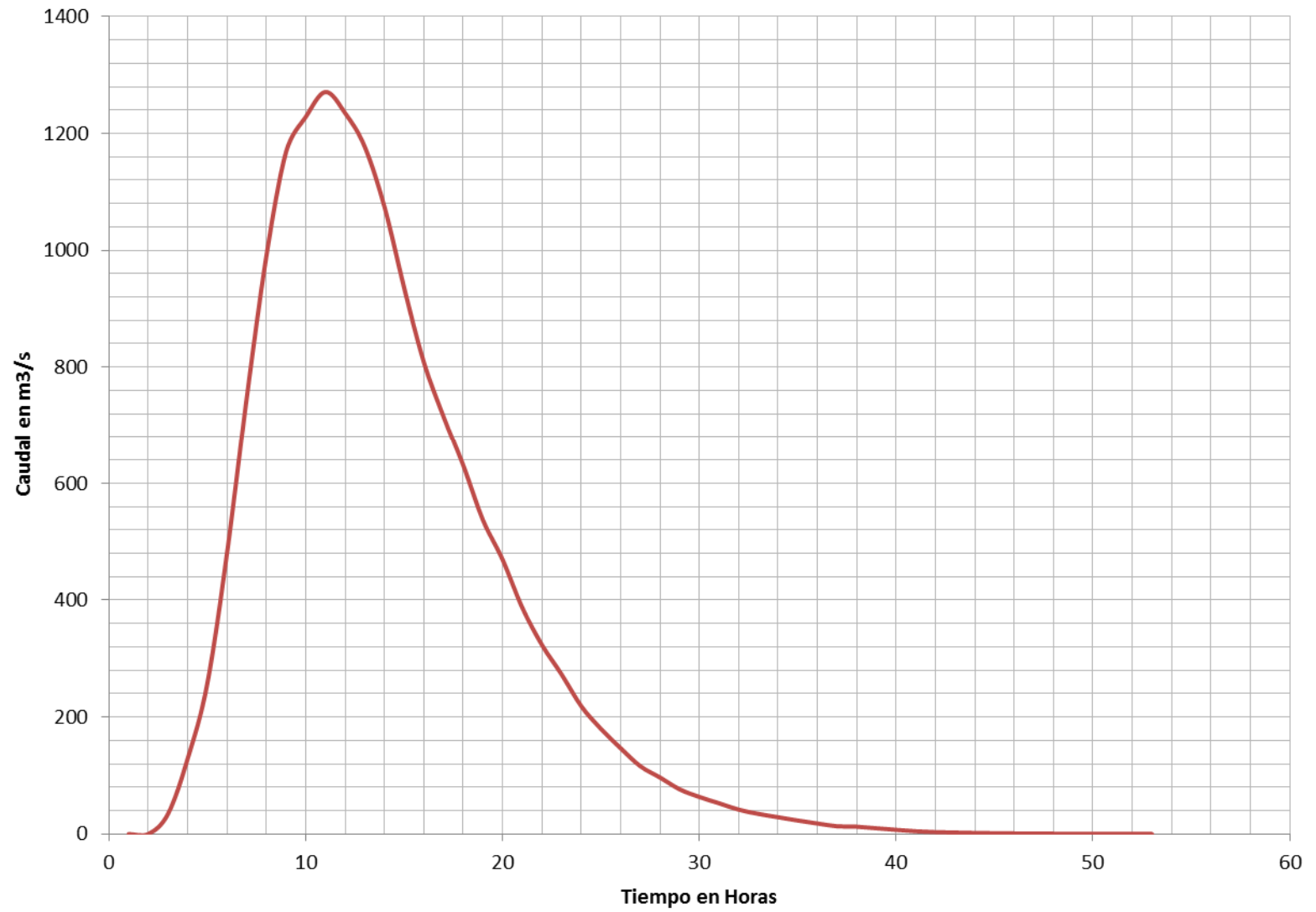


HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS



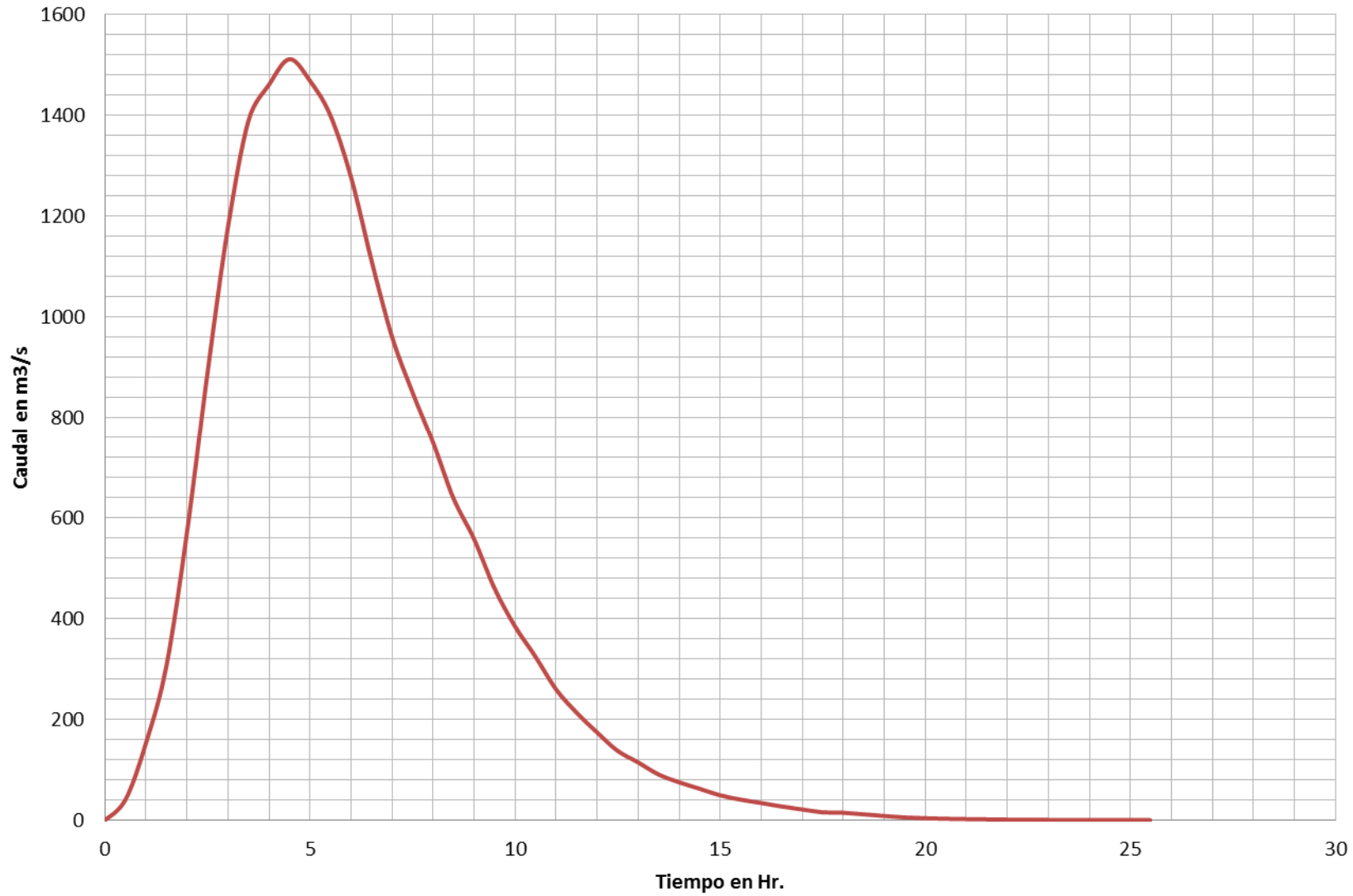


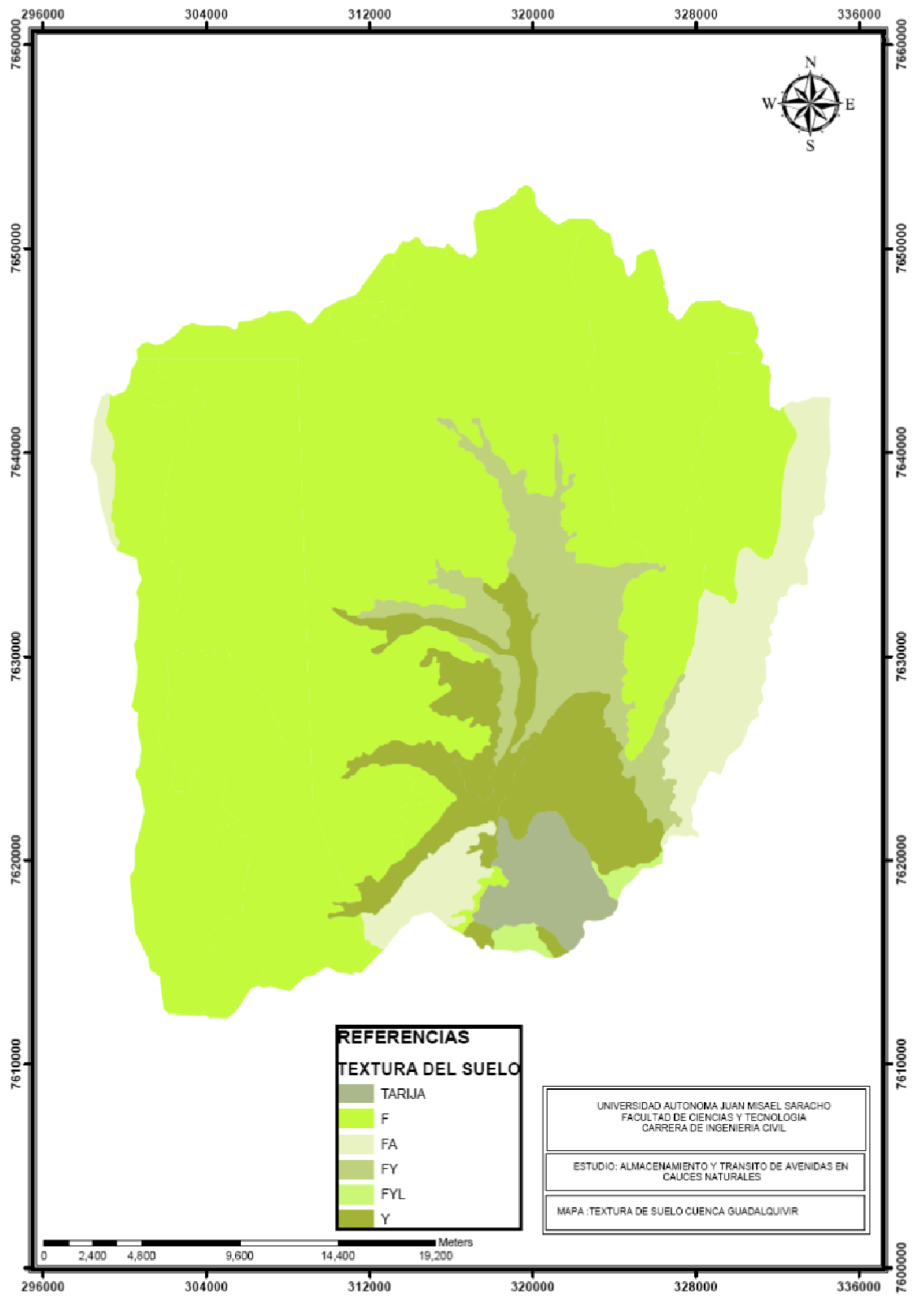
HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T=50 AÑOS

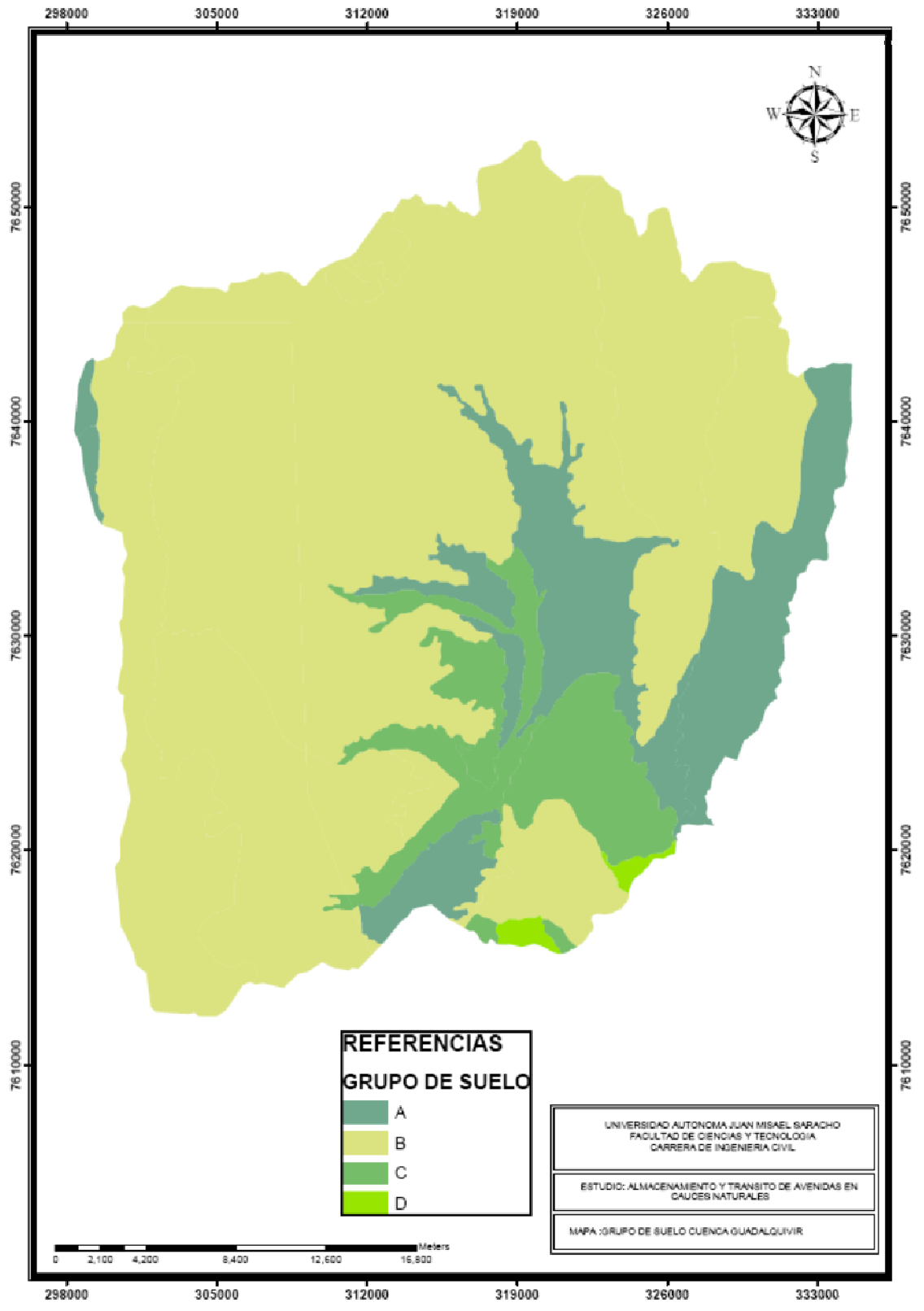


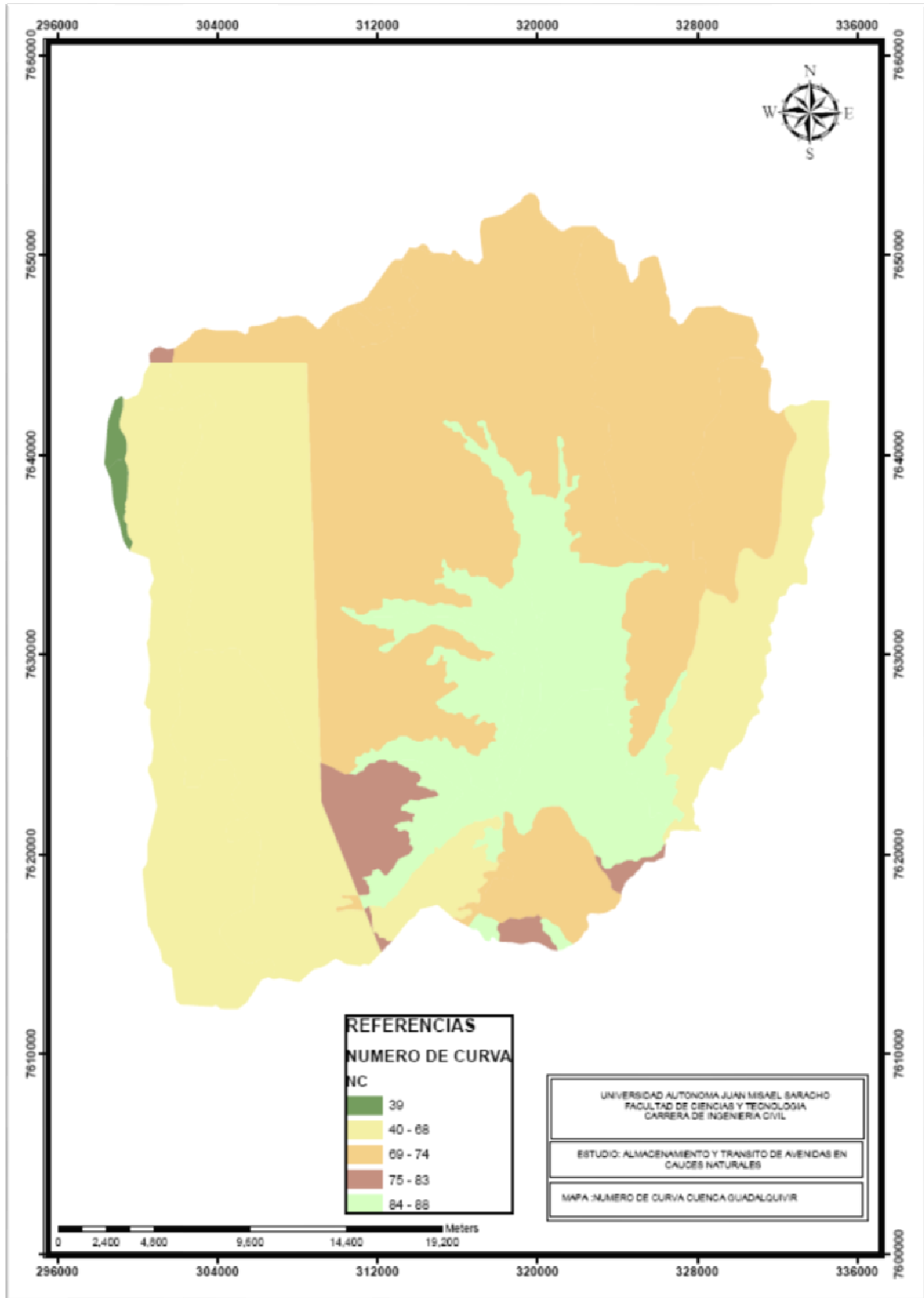


HIDROGRAMA DE CRECIDA PARA UN PERIODO DE RETORNO T= 100 AÑOS









CAPITULO V

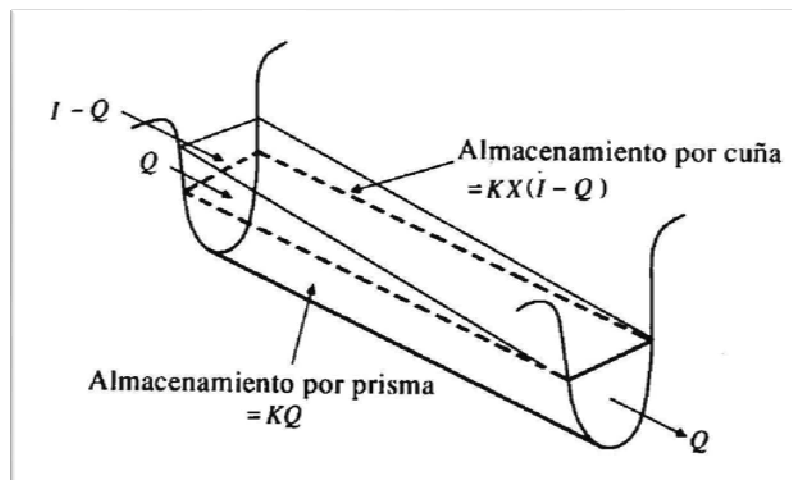
MODELO MUSKINGUM

5.1 Modelo Muskingum

El método de Muskingum fue presentado por McCarthy (1938) y maneja relaciones caudal-almacenamiento variable. Este método modela el almacenamiento en un cauce mediante la combinación de dos tipos de almacenamientos, tal como se muestra en la Figura 19:

- Un *almacenamiento prismático*, formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo del cauce prismático.
- Un *almacenamiento en cuña*, formado por la diferencia entre los caudales de entrada y salida, o bien, por la pendiente de la lámina de agua en el tramo considerado.

Figura 5: Almacenamiento por prisma y por cuña modelo de Muskingum



Durante el avance de la avenida el caudal de entrada es mayor que el de salida y se forma lo que se denomina *cuña positiva* y durante la recesión el caudal de entrada es menor al caudal de salida, formándose una *cuña negativa*.



El volumen de almacenamiento prismático es proporcional al caudal de salida, ya que se supone que el caudal de salida es proporcional al área de la sección del cauce:

$$S_p = KQ \quad \text{Ec. 51}$$

El valor de K se considera igual al tiempo de tránsito de la onda de avenida a través del tramo.

El volumen de almacenamiento por cuña es proporcional a la diferencia entre las entradas y las salidas:

$$S_c = KX(I - Q) \quad \text{Ec.52}$$

Donde X es un factor de ponderación tal que puede tomar valores entre 0 y 0,5, en función de la forma de almacenamiento en cuña. Cuando $X = 0$, no existe cuña, no hay curva de remanso y el almacenamiento en el cauce será tipo embalse: $S = KQ$. En este caso se produciría la máxima atenuación posible. Cuando $X = 0,5$; se dice que la cuña está completamente desarrollada y no existiría atenuación alguna del pico. En cauces naturales muy caudalosos y de baja pendiente, X suele ser próximo a 0 y será más cercano a 0,5 cuanto más pendiente y menos caudal tenga el cauce.

El almacenamiento total en el tramo de cauce considerado sería entonces:

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad \text{Ec.53}$$

Que puede reordenarse como:

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad \text{Ec.54}$$

Esta ecuación representa el modelo lineal de almacenamiento para la propagación de avenidas en cauces por el método de Muskingum. Si analizamos el volumen de almacenamiento en dos instantes, 1 y 2, al comienzo y al final de un intervalo de tiempo Δt , éstos pueden determinarse como:

$$S_1 = K[XI_1 + (1 - X)Q_1] \quad \text{Ec. 55}$$

$$S_2 = K[XI_2 + (1 - X)Q_2] \quad \text{Ec. 56}$$



La variación en el almacenamiento a través del tramo sería la diferencia entre ambas secciones de almacenamientos:

$$S_2 - S_1 = K \{ [XI_2 + (1 - X)Q_2] - [XI_1 + (1 - X)Q_1] \} \quad \text{Ec. 57}$$

Utilizando la ecuación de continuidad, la variación en el almacenamiento es igual a:

$$\frac{S^{j+1} - S^j}{\Delta t} = \frac{I^{j+1} + I^j}{2} - \frac{Q^{j+1} + Q^j}{2} \quad \text{Ec. 59}$$

$$K \frac{[XI + (1 - X)Q]^{j+1} - [XI + (1 - X)Q]^j}{\Delta t} = \frac{I^{j+1} + I^j}{2} - \frac{Q^{j+1} + Q^j}{2} \quad \text{Ec. 60}$$

Simplificando la ecuación y despejando Q^{j+1} para el intervalo Δt tenemos:

$$Q^{j+1} = C1I^j + C2I^{j+1} + C3Q^j \quad \text{Ec. 61}$$

Dónde:

Se puede demostrar que:

$$C1 = \frac{X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C2 = \frac{-X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}} \quad \text{Ec. 62}$$

$$C3 = \frac{(1 - X) - 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C1 + C2 + C3 = 1 \quad \text{Ec. 63}$$



5.2 Modelo Muskingum –Cunge

Uno de los métodos para el tránsito de hidrogramas es el de Muskingum – Cunge, el cual es una variación del método de Muskingum (Chow, 1994), hecha por Cunge la cual consiste en cambiar la base cinemática del método de Muskingum a un método análogo de tipo difusivo para tener la capacidad de predecir la atenuación de la onda del hidrograma.

El modelo se basa en la solución de la ecuación del modelo cinemático.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 64}$$
$$S_f = S_o - \frac{\partial y}{\partial x}$$

Combinando estas dos ecuaciones se produce la denominada ecuación difusión conectiva (Miller y Cunge 1975).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq \quad \text{Ec. 65}$$

Donde c es la celeridad de la onda y μ es la difusividad hidráulica.

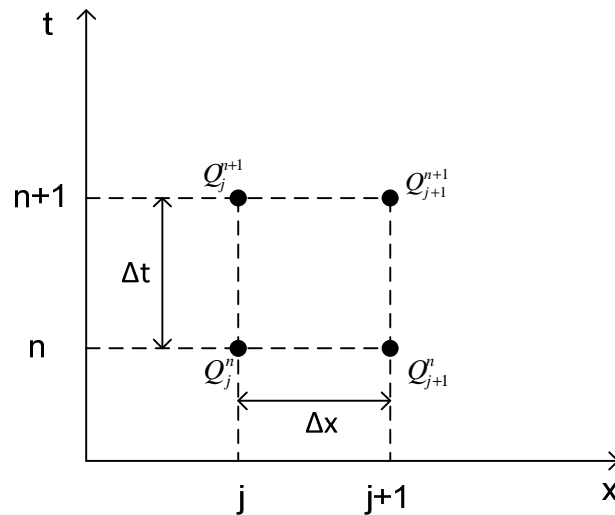
$$c = \frac{dQ}{dA} \quad \mu = \frac{Q}{2BS_o} \quad \text{Ec. 66}$$

Donde B es el ancho superior de la superficie de agua de la superficie de agua.

El método de Muskingum Cunge es más efectivo a ser utilizado con técnicas distributivas de tránsito de flujo.

La ecuación recursiva aplicable para cada Δx para cada Δt .

$$Q_{j+1}^{n+1} = C1Q_j^n + C2Q_j^{n+1} + C3Q_{j+1}^n \quad \text{Ec. 67}$$



Los coeficientes serán :

$$C1 = \frac{X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C2 = \frac{-X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}} \quad \text{Ec. 68}$$

$$C1 = \frac{(1-X) - 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

En el método de Muskingum Cunge las variables K y X son calculados mediante:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad \text{Ec. 69}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{cBS_0 \Delta X} \right) \quad \text{Ec. 70}$$

Sin embargo X tiene una restricción:

$$X < \frac{1}{2} \left[c\Delta t + \frac{Q_0}{cBS_0} \right] \quad \text{Ec. 71}$$

Donde :

$$Q_0 = Q_B + \frac{1}{2} (Q_{PICO} - Q_B) \quad \text{Ec. 72}$$



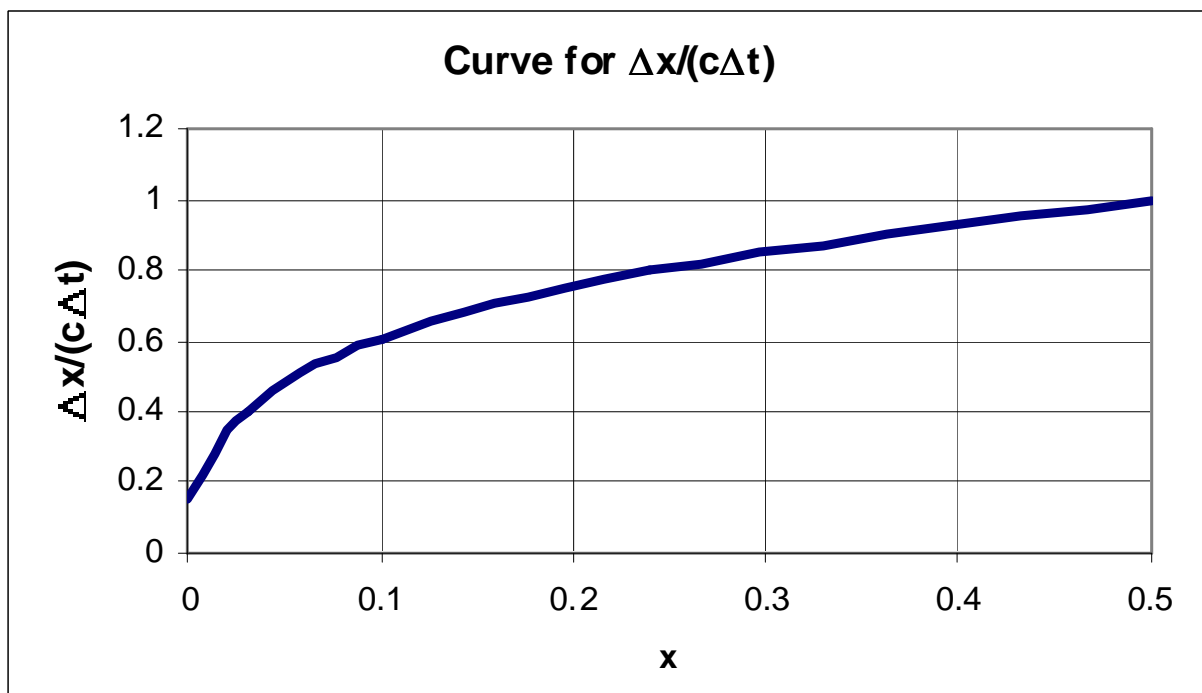
Q_B = caudal base en m^3/s .

Q_{PICO} =caudal pico en m^3/s .

Cunge demostró que para la estabilidad numérica del esquema de diferencias finitas empleado, se requiere que $0 < x < 0.5$. En cuanto al valor de K , a utilizar en el modelo, debe cumplir la condición de que sea menor o igual la tiempo medio de la propagación de la avenida en el tramo, es decir:

$$\tau = \frac{\Delta X}{C\Delta t} \quad \text{Ec. 73}$$

Figura 6: Estabilidad numérica método de Muskingum-Cunge.





CAPITULO VI

APLICACIÓN DEL MODELO

6.1 Modelo de Muskingum.

Para aplicar el modelo de propagación de Muskingum en el tramo Mira Flores – Colegio La Salle, descritos en el capítulo I se procederá a utilizar los datos iniciales de partida del modelo.

Período de tiempo $\Delta t = 0.5$ hrs.

El valor de la constante x asume un valor de 0.2, para el cálculo de la variable K se utiliza la expresión:

$$X \leq \frac{\Delta t}{2 \cdot K} \leq (1 - X) \quad \text{Ec. 74}$$

Donde

$$K = \frac{\Delta t}{2X} \quad \text{Ec. 75}$$

$$K = \frac{0.5}{2 \times 0.2} \quad \text{Ec. 76}$$

$$\mathbf{K=1.25 \text{ Hrs.}}$$

Calculo de las constantes $C1, C2$ y $C3$ para $X=0.2$, $K=1.25$ Hrs. y $\Delta t=0.5$ Hrs.

$$C1 = \frac{0.2 + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}} \quad C2 = \frac{-0.2 + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}} \quad C3 = \frac{(1 - 0.2) - 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}$$

$$\mathbf{C1=0.40, C2=0.00, C3=0.60}$$



Y finalmente se calcula el hidrograma de salida aguas abajo del tramo como:

$$Q^{j+1} = C1I^j + C2I^{j+1} + C3Q^j \quad \text{Ec. 77}$$

Los valores resultantes de los hidrogramas transitados para diferentes períodos de retorno se presentan en la tabla 28.

Tabla 11: Valores de hidrogramas transitados para diferentes períodos de retorno (T), parámetros de Muskingum k=1.25 horas x=0.2, Δt=0.5 horas.

j	t Hrs.	Tránsito para T= 25 años		Tránsito para T= 50 años		Tránsito para T= 100 años	
		Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s
1	0.50	28.18	0.00	34.40	0.00	40.92	0.00
2	1.00	105.64	11.27	128.97	13.76	153.41	24.55
3	1.50	211.32	49.02	258.00	59.85	306.88	101.86
4	2.00	393.93	113.94	480.93	139.11	572.04	224.87
5	2.50	612.20	225.93	747.42	275.84	889.02	433.18
6	3.00	811.50	380.44	990.74	464.47	1178.43	706.68
7	3.50	957.14	552.87	1168.54	674.98	1389.92	989.73
8	4.00	1006.09	714.58	1228.31	872.41	1461.01	1229.85
9	4.50	1041.11	831.18	1271.06	1014.77	1511.86	1368.54
10	5.00	1011.43	915.15	1234.82	1117.28	1468.76	1454.53
11	5.50	963.97	953.66	1176.88	1164.30	1399.84	1463.07
12	6.00	879.87	957.78	1074.21	1169.33	1277.71	1425.13
13	6.50	766.35	926.62	935.62	1131.28	1112.87	1336.68
14	6.99	662.14	862.51	808.39	1053.02	961.54	1202.39
15	7.49	585.78	782.36	715.17	955.17	850.65	1057.88
16	7.99	516.75	703.73	630.89	859.17	750.41	933.54
17	8.49	440.02	628.94	537.21	767.85	638.98	823.66
18	8.99	384.42	553.37	469.33	675.60	558.24	712.85
19	9.49	317.17	485.79	387.23	593.09	460.59	620.09
20	9.99	264.95	418.34	323.47	510.74	384.75	524.39
21	10.49	223.59	356.99	272.97	435.83	324.68	440.61
22	10.99	179.01	303.63	218.55	370.69	259.96	371.05
23	11.49	147.16	253.78	179.66	309.83	213.70	304.39
24	11.99	120.12	211.13	146.65	257.76	174.43	249.98
25	12.49	94.97	174.73	115.94	213.32	137.91	204.65
26	12.99	79.15	142.82	96.63	174.37	114.94	164.60
27	13.49	62.59	117.35	76.41	143.27	90.89	134.80
28	13.99	51.85	95.45	63.31	116.53	75.30	108.45
29	14.49	43.03	78.01	52.53	95.24	62.48	88.56



j	t Hrs.	Tránsito para T= 25 años		Tránsito para T= 50 años		Tránsito para T= 100 años	
		Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s
30	14.99	34.04	64.02	41.56	78.15	49.43	72.91
31	15.49	28.13	52.03	34.35	63.52	40.86	58.83
32	15.99	23.46	42.47	28.65	51.85	34.07	48.04
33	16.49	18.77	34.87	22.92	42.57	27.26	39.66
34	16.99	14.64	28.43	17.88	34.71	21.27	32.22
35	17.49	10.77	22.91	13.15	27.98	15.65	25.65
36	17.99	10.14	18.06	12.38	22.05	14.72	19.65
37	18.49	7.95	14.89	9.71	18.18	11.55	16.69
38	18.99	5.80	12.12	7.08	14.79	8.42	13.61
39	19.49	3.79	9.59	4.63	11.71	5.51	10.49
40	19.99	2.59	7.27	3.16	8.88	3.76	7.50
41	20.49	1.90	5.40	2.33	6.59	2.77	5.26
42	20.98	1.42	4.00	1.73	4.88	2.06	3.76
43	21.48	1.04	2.97	1.27	3.62	1.51	2.74
44	21.98	0.73	2.20	0.89	2.68	1.06	2.00
45	22.48	0.50	1.61	0.61	1.96	0.73	1.44
46	22.98	0.34	1.17	0.42	1.42	0.50	1.01
47	23.48	0.25	0.84	0.30	1.02	0.36	0.70
48	23.98	0.13	0.60	0.16	0.73	0.19	0.50
49	24.48	0.05	0.41	0.07	0.51	0.08	0.31
50	24.98	0.01	0.27	0.01	0.33	0.02	0.17
51	25.48	0.00	0.17	0.00	0.20	0.00	0.08

Fuente: Elaboración propia



Figura 7: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=25 años.

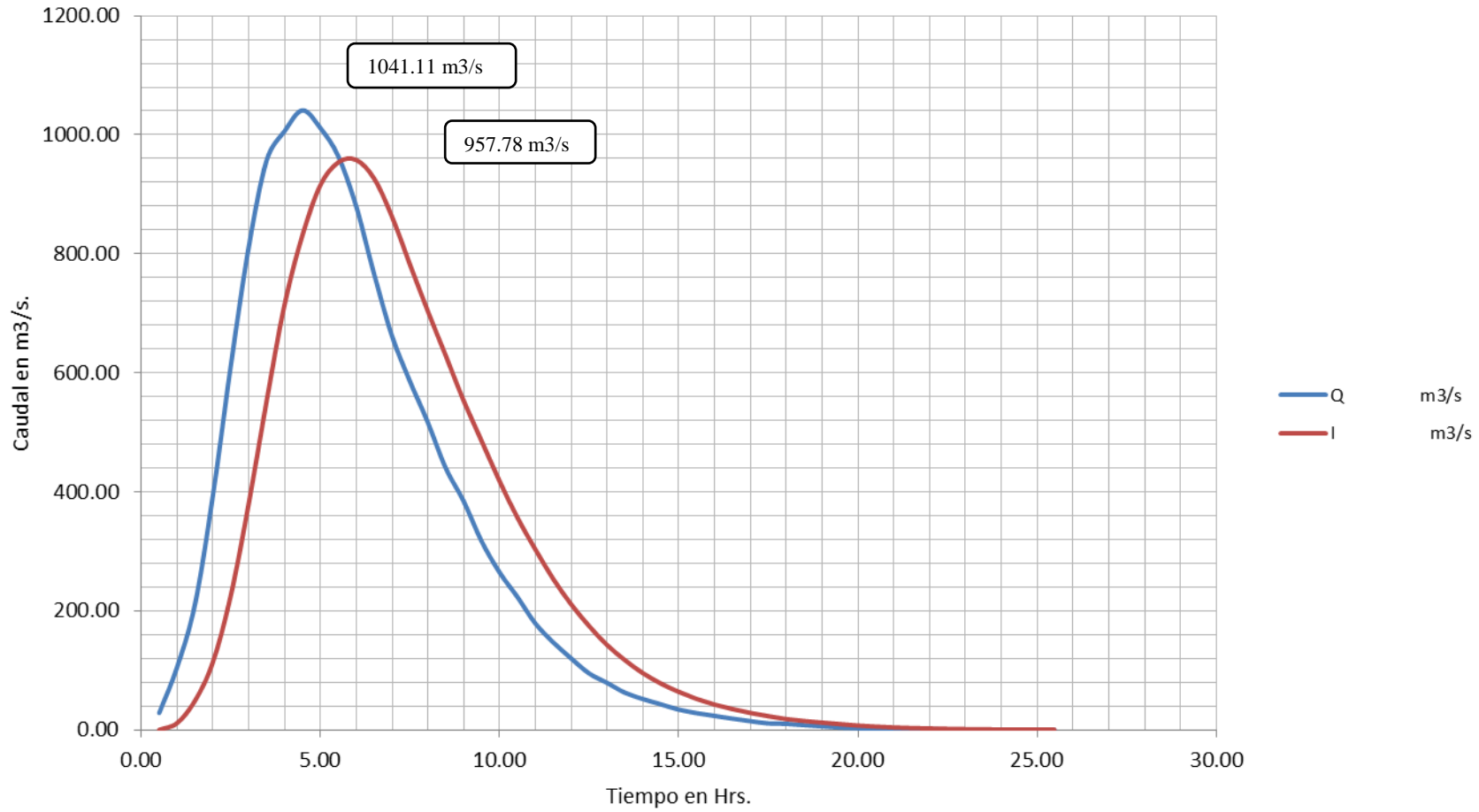




Figura 8: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=50 años.

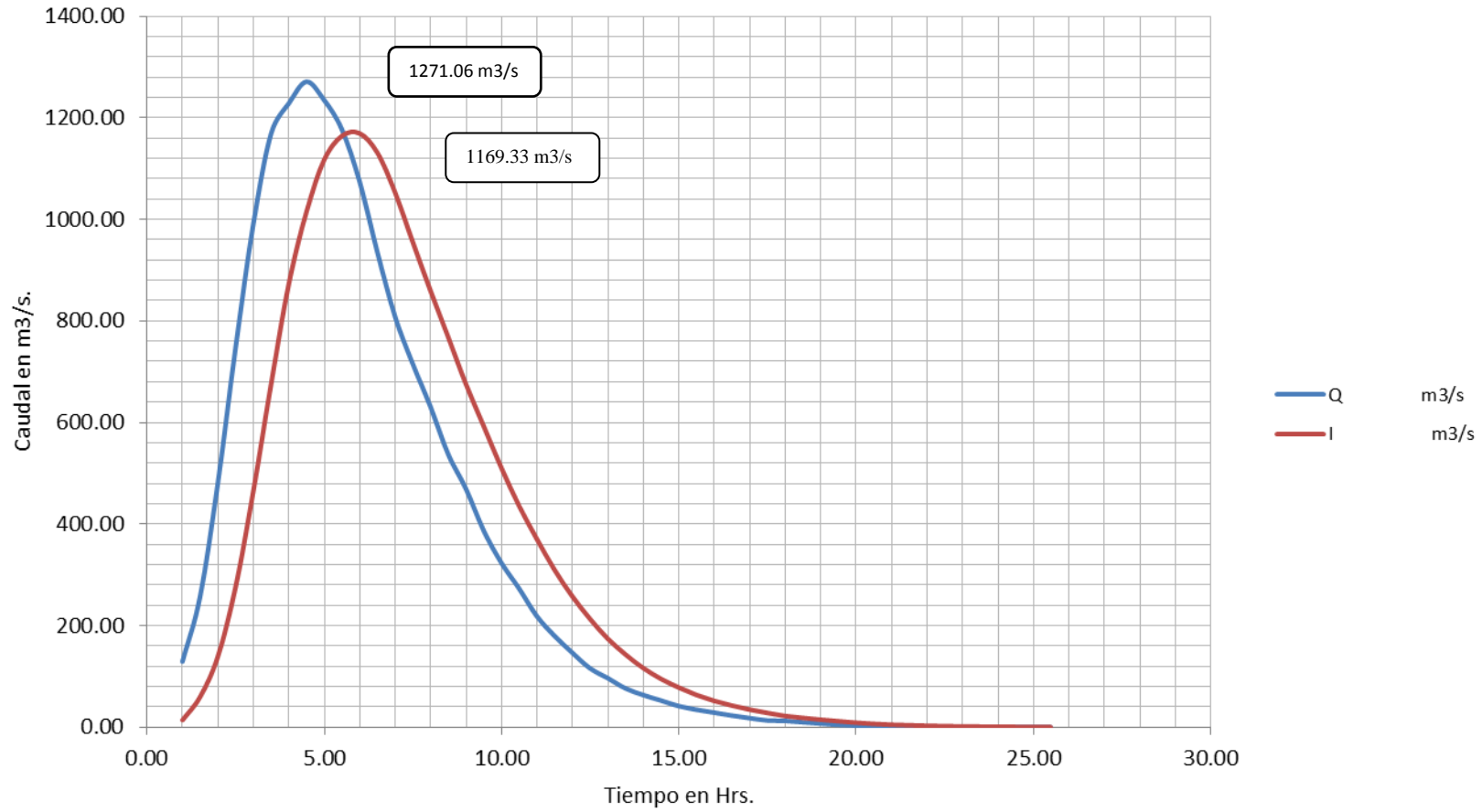
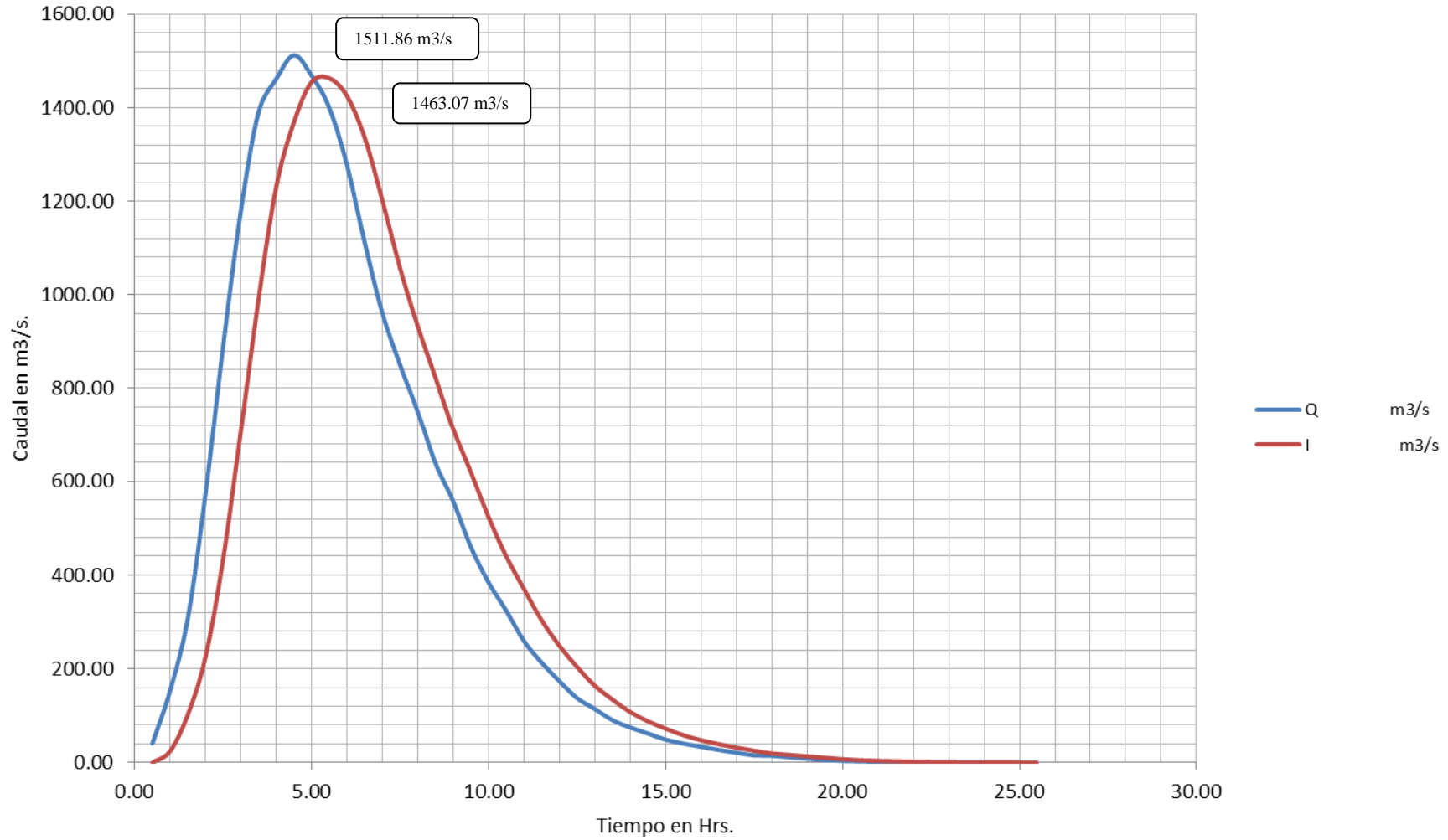




Figura 9: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=100 años.





6.2 Modelo de Muskingum Cunge

Para aplicar el modelo de Muskingum Cunge en los tramos de estudio se utilizan como datos iniciales:

Q_p = caudal de crecida para período de retorno seleccionado en m^3/s .

S_o =pendiente media del cauce en m/m.

n =rugosidad media de la sección transversal adimensional.

B = ancho superior de la sección transversal en m.

c = celeridad de la sección de inicio del tramo en m/s.

Δx = longitud parcial del tramo en m.

El método consiste en dividir la longitud total del tramo L en pequeños tramos Δx , donde los caudales transitados para cada tramo Δx_i se utilizan para transitar los caudales del tramo Δx_{i+1} , para efectos de cálculo se asume una longitud parcial de :

$$\Delta x = 600 \text{ m.}$$

A continuación se presenta el valor de pendiente media para el tramo seleccionado tomando como base de cálculo la topografía del río Guadalquivir.

$$S_o = 0.008742 \text{ m/m.}$$

La rugosidad calculada para el río Guadalquivir sector (Puente Bolívar – Colegio la Salle), calculada por el estudio Mitigación y Prevención de Inundaciones de la ciudad de Tarija, realizado por el INEBREH-CIH, tiene un valor de :

$$n = 0.060.00$$

Para determinar el ancho superior del tramo, se procedió a tomar como valor el ancho promedio de varias secciones los resultados son:



Tabla 12: Valores de anchos superiores secciones transversales

Sección	Ancho B en m
1	146
2	177
3	159
4	169
5	166
6	182
7	197
8	131
9	159

Fuente: Elaboración propia

Ancho superior promedio =165 m.

Para determinar la celeridad (c) de la onda de crecida se utiliza la siguiente ecuación:

$$c = \sqrt{9.81 \times \frac{A}{B}} \quad \text{Ec. 78}$$

Donde :

c= celeridad de la onda de crecida en m/s.

A= área de la sección transversal de inicio del tramo en m².

B= ancho superior de la sección transversal de inicio del tramo en m.

Los valores de c para los caudales de crecida en diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 30.

Tabla 13: Valores de celeridad para diferentes períodos de retorno T

Período de retorno T	Caudal en m ³ /s	Área en m ²	Ancho Sup. En m	Celeridad en m/s
25	1041.11	387.69	171.37	4.71
50	1271.06	437.85	168.62	5.05
100	1511.86	486.8	173.02	5.25

Fuente: Elaboración propia

El siguiente paso es determinar los parámetros X y K del método de MuskingumCunge, se tienen los siguientes resultados para diferentes períodos de retorno:



Tabla 14: Parámetros K y X del método de Muskingum Cunge.

Período de retorno T	K en Hrs.	X
25	2.12	0.37
50	1.98	0.35
100	1.90	0.33

Fuente: Elaboración propia

Determinados los coeficientes K y X, se procede a calcular el valor de estabilidad numérica recomendado por Cunge, mediante la gráfica presentada en la figura 15.

Tabla 15: Coeficiente de estabilidad numérica de Cunge.

Período de retorno T	Coefficiente de estabilidad numérica
25	0.86
50	0.85
100	0.82

Fuente: Elaboración propia

Calculado el coeficiente de estabilidad numérica (μ), se procede a determinar el valor de Δt a partir de la siguiente relación:

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{c \times \mu} \quad \text{Ec. 79}$$

Los resultados obtenidos para Δt en diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 6.6.

Tabla 16: Valores de Δt para diferentes períodos de retorno.

Período de retorno T	Δt en Hrs.
25	2.47
50	2.33
100	2.32

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores de K, X y Δt se procede a calcular las constantes C1, C2 y C3 del método de Muskingum Cunge.



Tabla 17: Valores de los coeficientes C1,C2 y C3 para el método de Muskingum Cunge.

Período de retorno T	C1	C2	C3	Prueba
25	0.79	0.17	0.04	1.00
50	0.76	0.19	0.05	1.00
100	0.74	0.22	0.04	1.00

Fuente: Elaboración propia.



Figura 10: Sección inicial Puente Bolívar tramo (Mira Flores-Colegio La Salle)

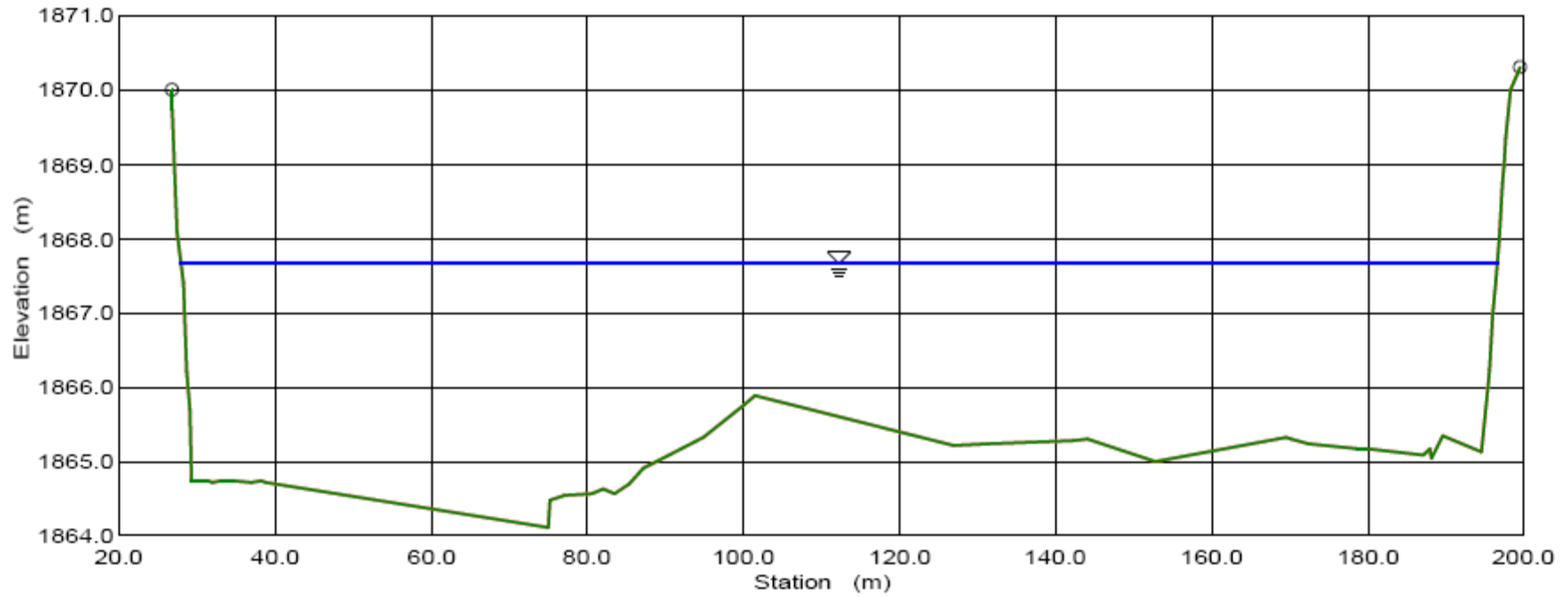




Tabla 18: Transito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno T=25 años

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=0$ m	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m
0.5	28.2	28.2	28.2	28.2	28.2
1.0	105.6	41.57	30.49	28.58	28.25
1.5	211.3	121.46	54.96	34.65	29.62
2.0	393.9	239.46	139.32	68.77	40.36
2.5	612.2	425.76	267.84	158.84	83.26
3.0	811.5	639.53	456.68	296.32	179.72
3.5	957.1	830.10	665.48	486.65	324.77
4.0	1006.1	960.74	846.39	689.92	515.60
4.5	1041.1	1010.41	964.95	860.90	712.81
5.0	1011.4	1034.80	1012.89	969.26	873.97
5.5	964.0	1004.11	1028.66	1013.95	973.34
6.0	879.9	950.96	995.86	1022.42	1013.86
6.5	766.4	862.96	937.46	986.78	1015.93
7.0	662.1	752.03	846.63	923.64	976.98
7.5	585.8	652.38	738.42	830.87	909.64
8.0	516.8	576.40	642.53	725.38	815.64
8.5	440.0	505.77	566.71	632.59	712.79
9.0	384.4	432.92	495.50	556.92	622.58
9.5	317.2	374.65	425.24	485.71	547.12
10.0	265.0	310.34	365.47	417.22	476.21
10.5	223.6	259.54	303.67	356.76	409.02
11.0	179.0	217.26	253.91	297.10	348.44
11.5	147.2	174.97	211.35	248.21	290.61
12.0	120.1	143.55	170.93	205.77	242.49
12.5	95.0	116.66	139.95	166.90	200.45
13.0	79.1	93.06	113.47	136.40	162.91
13.5	62.6	76.82	91.03	110.47	132.93
14.0	51.9	61.28	74.67	88.95	107.61
14.5	43.0	50.69	59.96	72.68	86.85
15.0	34.0	41.77	49.50	58.64	70.79
15.5	28.1	33.32	40.60	48.31	57.32
16.0	23.5	27.53	32.59	39.51	47.13
16.5	18.8	22.81	26.90	31.87	38.48
17.0	14.6	18.21	22.17	26.28	31.16
17.5	10.8	14.11	17.65	21.55	25.64
18.0	10.1	10.79	13.67	17.11	20.94
18.5	8.0	9.79	10.73	13.30	16.60
19.0	5.8	7.65	9.45	10.61	12.96
19.5	3.8	5.52	7.35	9.13	10.44
20.0	2.6	3.65	5.27	7.06	8.82



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=0$ m	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m
20.5	1.9	2.51	3.52	5.03	6.78
21.0	1.4	1.84	2.43	3.39	4.82
21.5	1.0	1.37	1.78	2.36	3.26
22.0	0.7	1.00	1.32	1.73	2.28
22.5	0.5	0.70	0.96	1.27	1.67
23.0	0.3	0.48	0.67	0.92	1.23
23.5	0.2	0.33	0.46	0.65	0.88
24.0	0.1	0.23	0.32	0.45	0.62
24.5	0.1	0.12	0.22	0.31	0.43
25.0	0.0	0.05	0.11	0.20	0.29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19: Transito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno T=50 años.

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
0.5	34.4	34.4	34.4	34.4	34.4
1.0	129.0	52.32	37.80	35.05	34.52
1.5	258.0	149.86	70.12	43.79	36.68
2.0	480.9	295.22	173.70	88.52	51.94
2.5	747.4	522.80	332.69	199.86	107.92
3.0	990.7	783.09	563.29	370.21	227.87
3.5	1168.5	1014.79	816.79	602.35	407.59
4.0	1228.3	1172.73	1035.52	848.27	639.90
4.5	1271.1	1233.83	1177.94	1053.81	877.54
5.0	1234.8	1262.47	1236.66	1183.30	1070.16
5.5	1176.9	1225.13	1254.20	1237.51	1188.32
6.0	1074.2	1159.67	1214.08	1245.82	1236.80
6.5	935.6	1051.92	1141.78	1201.85	1237.07
7.0	808.4	916.91	1030.51	1123.49	1188.64
7.5	715.2	795.77	899.23	1009.96	1105.00
8.0	630.9	702.94	782.98	882.35	990.19
8.5	537.2	616.48	690.28	770.03	866.08
9.0	469.3	528.03	603.15	677.47	756.95
9.5	387.2	456.50	517.96	590.46	664.68
10.0	323.5	378.36	444.55	507.42	578.17
10.5	273.0	316.45	369.71	433.29	496.66
11.0	218.6	264.68	309.11	361.18	422.57
11.5	179.7	213.32	257.01	301.66	352.75
12.0	146.6	174.97	208.09	249.82	294.21
12.5	115.9	142.14	170.29	202.86	242.98
13.0	96.6	113.50	138.02	165.69	197.68
13.5	76.4	93.58	110.86	134.16	161.20



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
14.0	63.3	74.73	90.81	108.15	130.49
14.5	52.5	61.79	73.02	88.25	105.41
15.0	41.6	50.88	60.25	71.31	85.83
15.5	34.3	40.63	49.37	58.70	69.59
16.0	28.6	33.56	39.69	47.97	57.17
16.5	22.9	27.79	32.75	38.76	46.65
17.0	17.9	22.19	26.96	31.93	37.84
17.5	13.2	17.18	21.46	26.15	31.11
18.0	12.4	13.19	16.63	20.76	25.36
18.5	9.7	11.91	13.11	16.15	20.10
19.0	7.1	9.31	11.47	12.94	15.73
19.5	4.6	6.72	8.92	11.06	12.71
20.0	3.2	4.45	6.39	8.54	10.66
20.5	2.3	3.06	4.28	6.09	8.17
21.0	1.7	2.25	2.96	4.11	5.81
21.5	1.3	1.67	2.17	2.87	3.96
22.0	0.9	1.21	1.60	2.10	2.77
22.5	0.6	0.85	1.16	1.54	2.02
23.0	0.4	0.59	0.82	1.12	1.48
23.5	0.3	0.41	0.56	0.78	1.07
24.0	0.2	0.28	0.39	0.54	0.75
24.5	0.1	0.15	0.26	0.37	0.52
25.0	0.0	0.06	0.14	0.24	0.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20: Tránsito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno $T=100$ años.

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
0.5	40.92	40.92	40.92	40.92	40.92
1.0	153.41	65.25	46.18	42.06	41.17
1.5	306.88	182.70	89.81	55.44	44.91
2.0	572.04	358.74	216.66	115.73	68.01
2.5	889.02	631.16	411.37	254.31	143.59
3.0	1178.43	940.20	688.28	464.32	294.84
3.5	1389.92	1213.63	988.19	743.24	517.14
4.0	1461.01	1397.49	1243.42	1032.55	795.81
4.5	1511.86	1469.20	1406.18	1269.29	1073.28
5.0	1468.76	1500.65	1473.21	1414.62	1292.05
5.5	1399.84	1455.26	1489.62	1474.16	1422.07
6.0	1277.71	1375.87	1439.61	1478.11	1472.71
6.5	1112.87	1246.40	1350.69	1422.08	1465.75



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
7.0	961.54	1086.05	1216.33	1324.79	1402.97
7.5	850.65	943.07	1060.89	1187.51	1298.56
8.0	750.41	833.06	924.49	1036.99	1159.87
8.5	638.98	729.97	814.81	905.75	1014.04
9.0	558.24	625.55	711.13	796.41	886.89
9.5	460.59	540.10	610.85	693.22	778.10
10.0	384.75	447.70	523.25	595.55	675.85
10.5	324.68	374.55	435.22	507.41	580.04
11.0	259.96	312.89	363.90	422.99	492.36
11.5	213.70	252.29	302.04	353.13	410.95
12.0	174.43	206.91	244.68	291.90	342.45
12.5	137.91	167.97	200.16	237.14	282.29
13.0	114.94	134.27	162.10	193.56	229.71
13.5	90.89	110.59	130.38	156.63	187.18
14.0	75.30	88.39	106.66	126.41	151.45
14.5	62.48	73.11	85.89	103.04	122.47
15.0	49.43	60.13	70.87	83.40	99.66
15.5	40.86	48.05	57.99	68.64	80.93
16.0	34.07	39.71	46.69	56.02	66.45
16.5	27.26	32.85	38.53	45.34	54.17
17.0	21.27	26.21	31.66	37.35	44.00
17.5	15.65	20.27	25.16	30.51	36.16
18.0	14.72	15.65	19.49	24.17	29.39
18.5	11.55	14.08	15.48	18.83	23.25
19.0	8.42	10.98	13.47	15.19	18.24
19.5	5.51	7.90	10.43	12.89	14.83
20.0	3.76	5.24	7.44	9.89	12.33
20.5	2.77	3.61	4.98	7.01	9.38
21.0	2.06	2.65	3.46	4.74	6.63
21.5	1.51	1.97	2.54	3.32	4.52
22.0	1.06	1.43	1.88	2.43	3.18
22.5	0.73	1.00	1.36	1.79	2.32
23.0	0.50	0.69	0.95	1.29	1.70
23.5	0.36	0.48	0.66	0.90	1.22
24.0	0.19	0.33	0.45	0.62	0.86
24.5	0.08	0.17	0.30	0.43	0.59
25.0	0.02	0.07	0.16	0.28	0.40

Fuente: Elaboración propia.



Figura 11: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno $T=25$ años.

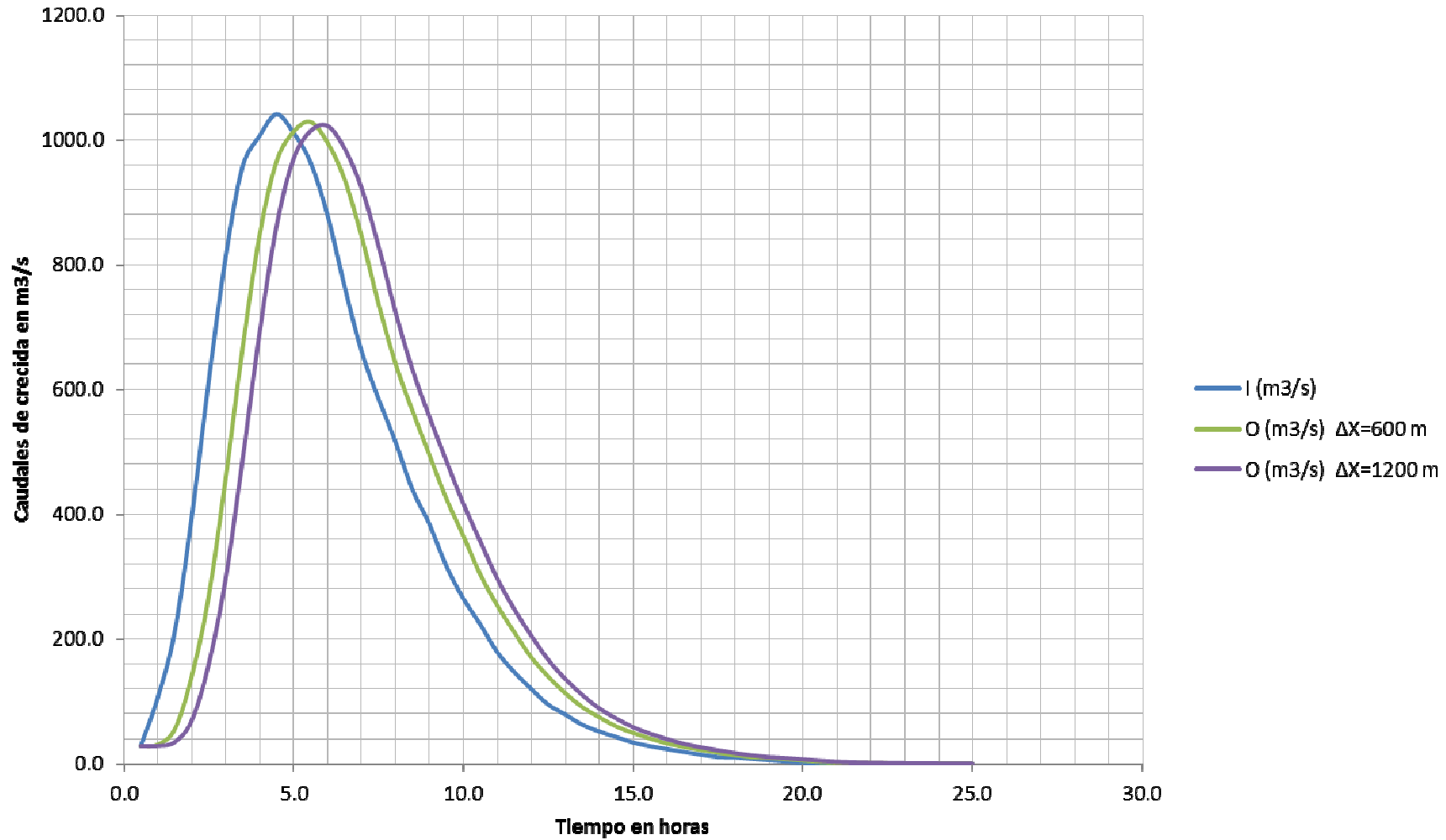




Figura 12: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno $T=50$ años.

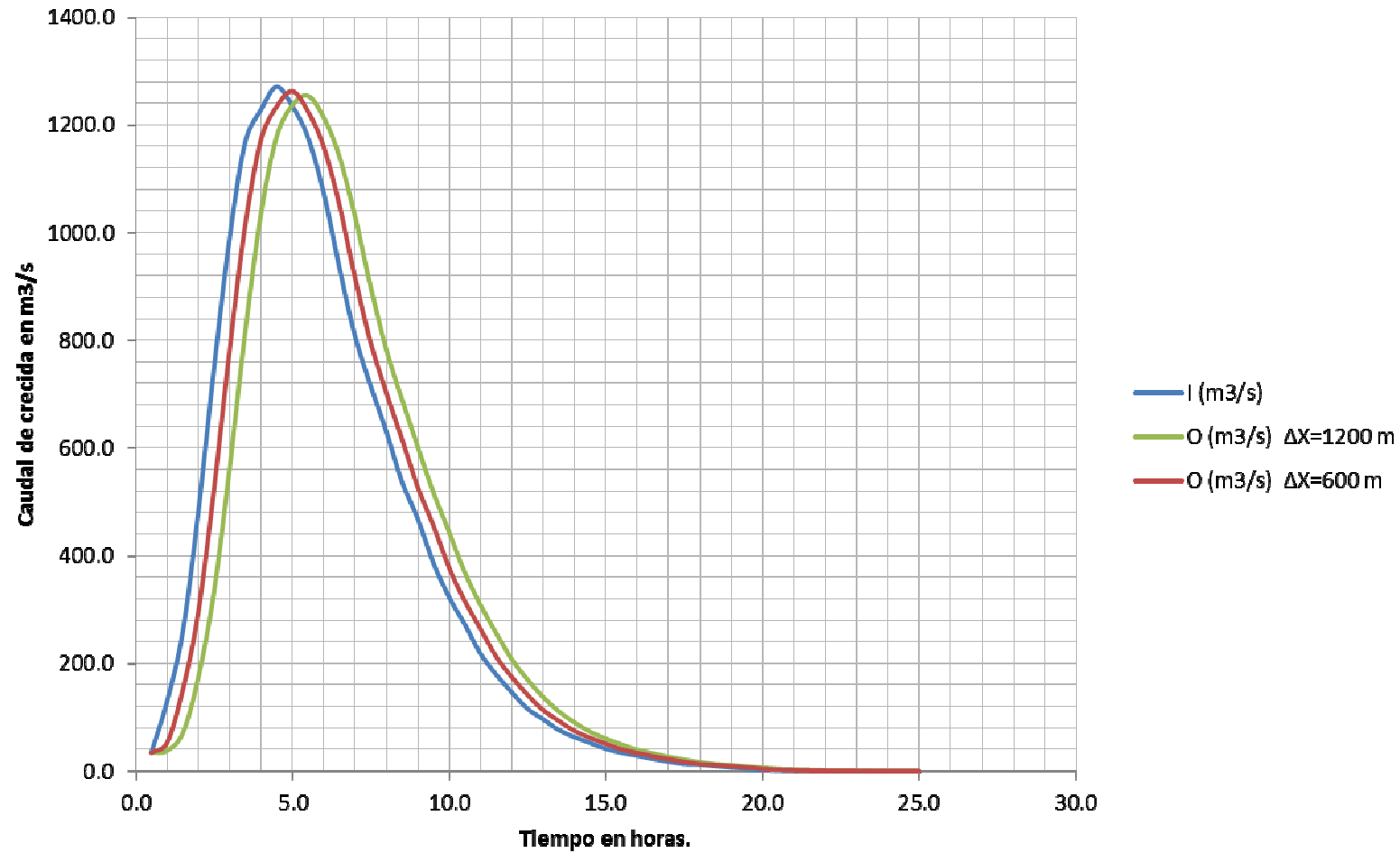
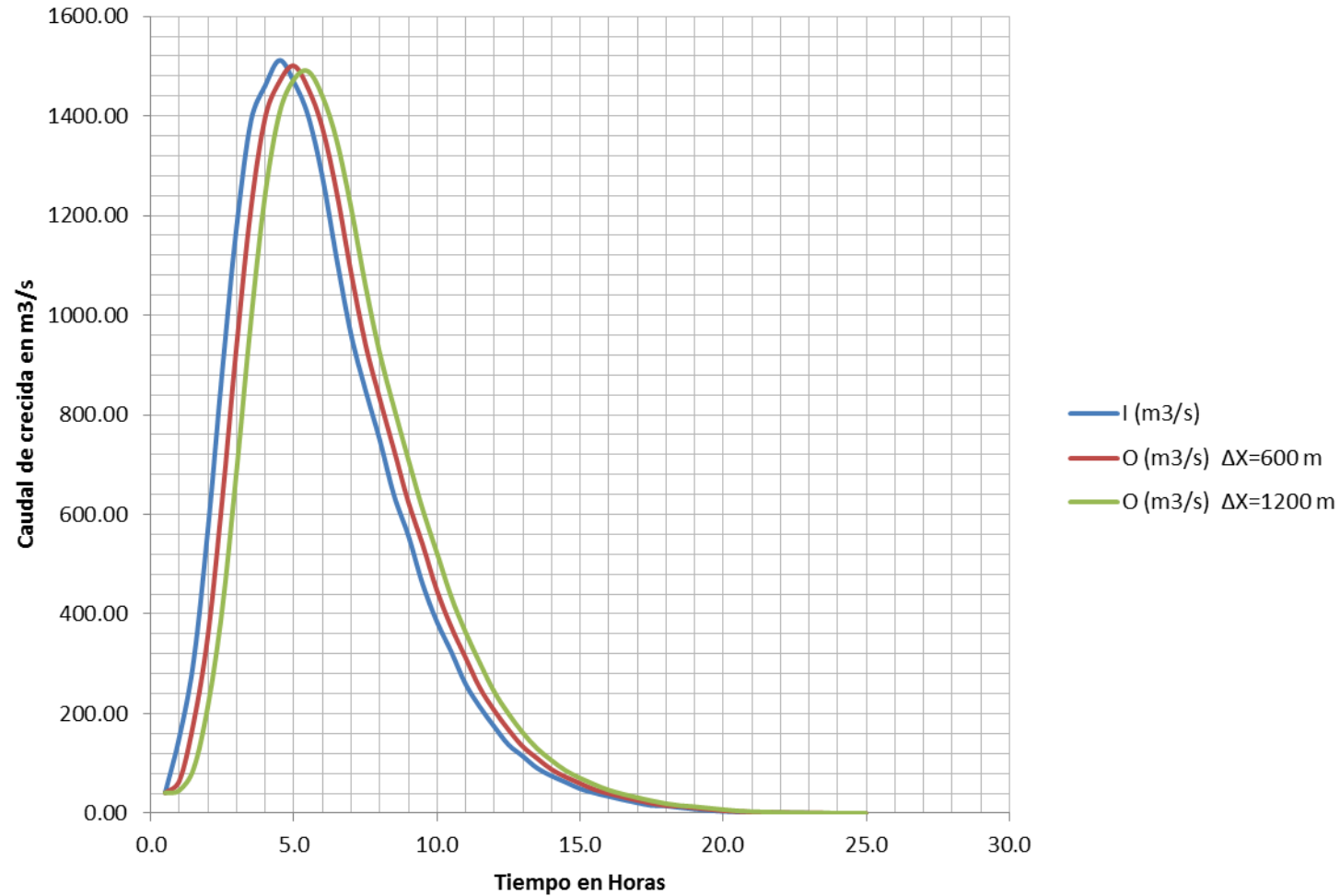




Figura 13: Hidrograma de entrada y salida para un período de retorno $T=100$ años.





CAPITULO VII

7.1 Conclusiones.

- Los parámetros del método de Muskingum (x, K), están relacionados a una base matemática del modelo y no así a una condición física.
- El tránsito de avenidas en cauces nos permite conocer los efectos de una avenida de crecida y calcular los valores de los hidrogramas transitados, por medio del método de Muskingum.
- El método de Muskingum Cunge , nos permite transitar hidrogramas de crecida a longitudes aguas abajo tomando como bases de cálculo las ecuaciones de la onda cinemática simplificada , teniendo una gran diferencia en el cálculo de los parámetros (k, x) , ya que éstos adquieren un significado físico.
- Para el tramo transitado del río Guadalquivir los parámetros de Muskingum (x, k), son estimados y finalmente calculados por el método de Muskingum Cunge.

7.2 Recomendaciones.

- El método lineal de Muskingum se debe tomar mucho cuidado en la selección de la variable x ya que ésta origina valores negativos y distorsionados , es por eso que se tomó para este presente estudio un valor dentro de los rangos establecidos como $0 < x < 0.5$.
- Los parámetros de tránsito dependerán en gran medida de los métodos utilizados para el cálculo de caudales máximos de crecida , muchas experiencias en tránsito de ríos recomiendan utilizar como método de cálculo de caudales máximos el recomendado por el CSC.

CAPITULO V

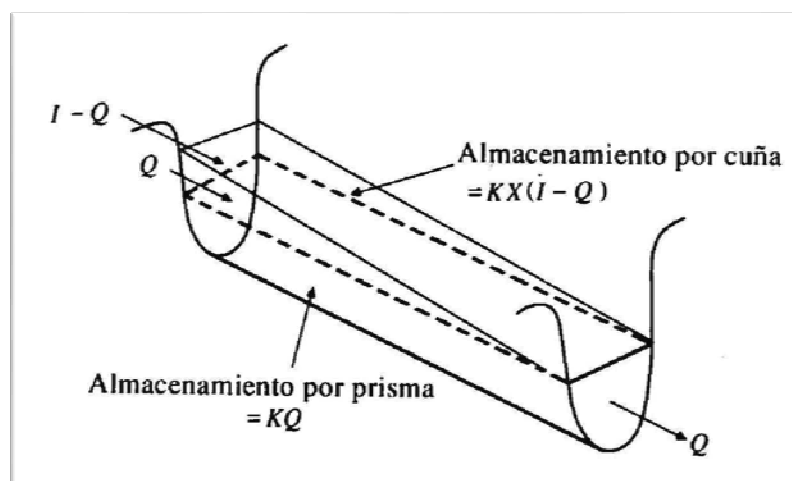
MODELO MUSKINGUM

5.1 Modelo Muskingum

El método de Muskingum fue presentado por McCarthy (1938) y maneja relaciones caudal-almacenamiento variable. Este método modela el almacenamiento en un cauce mediante la combinación de dos tipos de almacenamientos, tal como se muestra en la Figura 19:

- Un *almacenamiento prismático*, formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo del cauce prismático.
- Un *almacenamiento en cuña*, formado por la diferencia entre los caudales de entrada y salida, o bien, por la pendiente de la lámina de agua en el tramo considerado.

Figura 1: Almacenamiento por prisma y por cuña modelo de Muskingum



Durante el avance de la avenida el caudal de entrada es mayor que el de salida y se forma lo que se denomina *cuña positiva* y durante la recesión el caudal de entrada es menor al caudal de salida, formándose una *cuña negativa*.



El volumen de almacenamiento prismático es proporcional al caudal de salida, ya que se supone que el caudal de salida es proporcional al área de la sección del cauce:

$$S_p = KQ \quad \text{Ec. 51}$$

El valor de K se considera igual al tiempo de tránsito de la onda de avenida a través del tramo.

El volumen de almacenamiento por cuña es proporcional a la diferencia entre las entradas y las salidas:

$$S_c = KX(I - Q) \quad \text{Ec.52}$$

Donde X es un factor de ponderación tal que puede tomar valores entre 0 y 0,5, en función de la forma de almacenamiento en cuña. Cuando $X = 0$, no existe cuña, no hay curva de remanso y el almacenamiento en el cauce será tipo embalse: $S = KQ$. En este caso se produciría la máxima atenuación posible. Cuando $X = 0,5$; se dice que la cuña está completamente desarrollada y no existiría atenuación alguna del pico. En cauces naturales muy caudalosos y de baja pendiente, X suele ser próximo a 0 y será más cercano a 0,5 cuanto más pendiente y menos caudal tenga el cauce.

El almacenamiento total en el tramo de cauce considerado sería entonces:

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad \text{Ec.53}$$

Que puede reordenarse como:

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad \text{Ec.54}$$

Esta ecuación representa el modelo lineal de almacenamiento para la propagación de avenidas en cauces por el método de Muskingum. Si analizamos el volumen de almacenamiento en dos instantes, 1 y 2, al comienzo y al final de un intervalo de tiempo Δt , éstos pueden determinarse como:

$$S_1 = K[XI_1 + (1 - X)Q_1] \quad \text{Ec. 55}$$

$$S_2 = K[XI_2 + (1 - X)Q_2] \quad \text{Ec. 56}$$



La variación en el almacenamiento a través del tramo sería la diferencia entre ambas secciones de almacenamientos:

$$S_2 - S_1 = K \{ [XI_2 + (1 - X)Q_2] - [XI_1 + (1 - X)Q_1] \} \quad \text{Ec. 57}$$

Utilizando la ecuación de continuidad, la variación en el almacenamiento es igual a:

$$\frac{S^{j+1} - S^j}{\Delta t} = \frac{I^{j+1} + I^j}{2} - \frac{Q^{j+1} + Q^j}{2} \quad \text{Ec. 59}$$

$$K \frac{[XI + (1 - X)Q]^{j+1} - [XI + (1 - X)Q]^j}{\Delta t} = \frac{I^{j+1} + I^j}{2} - \frac{Q^{j+1} + Q^j}{2} \quad \text{Ec. 60}$$

Simplificando la ecuación y despejando Q^{j+1} para el intervalo Δt tenemos:

$$Q^{j+1} = C1I^j + C2I^{j+1} + C3Q^j \quad \text{Ec. 61}$$

Dónde:

Se puede demostrar que:

$$C1 = \frac{X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C2 = \frac{-X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}} \quad \text{Ec. 62}$$

$$C3 = \frac{(1 - X) - 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1 - X) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C1 + C2 + C3 = 1 \quad \text{Ec. 63}$$



5.2 Modelo Muskingum –Cunge

Uno de los métodos para el tránsito de hidrogramas es el de Muskingum – Cunge, el cual es una variación del método de Muskingum (Chow, 1994), hecha por Cunge la cual consiste en cambiar la base cinemática del método de Muskingum a un método análogo de tipo difusivo para tener la capacidad de predecir la atenuación de la onda del hidrograma.

El modelo se basa en la solución de la ecuación del modelo cinemático.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 64}$$
$$S_f = S_o - \frac{\partial y}{\partial x}$$

Combinando estas dos ecuaciones se produce la denominada ecuación difusión conectiva (Miller y Cunge 1975).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq \quad \text{Ec. 65}$$

Donde c es la celeridad de la onda y μ es la difusividad hidráulica.

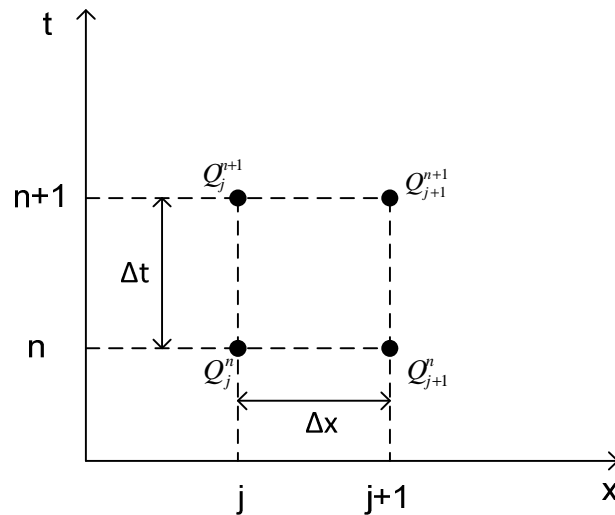
$$c = \frac{dQ}{dA} \quad \mu = \frac{Q}{2BS_o} \quad \text{Ec. 66}$$

Donde B es el ancho superior de la superficie de agua de la superficie de agua.

El método de Muskingum Cunge es más efectivo a ser utilizado con técnicas distributivas de tránsito de flujo.

La ecuación recursiva aplicable para cada Δx para cada Δt .

$$Q_{j+1}^{n+1} = C1Q_j^n + C2Q_j^{n+1} + C3Q_{j+1}^n \quad \text{Ec. 67}$$



Los coeficientes serán :

$$C1 = \frac{X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C2 = \frac{-X + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}} \quad \text{Ec. 68}$$

$$C1 = \frac{(1-X) - 0.5 \frac{\Delta t}{K}}{(1-x) + 0.5 \frac{\Delta t}{K}}$$

En el método de Muskingum Cunge las variables K y X son calculados mediante:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad \text{Ec. 69}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{cBS_0 \Delta X} \right) \quad \text{Ec. 70}$$

Sin embargo X tiene una restricción:

$$X < \frac{1}{2} \left[c\Delta t + \frac{Q_0}{cBS_0} \right] \quad \text{Ec. 71}$$

Donde :

$$Q_0 = Q_B + \frac{1}{2} (Q_{PICO} - Q_B) \quad \text{Ec. 72}$$



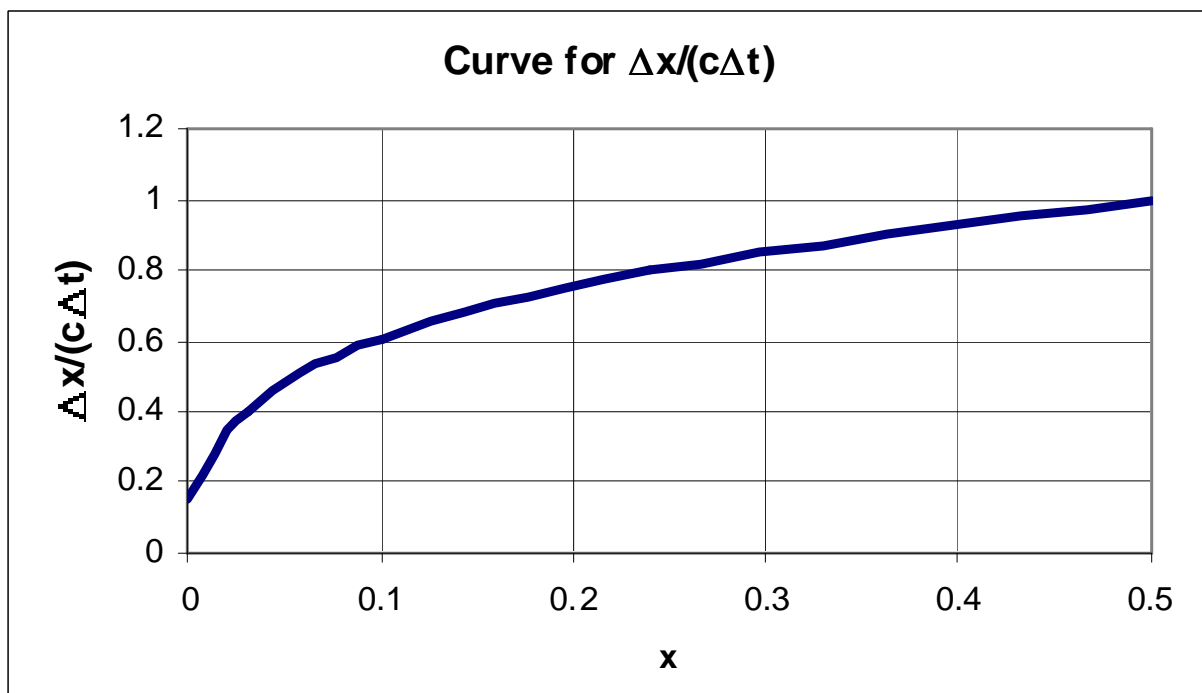
Q_B = caudal base en m^3/s .

Q_{PICO} =caudal pico en m^3/s .

Cunge demostró que para la estabilidad numérica del esquema de diferencias finitas empleado, se requiere que $0 < x < 0.5$. En cuanto al valor de K , a utilizar en el modelo, debe cumplir la condición de que sea menor o igual la tiempo medio de la propagación de la avenida en el tramo, es decir:

$$\tau = \frac{\Delta X}{C\Delta t} \quad \text{Ec. 73}$$

Figura 2: Estabilidad numérica método de Muskingum-Cunge.







CAPITULO VI

APLICACIÓN DEL MODELO

6.1 Modelo de Muskingum.

Para aplicar el modelo de propagación de Muskingum en el tramo Mira Flores – Colegio La Salle, descritos en el capítulo I se procederá a utilizar los datos iniciales de partida del modelo.

Período de tiempo $\Delta t = 0.5$ hrs.

El valor de la constante x asume un valor de 0.2, para el cálculo de la variable K se utiliza la expresión:

$$X \leq \frac{\Delta t}{2 \cdot K} \leq (1 - X) \quad \text{Ec. 74}$$

Donde

$$K = \frac{\Delta t}{2X} \quad \text{Ec. 75}$$

$$K = \frac{0.5}{2 \times 0.2} \quad \text{Ec. 76}$$

$$\mathbf{K=1.25 \text{ Hrs.}}$$

Calculo de las constantes $C1, C2$ y $C3$ para $X=0.2$, $K=1.25$ Hrs. y $\Delta t=0.5$ Hrs.

$$C1 = \frac{0.2 + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}} \quad C2 = \frac{-0.2 + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}} \quad C3 = \frac{(1 - 0.2) - 0.5 \frac{0.5}{1.25}}{(1 - 0.2) + 0.5 \frac{0.5}{1.25}}$$

$$\mathbf{C1=0.40, C2=0.00, C3=0.60}$$



Y finalmente se calcula el hidrograma de salida aguas abajo del tramo como:

$$Q^{j+1} = C1I^j + C2I^{j+1} + C3Q^j \quad \text{Ec. 77}$$

Los valores resultantes de los hidrogramas transitados para diferentes períodos de retorno se presentan en la tabla 28.

Tabla 1: Valores de hidrogramas transitados para diferentes períodos de retorno (T), parámetros de Muskingum k=1.25 horas x=0.2, Δt=0.5 horas.

j	t Hrs.	Tránsito para T= 25 años		Tránsito para T= 50 años		Tránsito para T= 100 años	
		Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s
1	0.50	28.18	0.00	34.40	0.00	40.92	0.00
2	1.00	105.64	11.27	128.97	13.76	153.41	24.55
3	1.50	211.32	49.02	258.00	59.85	306.88	101.86
4	2.00	393.93	113.94	480.93	139.11	572.04	224.87
5	2.50	612.20	225.93	747.42	275.84	889.02	433.18
6	3.00	811.50	380.44	990.74	464.47	1178.43	706.68
7	3.50	957.14	552.87	1168.54	674.98	1389.92	989.73
8	4.00	1006.09	714.58	1228.31	872.41	1461.01	1229.85
9	4.50	1041.11	831.18	1271.06	1014.77	1511.86	1368.54
10	5.00	1011.43	915.15	1234.82	1117.28	1468.76	1454.53
11	5.50	963.97	953.66	1176.88	1164.30	1399.84	1463.07
12	6.00	879.87	957.78	1074.21	1169.33	1277.71	1425.13
13	6.50	766.35	926.62	935.62	1131.28	1112.87	1336.68
14	6.99	662.14	862.51	808.39	1053.02	961.54	1202.39
15	7.49	585.78	782.36	715.17	955.17	850.65	1057.88
16	7.99	516.75	703.73	630.89	859.17	750.41	933.54
17	8.49	440.02	628.94	537.21	767.85	638.98	823.66
18	8.99	384.42	553.37	469.33	675.60	558.24	712.85
19	9.49	317.17	485.79	387.23	593.09	460.59	620.09
20	9.99	264.95	418.34	323.47	510.74	384.75	524.39
21	10.49	223.59	356.99	272.97	435.83	324.68	440.61
22	10.99	179.01	303.63	218.55	370.69	259.96	371.05
23	11.49	147.16	253.78	179.66	309.83	213.70	304.39
24	11.99	120.12	211.13	146.65	257.76	174.43	249.98
25	12.49	94.97	174.73	115.94	213.32	137.91	204.65
26	12.99	79.15	142.82	96.63	174.37	114.94	164.60
27	13.49	62.59	117.35	76.41	143.27	90.89	134.80
28	13.99	51.85	95.45	63.31	116.53	75.30	108.45
29	14.49	43.03	78.01	52.53	95.24	62.48	88.56



j	t Hrs.	Tránsito para T= 25 años		Tránsito para T= 50 años		Tránsito para T= 100 años	
		Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s	Q m3/s	I m3/s
30	14.99	34.04	64.02	41.56	78.15	49.43	72.91
31	15.49	28.13	52.03	34.35	63.52	40.86	58.83
32	15.99	23.46	42.47	28.65	51.85	34.07	48.04
33	16.49	18.77	34.87	22.92	42.57	27.26	39.66
34	16.99	14.64	28.43	17.88	34.71	21.27	32.22
35	17.49	10.77	22.91	13.15	27.98	15.65	25.65
36	17.99	10.14	18.06	12.38	22.05	14.72	19.65
37	18.49	7.95	14.89	9.71	18.18	11.55	16.69
38	18.99	5.80	12.12	7.08	14.79	8.42	13.61
39	19.49	3.79	9.59	4.63	11.71	5.51	10.49
40	19.99	2.59	7.27	3.16	8.88	3.76	7.50
41	20.49	1.90	5.40	2.33	6.59	2.77	5.26
42	20.98	1.42	4.00	1.73	4.88	2.06	3.76
43	21.48	1.04	2.97	1.27	3.62	1.51	2.74
44	21.98	0.73	2.20	0.89	2.68	1.06	2.00
45	22.48	0.50	1.61	0.61	1.96	0.73	1.44
46	22.98	0.34	1.17	0.42	1.42	0.50	1.01
47	23.48	0.25	0.84	0.30	1.02	0.36	0.70
48	23.98	0.13	0.60	0.16	0.73	0.19	0.50
49	24.48	0.05	0.41	0.07	0.51	0.08	0.31
50	24.98	0.01	0.27	0.01	0.33	0.02	0.17
51	25.48	0.00	0.17	0.00	0.20	0.00	0.08

Fuente: Elaboración propia



Figura 1: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=25 años.

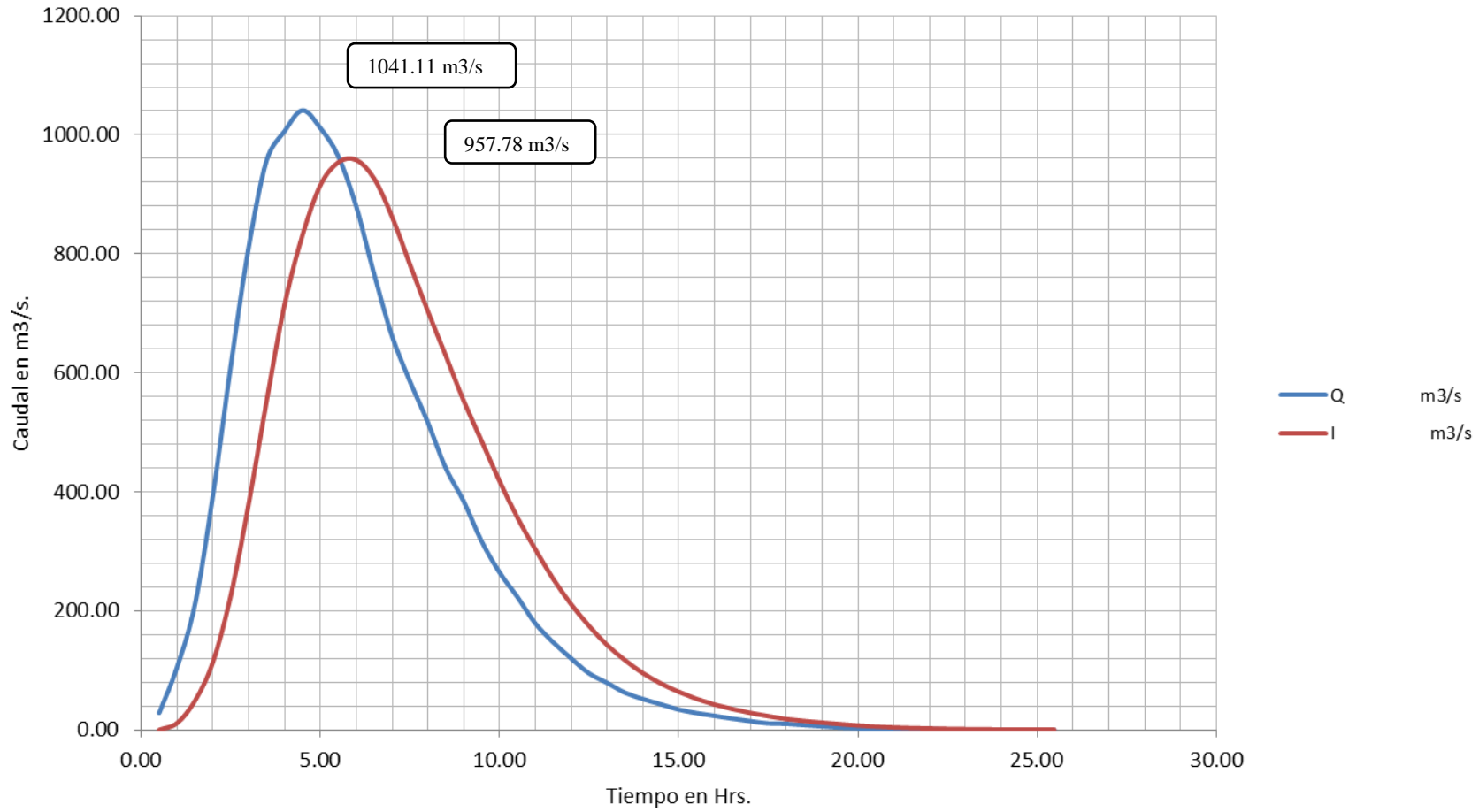




Figura 2: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=50 años.

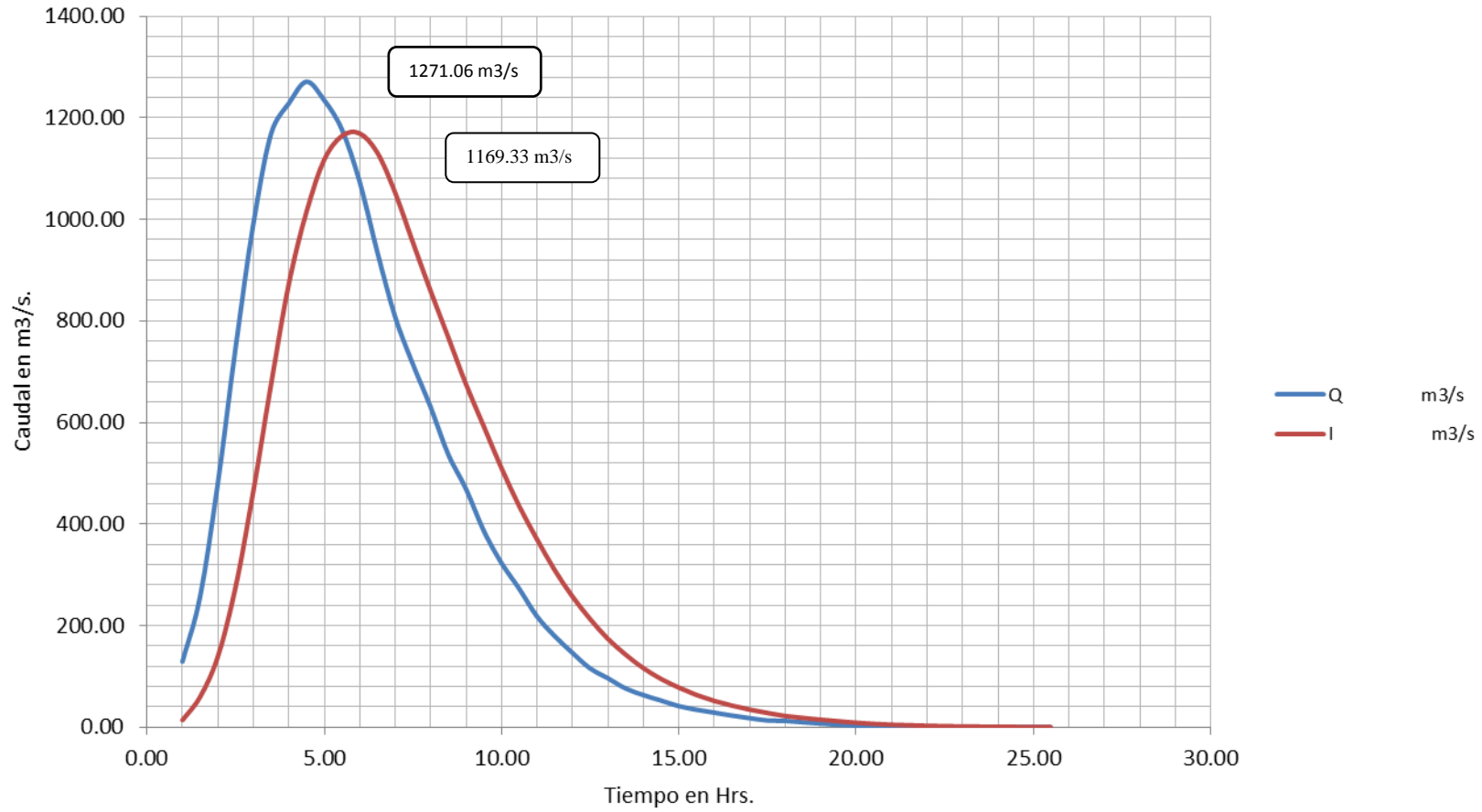
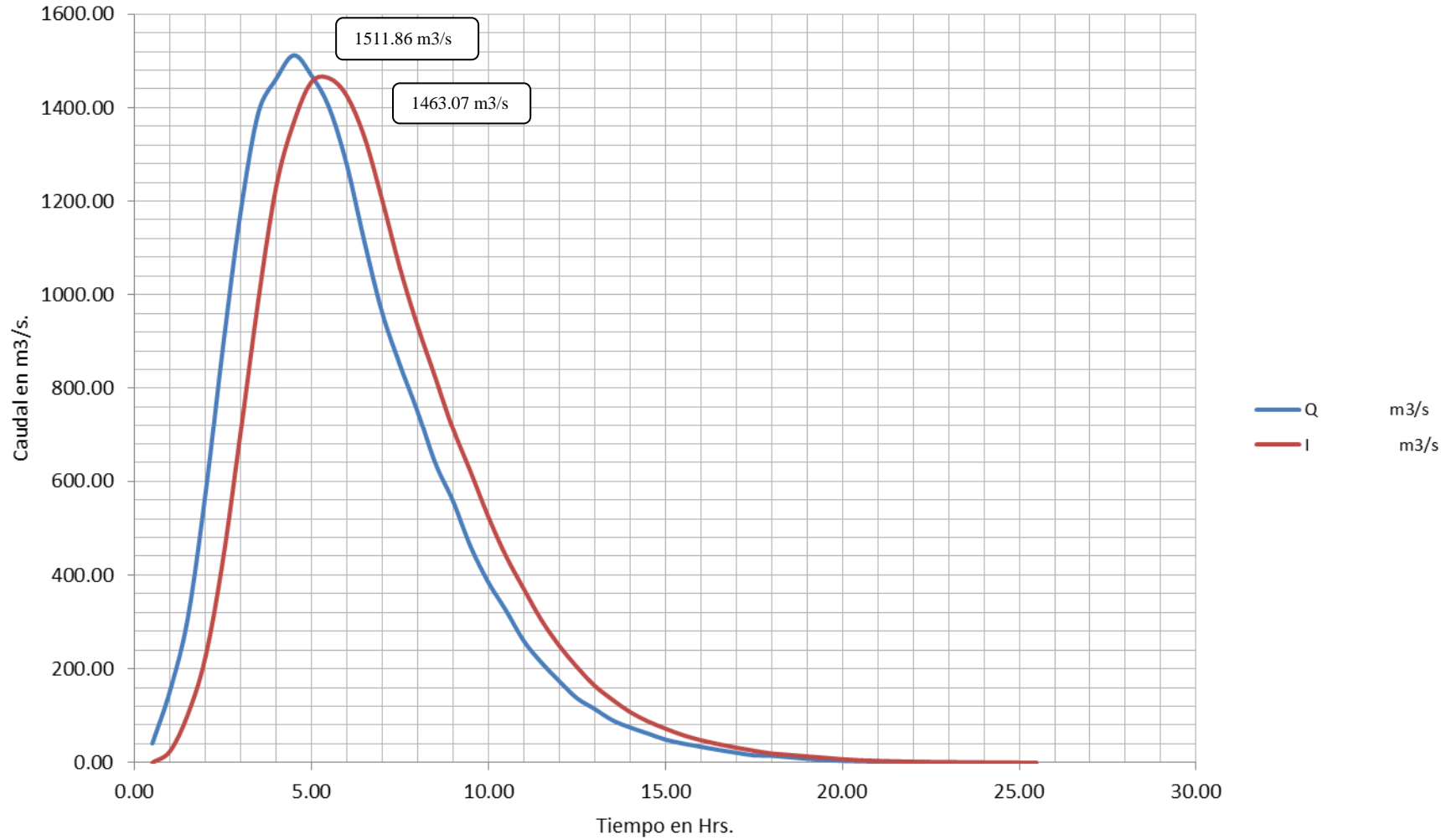




Figura 3: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=100 años.





6.2 Modelo de Muskingum Cunge

Para aplicar el modelo de Muskingum Cunge en los tramos de estudio se utilizan como datos iniciales:

Q_p = caudal de crecida para período de retorno seleccionado en m^3/s .

S_o =pendiente media del cauce en m/m .

n =rugosidad media de la sección transversal adimensional.

B = ancho superior de la sección transversal en m .

c = celeridad de la sección de inicio del tramo en m/s .

Δx = longitud parcial del tramo en m .

El método consiste en dividir la longitud total del tramo L en pequeños tramos Δx , donde los caudales transitados para cada tramo Δx_i se utilizan para transitar los caudales del tramo Δx_{i+1} , para efectos de cálculo se asume una longitud parcial de :

$$\Delta x = 600 \text{ m.}$$

A continuación se presenta el valor de pendiente media para el tramo seleccionado tomando como base de cálculo la topografía del río Guadalquivir.

$$S_o = 0.008742 \text{ m/m.}$$

La rugosidad calculada para el río Guadalquivir sector (Puente Bolívar – Colegio la Salle), calculada por el estudio Mitigación y Prevención de Inundaciones de la ciudad de Tarija, realizado por el INEBREH-CIH, tiene un valor de :

$$n = 0.060.00$$

Para determinar el ancho superior del tramo, se procedió a tomar como valor el ancho promedio de varias secciones los resultados son:



Tabla 2: Valores de anchos superiores secciones transversales

Sección	Ancho B en m
1	146
2	177
3	159
4	169
5	166
6	182
7	197
8	131
9	159

Fuente: Elaboración propia

Ancho superior promedio =165 m.

Para determinar la celeridad (c) de la onda de crecida se utiliza la siguiente ecuación:

$$c = \sqrt{9.81 \times \frac{A}{B}} \quad \text{Ec. 78}$$

Donde :

c= celeridad de la onda de crecida en m/s.

A= área de la sección transversal de inicio del tramo en m².

B= ancho superior de la sección transversal de inicio del tramo en m.

Los valores de c para los caudales de crecida en diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 30.

Tabla 3: Valores de celeridad para diferentes períodos de retorno T

Período de retorno T	Caudal en m ³ /s	Área en m ²	Ancho Sup. En m	Celeridad en m/s
25	1041.11	387.69	171.37	4.71
50	1271.06	437.85	168.62	5.05
100	1511.86	486.8	173.02	5.25

Fuente: Elaboración propia

El siguiente paso es determinar los parámetros X y K del método de MuskingumCunge, se tienen los siguientes resultados para diferentes períodos de retorno:



Tabla 4: Parámetros K y X del método de Muskingum Cunge.

Período de retorno T	K en Hrs.	X
25	2.12	0.37
50	1.98	0.35
100	1.90	0.33

Fuente: Elaboración propia

Determinados los coeficientes K y X, se procede a calcular el valor de estabilidad numérica recomendado por Cunge, mediante la gráfica presentada en la figura 15.

Tabla 5: Coeficiente de estabilidad numérica de Cunge.

Período de retorno T	Coficiente de estabilidad numérica
25	0.86
50	0.85
100	0.82

Fuente: Elaboración propia

Calculado el coeficiente estabilidad numérica (μ), se procede a determinar el valor de Δt a partir de la siguiente relación:

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{c \times \mu} \quad \text{Ec. 79}$$

Los resultados obtenidos para Δt en diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 6.6.

Tabla 6: Valores de Δt para diferentes períodos de retorno.

Período de retorno T	Δt en Hrs.
25	2.47
50	2.33
100	2.32

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores de K, X y Δt se procede a calcular las constantes C1, C2 y C3 del método de Muskingum Cunge.



Tabla 7: Valores de los coeficientes C1,C2 y C3 para el método de Muskingum Cunge.

Período de retorno T	C1	C2	C3	Prueba
25	0.79	0.17	0.04	1.00
50	0.76	0.19	0.05	1.00
100	0.74	0.22	0.04	1.00

Fuente: Elaboración propia.



Figura 4: Sección inicial Puente Bolívar tramo (Mira Flores-Colegio La Salle)

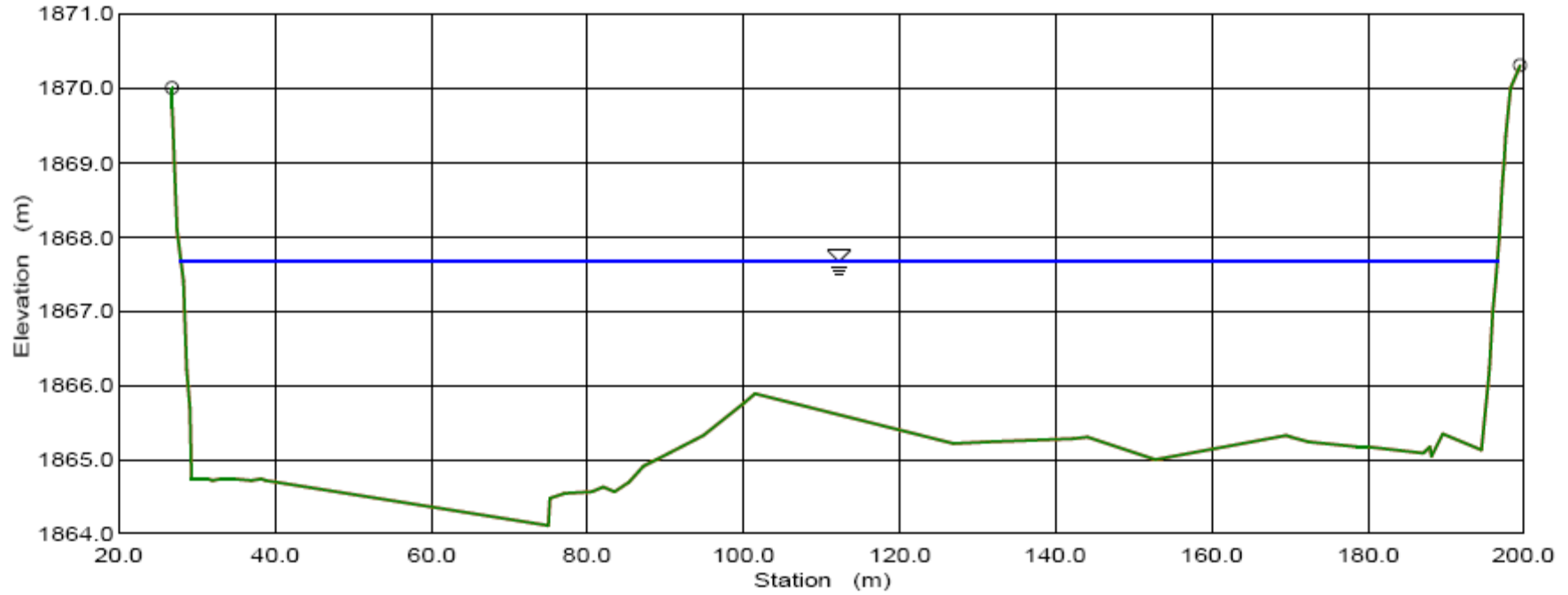




Tabla 8: Transito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno T=25 años

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=0$ m	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m
0.5	28.2	28.2	28.2	28.2	28.2
1.0	105.6	41.57	30.49	28.58	28.25
1.5	211.3	121.46	54.96	34.65	29.62
2.0	393.9	239.46	139.32	68.77	40.36
2.5	612.2	425.76	267.84	158.84	83.26
3.0	811.5	639.53	456.68	296.32	179.72
3.5	957.1	830.10	665.48	486.65	324.77
4.0	1006.1	960.74	846.39	689.92	515.60
4.5	1041.1	1010.41	964.95	860.90	712.81
5.0	1011.4	1034.80	1012.89	969.26	873.97
5.5	964.0	1004.11	1028.66	1013.95	973.34
6.0	879.9	950.96	995.86	1022.42	1013.86
6.5	766.4	862.96	937.46	986.78	1015.93
7.0	662.1	752.03	846.63	923.64	976.98
7.5	585.8	652.38	738.42	830.87	909.64
8.0	516.8	576.40	642.53	725.38	815.64
8.5	440.0	505.77	566.71	632.59	712.79
9.0	384.4	432.92	495.50	556.92	622.58
9.5	317.2	374.65	425.24	485.71	547.12
10.0	265.0	310.34	365.47	417.22	476.21
10.5	223.6	259.54	303.67	356.76	409.02
11.0	179.0	217.26	253.91	297.10	348.44
11.5	147.2	174.97	211.35	248.21	290.61
12.0	120.1	143.55	170.93	205.77	242.49
12.5	95.0	116.66	139.95	166.90	200.45
13.0	79.1	93.06	113.47	136.40	162.91
13.5	62.6	76.82	91.03	110.47	132.93
14.0	51.9	61.28	74.67	88.95	107.61
14.5	43.0	50.69	59.96	72.68	86.85
15.0	34.0	41.77	49.50	58.64	70.79
15.5	28.1	33.32	40.60	48.31	57.32
16.0	23.5	27.53	32.59	39.51	47.13
16.5	18.8	22.81	26.90	31.87	38.48
17.0	14.6	18.21	22.17	26.28	31.16
17.5	10.8	14.11	17.65	21.55	25.64
18.0	10.1	10.79	13.67	17.11	20.94
18.5	8.0	9.79	10.73	13.30	16.60
19.0	5.8	7.65	9.45	10.61	12.96
19.5	3.8	5.52	7.35	9.13	10.44
20.0	2.6	3.65	5.27	7.06	8.82



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=0$ m	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m
20.5	1.9	2.51	3.52	5.03	6.78
21.0	1.4	1.84	2.43	3.39	4.82
21.5	1.0	1.37	1.78	2.36	3.26
22.0	0.7	1.00	1.32	1.73	2.28
22.5	0.5	0.70	0.96	1.27	1.67
23.0	0.3	0.48	0.67	0.92	1.23
23.5	0.2	0.33	0.46	0.65	0.88
24.0	0.1	0.23	0.32	0.45	0.62
24.5	0.1	0.12	0.22	0.31	0.43
25.0	0.0	0.05	0.11	0.20	0.29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9: Transito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno T=50 años.

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
0.5	34.4	34.4	34.4	34.4	34.4
1.0	129.0	52.32	37.80	35.05	34.52
1.5	258.0	149.86	70.12	43.79	36.68
2.0	480.9	295.22	173.70	88.52	51.94
2.5	747.4	522.80	332.69	199.86	107.92
3.0	990.7	783.09	563.29	370.21	227.87
3.5	1168.5	1014.79	816.79	602.35	407.59
4.0	1228.3	1172.73	1035.52	848.27	639.90
4.5	1271.1	1233.83	1177.94	1053.81	877.54
5.0	1234.8	1262.47	1236.66	1183.30	1070.16
5.5	1176.9	1225.13	1254.20	1237.51	1188.32
6.0	1074.2	1159.67	1214.08	1245.82	1236.80
6.5	935.6	1051.92	1141.78	1201.85	1237.07
7.0	808.4	916.91	1030.51	1123.49	1188.64
7.5	715.2	795.77	899.23	1009.96	1105.00
8.0	630.9	702.94	782.98	882.35	990.19
8.5	537.2	616.48	690.28	770.03	866.08
9.0	469.3	528.03	603.15	677.47	756.95
9.5	387.2	456.50	517.96	590.46	664.68
10.0	323.5	378.36	444.55	507.42	578.17
10.5	273.0	316.45	369.71	433.29	496.66
11.0	218.6	264.68	309.11	361.18	422.57
11.5	179.7	213.32	257.01	301.66	352.75
12.0	146.6	174.97	208.09	249.82	294.21
12.5	115.9	142.14	170.29	202.86	242.98
13.0	96.6	113.50	138.02	165.69	197.68
13.5	76.4	93.58	110.86	134.16	161.20



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
14.0	63.3	74.73	90.81	108.15	130.49
14.5	52.5	61.79	73.02	88.25	105.41
15.0	41.6	50.88	60.25	71.31	85.83
15.5	34.3	40.63	49.37	58.70	69.59
16.0	28.6	33.56	39.69	47.97	57.17
16.5	22.9	27.79	32.75	38.76	46.65
17.0	17.9	22.19	26.96	31.93	37.84
17.5	13.2	17.18	21.46	26.15	31.11
18.0	12.4	13.19	16.63	20.76	25.36
18.5	9.7	11.91	13.11	16.15	20.10
19.0	7.1	9.31	11.47	12.94	15.73
19.5	4.6	6.72	8.92	11.06	12.71
20.0	3.2	4.45	6.39	8.54	10.66
20.5	2.3	3.06	4.28	6.09	8.17
21.0	1.7	2.25	2.96	4.11	5.81
21.5	1.3	1.67	2.17	2.87	3.96
22.0	0.9	1.21	1.60	2.10	2.77
22.5	0.6	0.85	1.16	1.54	2.02
23.0	0.4	0.59	0.82	1.12	1.48
23.5	0.3	0.41	0.56	0.78	1.07
24.0	0.2	0.28	0.39	0.54	0.75
24.5	0.1	0.15	0.26	0.37	0.52
25.0	0.0	0.06	0.14	0.24	0.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10: Tránsito de hidrograma mediante el método de Muskingum Cunge para un período de retorno $T=100$ años.

t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
0.5	40.92	40.92	40.92	40.92	40.92
1.0	153.41	65.25	46.18	42.06	41.17
1.5	306.88	182.70	89.81	55.44	44.91
2.0	572.04	358.74	216.66	115.73	68.01
2.5	889.02	631.16	411.37	254.31	143.59
3.0	1178.43	940.20	688.28	464.32	294.84
3.5	1389.92	1213.63	988.19	743.24	517.14
4.0	1461.01	1397.49	1243.42	1032.55	795.81
4.5	1511.86	1469.20	1406.18	1269.29	1073.28
5.0	1468.76	1500.65	1473.21	1414.62	1292.05
5.5	1399.84	1455.26	1489.62	1474.16	1422.07
6.0	1277.71	1375.87	1439.61	1478.11	1472.71
6.5	1112.87	1246.40	1350.69	1422.08	1465.75



t (Hrs.)	I (m3/s)	O (m3/s) $\Delta X=600$ m	O (m3/s) $\Delta X=1200$ m	O (m3/s) $\Delta X=1800$ m	O (m3/s) $\Delta X=2400$ m
7.0	961.54	1086.05	1216.33	1324.79	1402.97
7.5	850.65	943.07	1060.89	1187.51	1298.56
8.0	750.41	833.06	924.49	1036.99	1159.87
8.5	638.98	729.97	814.81	905.75	1014.04
9.0	558.24	625.55	711.13	796.41	886.89
9.5	460.59	540.10	610.85	693.22	778.10
10.0	384.75	447.70	523.25	595.55	675.85
10.5	324.68	374.55	435.22	507.41	580.04
11.0	259.96	312.89	363.90	422.99	492.36
11.5	213.70	252.29	302.04	353.13	410.95
12.0	174.43	206.91	244.68	291.90	342.45
12.5	137.91	167.97	200.16	237.14	282.29
13.0	114.94	134.27	162.10	193.56	229.71
13.5	90.89	110.59	130.38	156.63	187.18
14.0	75.30	88.39	106.66	126.41	151.45
14.5	62.48	73.11	85.89	103.04	122.47
15.0	49.43	60.13	70.87	83.40	99.66
15.5	40.86	48.05	57.99	68.64	80.93
16.0	34.07	39.71	46.69	56.02	66.45
16.5	27.26	32.85	38.53	45.34	54.17
17.0	21.27	26.21	31.66	37.35	44.00
17.5	15.65	20.27	25.16	30.51	36.16
18.0	14.72	15.65	19.49	24.17	29.39
18.5	11.55	14.08	15.48	18.83	23.25
19.0	8.42	10.98	13.47	15.19	18.24
19.5	5.51	7.90	10.43	12.89	14.83
20.0	3.76	5.24	7.44	9.89	12.33
20.5	2.77	3.61	4.98	7.01	9.38
21.0	2.06	2.65	3.46	4.74	6.63
21.5	1.51	1.97	2.54	3.32	4.52
22.0	1.06	1.43	1.88	2.43	3.18
22.5	0.73	1.00	1.36	1.79	2.32
23.0	0.50	0.69	0.95	1.29	1.70
23.5	0.36	0.48	0.66	0.90	1.22
24.0	0.19	0.33	0.45	0.62	0.86
24.5	0.08	0.17	0.30	0.43	0.59
25.0	0.02	0.07	0.16	0.28	0.40

Fuente: Elaboración propia.



Figura 5: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno T=25 años.

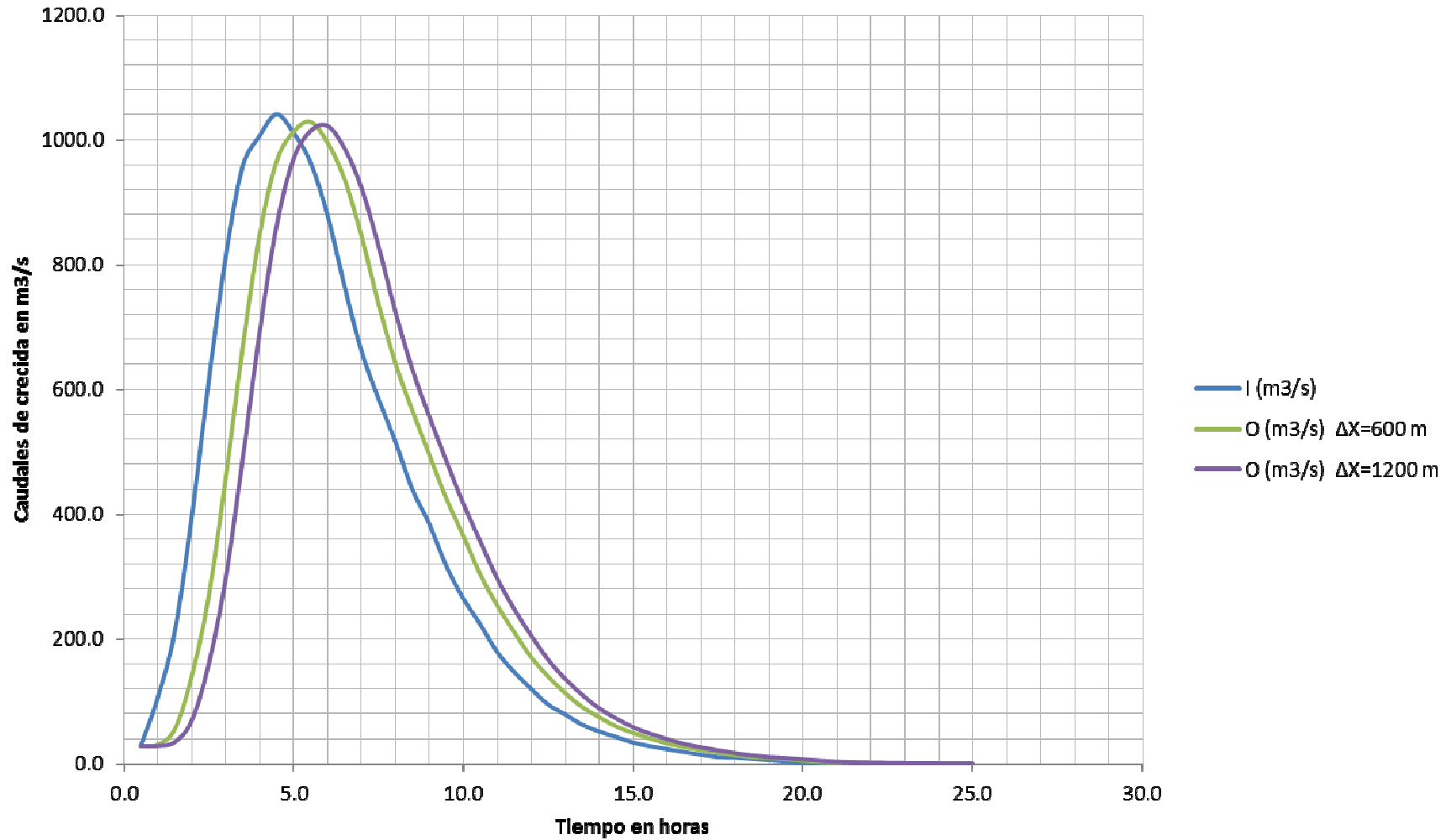




Figura 6: Hidrogramas de entrada y salida para un período de retorno $T=50$ años.

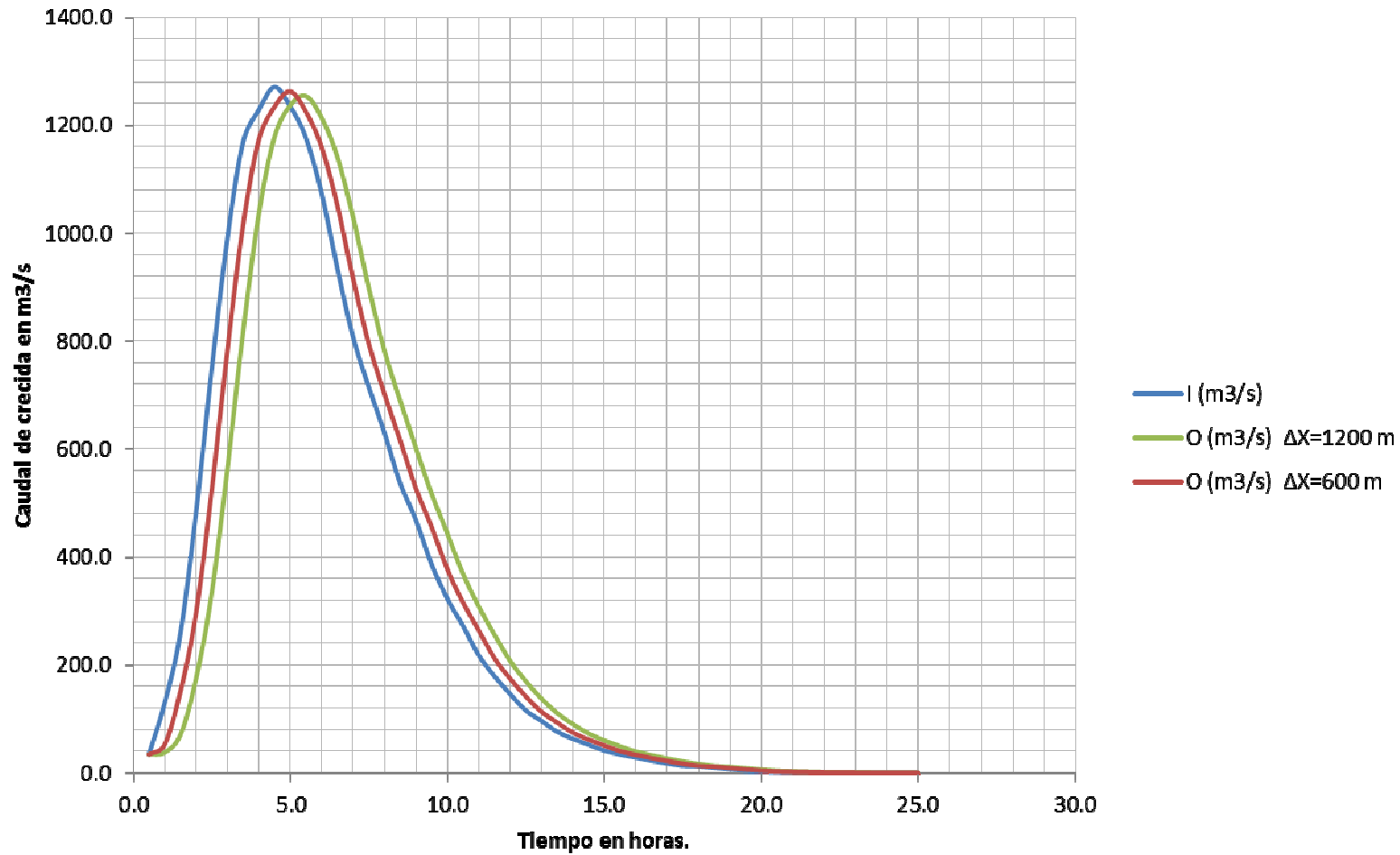
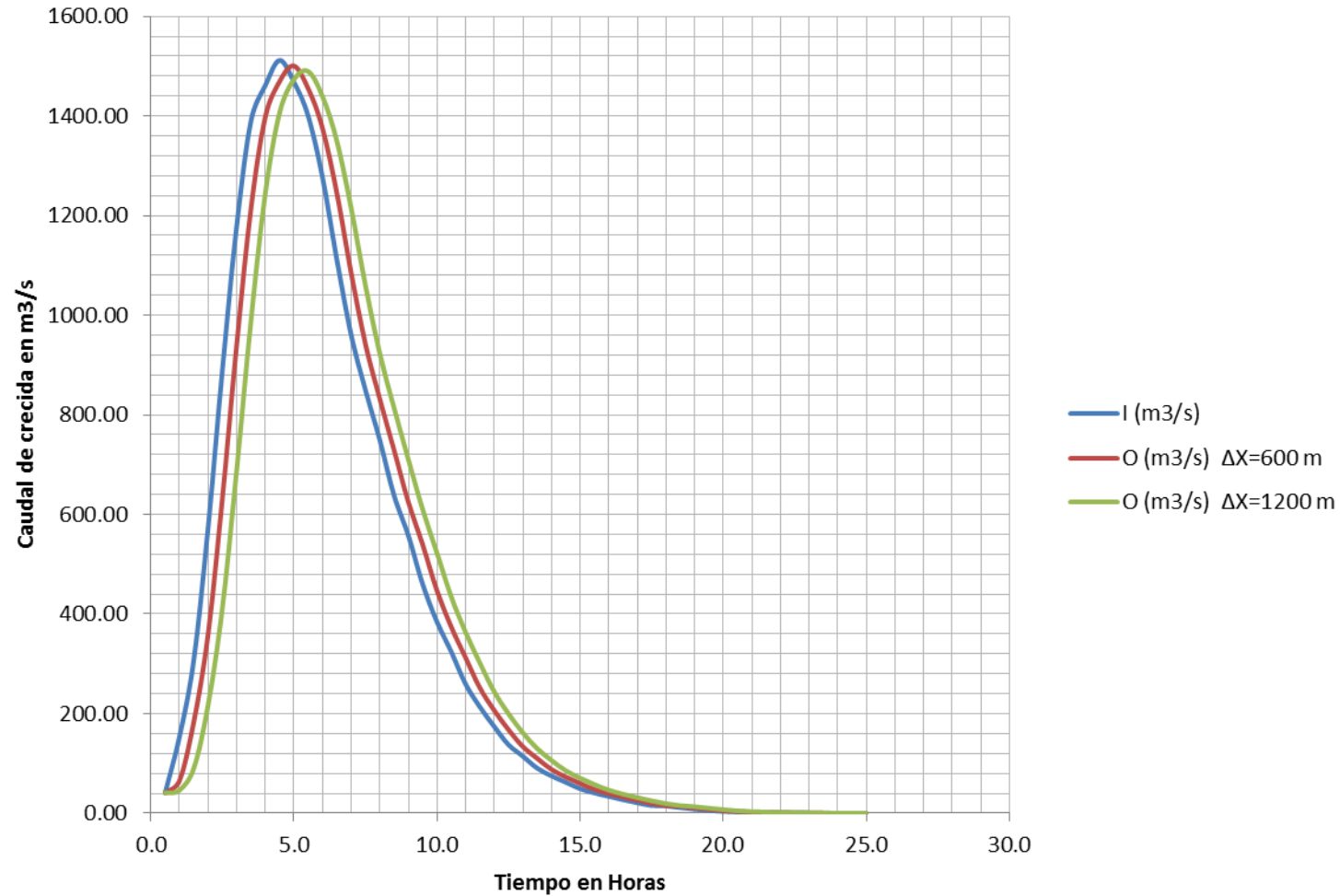




Figura 7: Hidrograma de entrada y salida para un período de retorno $T=100$ años.







CAPITULO VII

7.1 Conclusiones.

- Los parámetros del método de Muskingum (x, K), están relacionados a una base matemática del modelo y no así a una condición física.
- El tránsito de avenidas en cauces nos permite conocer los efectos de una avenida de crecida y calcular los valores de los hidrogramas transitados, por medio del método de Muskingum.
- El método de Muskingum Cunge , nos permite transitar hidrogramas de crecida a longitudes aguas abajo tomando como bases de cálculo las ecuaciones de la onda cinemática simplificada , teniendo una gran diferencia en el cálculo de los parámetros (k, x) , ya que éstos adquieren un significado físico.
- Para el tramo transitado del río Guadalquivir los parámetros de Muskingum (x, k), son estimados y finalmente calculados por el método de Muskingum Cunge.

7.2 Recomendaciones.

- El método lineal de Muskingum se debe tomar mucho cuidado en la selección de la variable x ya que ésta origina valores negativos y distorsionados , es por eso que se tomó para este presente estudio un valor dentro de los rangos establecidos como $0 < x < 0.5$.
- Los parámetros de tránsito dependerán en gran medida de los métodos utilizados para el cálculo de caudales máximos de crecida , muchas experiencias en tránsito de ríos recomiendan utilizar como método de cálculo de caudales máximos el recomendado por el CSC.